

Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil



**PROPUESTA DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA,
PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN
SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

ARIAS R, ADRIANA A

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito para
optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Marzo de 2017

Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil



**PROPUESTA DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA,
PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN
SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

ARIAS R, ADRIANA A

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Ing. Natalio Guaregua
Tutor Industrial

Cantaura, Marzo de 2017

Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil



**PROPUESTA DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA,
PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN
SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI**

JURADO

El jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de

APROBADO

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Prof. Carlos Cermeño
Jurado Principal

Prof. Anabel González
Jurado Principal

Cantaura, Marzo de 2017

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del Reglamento de Trabajos de Grado de la Universidad de Oriente:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien le participará al Consejo Universitario”.

DEDICATORIA

Le dedico con todo mi amor la tesis a mi familia, muy especialmente a mis padres, por estar siempre junto a mí prestos a cuidarme y apoyarme ante esta aventura divina y bendecida por Dios llamada VIDA. Papá, Carlos Cabeza; porque amor con amor se paga, por tu esfuerzo de darme siempre la mejor educación, por creer y confiar en mí con ojos cerrados, para ti, y a mi mamá, Olenis Rodríguez por ser mi luz, mi centro, mi compañera de vida, porque aun cuando el dedicarte esta tesis se vuelve insignificante ante toda la vida que tú me has dedicado, mi motivo, mi razón de ser y estar, siempre serás tú.

Sin duda me quedo corta ante tantas cosas que me gustaría expresar y compartir, pero para finalizar le dedico el resultado de mi esfuerzo a mi Universo-DIOS porque sé que cada paso que doy es junto a ti, que siempre estas vigilante, cuidándome y guiándome hacia el buen camino, confié en que junto a ti no habrá obstáculo ni barra que no pueda superar, para ti con infinito amor y devoción.

LOS AMO.

AGRADECIMIENTO

A DIOS GRACIAS INFINITAS porque me ha permitido vivir una de las experiencias más hermosas de la vida, el ciclo universitario, el formarme como un profesional. GRACIAS a mi San Miguel Arcángel porque que se que junto a Dios ha estado cubriéndome con sus alas y defendiéndome con su espada de todo mal.

GRACIAS a mi papá, Carlos Cabeza por formar parte de mi vida, recuerdo estando yo pequeña que decías “cuando estén más grandes van a agradecer la educación que se les está brindando” y es así, te la agradezco, agradezco la disciplina y responsabilidad inculcada ante cualquier cosa que se vaya a realizar, el querer siempre lo mejor de lo mejor para mi, GRACIAS por consentirme y amarme tanto, GRACIAS por tanta dedicación de Padre.

A mi Guerrera, mi Amada, mi mamá Olenis Rodríguez, GRACIAS Mujer por cuidarme con amor infinito, si hay alguien que sabe cuánto sueño yo, eres tú y te agradezco no solo por dejarme soñar sino por ayudarme en hacerlos realidad, por darme ánimo, ímpetu, gracias por tu FÉ que mueve montañas y por creer en mí más de lo que yo creo en mí misma, ambas hemos esperado y trabajado por este logro pero definitivamente yo podre lograr tener miles títulos de formación y ni uno será más importante que el título que me ha otorgado DIOS de ser tu hija, GRACIAS siempre.

A mis amigos y compañeros de estudio; Winston Rodríguez, Guillermo Serrano, GRACIAS INMENSAS no solo por su amistad sino porque cada uno de ustedes de diferentes maneras me ha ayudado durante este proceso, gracias Amigos. Mis GRACIAS sinceras, con el corazón y muchísimo cariño al Sr. Jorge González por ayudarme en el proceso de poder lograr hacer mis pasantías en PDVSA-GAS, por sus atenciones y apoyo. A todas las personas que forman parte del Proyecto IV Tren, Planta de Extracción San Joaquín-Pdvsa Gas Anaco, Estado Anzoátegui, creo que

cualquier agradecimiento se vuelve insignificante ante la atención y ayuda que recibí. GRACIAS especiales al Sr. José Ocando porque desde el primer día su ayuda ha sido incesante, ha sido el responsable de darme un tema que me ha permitido poner en práctica mis conocimientos y aprender más allá de ellos, formándome con el favor de Dios en un gran profesional, ha sido todo un desafío. A los chicos de Ingeniería GRACIAS por cuidarme tanto y hacerme sentir una más de ustedes.

A él Sr. Rafael Viaje, GRACIAS por sus consejos, colaboración y amabilidad así mí. A los Ingenieros de Y\$V, el Sr. Percy Correa y la Sra. Erika Mejías por su asesoramiento y buena voluntad de ayudarme durante el desarrollo de la tesis y por ultimo pero no menos importante a mi Tutor Industrial, el Sr. Natalio Guaregua, GRACIAS por aceptar la responsabilidad de ser mi tutor, por su dedicación, esmero y ante todo Fe en Dios en que todo saldría bien, por confiar en mí, compartir sus conocimientos y brindarme una amistad que sé, será para siempre, GRACIAS.

Para concluir le doy GRACIAS a mi casa, la casa más alta del Oriente del País, la UDO, por darme la oportunidad de formar parte de ella, gracias a todo el personal que lo conforma, especialmente a los de la UDO Extensión Cantaura, Profesores, Miembros de la comisión de trabajado de grado de Ingeniería, Tutor académico, por su dedicación, esfuerzo y ganas de formar profesionales capaces de brindarle al País un mejor porvenir. GRACIAS.

Universidad de Oriente
Núcleo Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas
Departamento de Ingeniería Civil

**PROPUESTA DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA,
PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN
SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI**

Autor: Arias, Adriana

Tutor Académico: Prof. Jhonatan Martínez

Año: 2017

RESUMEN

Este trabajo de investigación “Estructura de fundación para torre desmetanizadora en el Proyecto IV Tren San Joaquín, Planta de extracción San Joaquín PDVSA GAS Anaco, Estado Anzoátegui”, tuvo como finalidad proyectar el diseño estructural de la fundación para la instalación de la torre desmetanizadora correspondiente al Proyecto IV Tren de Extracción San Joaquín, cuyas dimensiones y demandas de carga del recipiente vertical, son las más severas no solo en la planta de extracción San Joaquín, sino también en la zona oriental del país. Asimismo, éste fue realizado considerando el método de la rotura, conocido comúnmente como el método de los estados limites, permitiendo de esta manera asegurar el grado de fiabilidad de la estructura propuesta. También, se aplicó una investigación tipo descriptiva, con un diseño de campo y apoyo de fuentes secundarias de tipo documental. Esta investigación aporta al desarrollo de este proyecto un documento técnico que hace factible la construcción del equipamiento necesario para la industria en lo que respecta a este equipo, cumpliendo con las mejores prácticas de diseño seguro a través del uso de las más estrictas normas nacionales e internacionales aplicables en el área de estudio. De la misma forma, se consideró la acción más desfavorable que puede actuar sobre el recipiente, permitiendo realizar el dimensionado de la fundación evitando un posible colapso en la estructura, garantizando de esta forma un óptimo diseño de la misma. Finalmente, el método seleccionado para establecer y proyectar correctamente la fundación fue el “Método de la flexión” ofreciendo así un diseño seguro, confiable y económico en el ámbito constructivo.

Descriptores: Propuesta, Proyecto, Diseño, Fundación, Torre, Normas.

ÍNDICE GENERAL

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
RESUMEN.....	viii
ÍNDICE GENERAL.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xxii
INTRODUCCION	xxiii
CAPITULO I	
EL PROBLEMA	25
1.1. Planteamiento del problema	25
1.2. Objetivos.....	29
1.2.1. Objetivo general	29
1.2.2. Objetivos específicos.....	29
1.3. Generalidades de la empresa	30
1.3.1. Reseña histórica de PDVSA GAS	30
1.3.2. Complejo Criogénico de Oriente.....	32
1.3.3. Planta de Extracción San Joaquín.....	34
1.4. Descripción del sitio en estudio.....	36

1.4.1. Ubicación del proyecto.....	36
1.4.2. Coordenadas del sitio	37
1.4.3. Datos ambientales del sitio	38
CAPITULO II	
MARCO TEÓRICO.....	41
2.1. Antecedentes de la investigación.....	41
2.2. Bases teóricas	43
2.2.1. Método de los estados límites.....	43
2.2.2. Cálculo de acciones	44
2.2.3. Cálculo de las acciones de viento	46
2.2.4. Cálculo de las acciones de sismo.....	55
2.2.5. Método de superposición modal.....	63
2.2.6. Dimensionado de Pedestal.....	68
2.2.7. Acero de refuerzo para el pedestal	69
2.2.8. Diseño del pilote.....	72
2.2.8.1. Acero de refuerzo para pilote	73
2.2.9. Dimensionado del cabezal	74
2.2.9.1. Método de las bielas y tirantes	75
2.2.9.2. Método de la flexión.....	78
2.2.9.2.1. Chequeo por corte	81
2.2.9.2.2. Chequeo por punzonado	83

2.2.9.2.3. Chequeo por aplastamiento.....	86
2.2.9.2.4. Acero por flexión	88
2.2.9.3. Chequeo de los pernos de anclaje.....	89
2.2.9.3.1. Resistencia del acero de un grupo de anclaje en tracción (N_{sa}) .	90
2.2.9.3.2. Resistencia al arrancamiento del concreto (N_{cbg})	90
2.2.9.3.3. Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción ($\Psi_{ec,N}$).....	91
2.2.9.3.4. Factor de modificación de efectos de borde para grupos de anclajes en tracción ($\Psi_{ed,N}$)	92
2.2.9.3.5. Resistencia básica al arrancamiento del concreto (N_b).....	92
2.2.9.3.6. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado (N_{pn}).....	93
2.2.9.3.7. Resistencia a desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza (N_{sbg}).....	93

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO.....	97
3.1. Tipo de investigación.....	97
3.2. Diseño de investigación.....	97
3.3. Técnicas a utilizar	98
3.3.1. Revisión documental	98
3.3.2. Entrevista no estructurada	98

3.4. Etapas del proyecto.....	99
3.4.1. Revisión bibliográfica	99
3.4.2. Identificar los criterios utilizados en la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05 para este tipo de estructura	99
3.4.3. Efectuar los Análisis Sísmicos y Eólicos que inciden en el equipo, empleando los criterios de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05	100
3.4.4. Realizar el dimensionamiento de la fundación considerando los datos del estudio geotécnico del sitio y los requisitos de la norma PDVSA L-STC-005 y la ACI 318-14.	100
3.4.5. Verificar los resultados obtenidos en los cálculos analíticos, empleando el programa comercial STAAD FOUNDATION ADVANCED V8i.....	101
3.4.6. Presentar planos de ingeniería de detalle de la fundación con el uso del programa comercial AutoCAD 2015	101

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	102
4.1. Criterios utilizados de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05 para este tipo de estructura.	102
4.1.1 Criterios de la norma de PDVSA A-261	102
4.1.2. Criterios de la norma internacional ASCE-05	106
4.2. Análisis Sísmicos y Eólicos empleando los criterios de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05	108
4.2.1. Análisis eólico	108
4.2.2. Análisis sísmico.....	116
4.2.2.1. Requerimientos generales.....	116
4.3. Dimensionado de la fundación considerando datos el estudio geotécnico del sitio y los requisitos de la norma PDVSA L-STC-005 y la ACI 318-14.	147
4.3.1. Dimensionado del pedestal.....	147

4.3.1.1. Acero del pedestal	150
4.3.2. Selección y diseño del pilote	155
4.3.2.1. Diseño de pilote	156
4.3.3. Dimensionado del cabezal	158
4.3.3.1. Método de las bielas y tirantes	166
4.3.3.2. Cálculo de tensiones	170
4.3.3.3. Cálculo de la altura del cabezal por flexión	175
4.3.3.4. Acero por flexión.....	191
4.3.3.5. Chequeo de los pernos de anclaje.....	194
4.4. Verificación de los cálculos analíticos a través del programa comercial STAAD.Pro v8i. 208	
4.4.1. Modelado con el software	214
 CAPITULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	230
5.1. Conclusiones.....	230
5.2. Recomendaciones	231
BIBLIOGRAFIAS	232
 METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:Coordenadas para Instalación del IV Tren de Extracción de Líquidos	37
Tabla 2:Coordenadas Nueva Vialidad Perimetral de Seguridad.....	37
Tabla 3:Coordenadas de Acceso a ACCROVEN	38
Tabla 4:Pluviometría.....	38
Tabla 5:Presión Barométrica.....	39
Tabla 6:Temperatura Ambiente	39
Tabla 7:Humedad Relativa.....	39
Tabla 8:Datos de Viento.....	40
Tabla 9:Clasificación Sísmica.....	40
Tabla 10:Combinaciones de cargas en estado de servicio y estado último.....	46
Tabla 11:Velocidad básica del viento, V , en km/h	48
Tabla 12:Factor de importancia eólica.....	49
Tabla 13:Constantes para el cálculo de KZ y K_h	51
Tabla 14:Factores de respuesta ante ráfagas Gh para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III	52
Tabla 15:Escala de clasificación de riesgo y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno (p_1)	57
Tabla 16:Valores que definen la forma del espectro.....	59
Tabla 17:Factor de amortiguamiento	59
Tabla 18:Factores de ductilidad	61
Tabla 19:Requisitos de tracción para anclajes, espárragos y varilla roscada.....	90

Tabla 20:Calculo de las acciones del viento por nivel.....	114
Tabla 21:Resultado total de las acciones del viento.....	115
Tabla 22:Forma espectral tipificada y Factor φ	118
Tabla 23:Cálculos del espectro de respuesta elástica.....	123
Tabla 24:Valores de $T +$ (segundos)	125
Tabla 25:Cálculos del espectro de diseño	127
Tabla 26:Selección del método de análisis	128
Tabla 27:Cálculo de las masas concentradas por nivel.....	130
Tabla 28:Cálculo de las rigideces por nivel	132
Tabla 29:Autovectores	135
Tabla 30:Periodos naturales y A_d por modo.....	136
Tabla 31 (a):Coordenadas modales.....	138
Tabla 31 (b):Coordenadas modales.....	139
Tabla 31 (c):Coordenadas modales.....	139
Tabla 31 (d):Coordenadas modales.....	140
Tabla 32:Calculo factor de partición modal.....	141
Tabla 32 (a):Fuerzas y momentos modales del modo 1.....	142
Tabla 32 (b):Fuerzas laterales y momentos por niveles.....	143
Tabla 32 (c):Fuerzas laterales y momentos por niveles	144
Tabla 32 (d):Fuerzas laterales y momentos por niveles.....	144
Tabla 33:Calculo total de las fuerzas y momentos.....	145

Tabla 34:Resultado de las Acciones sísmicas y Combinaciones direccionales.....	146
Tabla 35:Datos del equipo a utilizar en el dimensionado de la fundación.....	147
Tabla 36:Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. Acero superior del pedestal.....	155
Tabla 37:Características de los pilotes excavados y vaciados en sitio.....	156
Tabla 38:Momentos por volcamiento	165
Tabla 39:Reacciones de los pilotes según viga idealizada.....	176
Tabla 40:Sumatoria de las reacciones de los pilotes según la viga idealizada.....	180
Tabla 41:Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. Acero principal por flexión	192
Tabla 42:Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. As por retracción y fraguado.....	193
Tabla 43:Resistencia nominal en tracción.....	204
Tabla 44:Resultados de las acciones sísmicas calculo analítico	210
Tabla 45:Fuerza Cortante	211
Tabla 46:Momento sobre el Origen	212
Tabla 47:Comparación de los cálculos analíticos con el programa STAAD Pro y datos suministrados por el fabricante.....	213
Tabla 48Comparación de los resultados de los cálculos analíticos con el programa STAAD pro	213
Tabla 49:Comparación de los cálculos analíticos con los datos suministrados por el fabricante.....	213

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica de PDVSA GAS. Región_Oriente y Región Occidente.....	31
Figura 2. Complejo Criogénico de Oriente.	32
Figura 3. Ubicación de la planta de extracción San Joaquín.....	36
Figura 4: Coeficiente C_f para el cálculo de las fuerzas sobre chimeneas y tanque....	53
Figura 5: Ejemplo de discretización y distribución_de las fuerzas del viento en un recipiente vertical	54
Figura 6: Representación grafica del momento por nivel	55
Figura 7: Representación grafica del espectro de respuesta	60
Figura 8: Simulación de los modos de vibración según sus autovalores y autovectores	65
Figura 9: Representación gráfica de las fuerzas laterales por modo	67
Figura 13: Tipo de gancho estándar	71
Figura 14: Ligaduras cerradas.	72
Figura 15: Ligaduras de espiral.....	74
Figura 16: Representación grafica del método de las bielas	76
Figura 22: Relación vuelo-canto. Método de la flexión	79
Figura 23: Dimensiones de la viga idealizada. Método de la flexión	79
Figura 24: Sección critica x por flexión, a una_distancia d de la superficie	81
Figura 25: Esquema del corte por punzonado.....	83
Figura 26: Modelo geométrico para la verificación del aplastamiento.....	86

Figura 27: Modelo estructural para la verificación del aplastamiento	86
Figura 28: Discretización del recipiente.	109
Figura 29: Relación de esbeltez. Altura-diámetro.....	110
Figura 30: Selección del coeficiente C_f para el cálculo de las fuerzas sobre chimeneas y tanques.....	112
Figura 31: Ejemplificación del momento por nivel. Nivel 1	115
Figura 32: Visualización de las fuerza en la base y momento actuante.....	116
Figura 33: Ubicación de la zona sísmica.....	117
Figura 34: Mapa amenaza sísmica, valores de a^*	120
Figura 35: Mapa amenaza sísmica, valores de Υ	120
Figura 36: Representación gráfica del espectro de respuesta Elástica.....	124
Figura 37: Representación gráfica del espectro de diseño	127
Figura 38: Distribución de las alturas por nivel del equipo	131
Figura 39: Representación gráfica de los modos de vibración por nivel	140
Figura 40: Representación grafica de las fuerzas y momentos con sus brazos de palanca.....	143
Figura 41: Representación grafica de las fuerzas y cortantes por nivel.....	145
Figura 42: Longitud de la cara del pedestal. Dimensionado.....	149
Figura 43: Área del pedestal. Dimensionado	149
Figura 44: Volumen del pedestal. Dimensionado.....	150
Figura 45: Primer círculo de pilotes. 8 pilotes	159
Figura 46: Segundo círculo de pilote. 12 pilotes	159

Figura 47: Tercer círculo de pilotes. 16 pilotes.....	160
Figura 48: Momentos del primer círculo de pilotes	162
Figura 49: Momentos del segundo círculo de pilotes	163
Figura 50: momentos del tercer círculo de pilotes	164
Figura 51: Altura del cabezal. Método de las bielas	166
Figura 52: longitud del cabezal. Dimensionado.....	167
Figura 53: Área del cabezal. Dimensionado	168
Figura 54: Volumen del cabezal. Dimensionado	168
Figura 55: Tensión 1, del primer círculo de pilotes	172
Figura 56: Tensión 2, segundo círculo de pilote	173
Figura 57: Tensión 3, tercer círculo de pilotes.....	173
Figura 58: Sumatoria de las tensiones por cada círculo de pilotes	174
Figura 59: Tensión total actuante en el cabezal	174
Figura 60: Pilotes seleccionados para la viga idealizada	176
Figura 61: Modelado y Diagrama de momento	177
Figura 62: Valores de los diagramas en la sección del momento máximo.....	178
Figura 63: Ubicación del pilote 22 en relación al punto crítico.....	184
Figura 64: Perímetro del punzonado.....	185
Figura 65: Dimensión de los pernos de anclaje	194
Figura 66: Representación grafica de las tensiones	195
Figura 67: Representación grafica de los pernos_a tracción y a compresión	199

Figura 68: Representación grafica de la excentricidad y distancias resultantes a tracción.....	200
Figura 69: Representación grafica del diámetro del círculo del refuerzo de pernos.	206
Figura 70: Representación grafica de los refuerzos de pernos.....	207
Figura 73: Identificación de los datos	214
Figura 74: Selección del método utilizado.....	214
Figura 75: Selección del tipo de figura del equipo	215
Figura 76: Especificación de los datos de la torre	215
Figura 77: Discretización del equipo según su forma.....	216
Figura 78: Selección de las cargas básicas.....	217
Figura 79: Selección de las combinaciones de carga	217
Figura 80: Valores del espectro.....	218
Figura 81: Dimensión de la falda de la torre.....	219
Figura 82: Dimensión del cuerpo de la torre.....	219
Figura 83: Dimensión del cuello de la torre.....	220
Figura 84: Dimensión de la cabeza de la torre	220
Figura 85: Dimensión de la torre	221
Figura 86: Material y espesor en la base.....	222
Figura 87: Material y espesor en el cuerpo	222
Figura 88: Material y espesor en la falda	223
Figura 89: Carga en operación	223
Figura 90: Carga prueba hidrostática	224

Figura 91: Carga por viento	225
Figura 92: Visualización del modelo	225
Figura 93: Máxima presión superior	226
Figura 94: Máxima presión inferior	226
Figura 95: Reacciones del equipo a la fundación.....	227
Figura 96: Dimensionado del cabezal	229
Figura 97: Distribución de la pilotes.....	229

ÍNDICE DE ANEXOS

A: RESUMEN DEL ESTUDIO DE SUELO

B.1: REPORTE DEL PROGRAMA STAAD PRO V8i

B.2: MODOS DE VIBRACIÓN. REPORTE DEL PROGRAMA STAAD.pro

B.3: COMBINACIONES DE CARGA. REPORTE DEL PROGRAMA STAAD.pro

C.1: PLANO DE INGENIERÍA DE DETALLE DE LA FUNDACIÓN.
DIMENSIONES

C.2: PLANO DE INGENIERÍA DE DETALLE DE LA FUNDACIÓN. REFUERZO

INTRODUCCION

En el ámbito internacional el sector petrolero utiliza diversas técnicas y procedimientos para mejorar todas las actividades inherentes al proceso productivo de hidrocarburos. Para el negocio petrolero, estas actividades resultan complejas, por lo que, además de una costosa infraestructura logística, financiera e industrial, requiere un recurso humano calificado así como la aplicación de tecnologías confiables y seguras.

En el caso de Venezuela, por ser un país tradicionalmente productor y exportador de petróleo, desarrolló una sólida infraestructura industrial para el óptimo funcionamiento de todo lo asociado a los procesos de extracción, refinación y procesamiento del crudo. Para lo cual creó la corporación Petróleos de Venezuela (PDVSA), y sus filiales. Asociado a la producción de hidrocarburos, PDVSA está fortaleciendo su infraestructura para el aprovechamiento de sus inmensas reservas de Gas, a través de PDVSA Gas.

Uno de los elementos fundamentales del sector petrolero venezolano lo constituyen las grandes plantas de extracción y fraccionamiento de líquidos de gas natural (LGN) a través de la filial PDVSA Gas, siendo una de las primeras en el oriente del país la planta de extracción San Joaquín ubicada en el municipio Anaco del Estado Anzoátegui, la cual se ha convertido en una pieza fundamental del Complejo Criogénico de Oriente (Planta de Fraccionamiento y Despacho Jose, planta de extracción Jusepín, Santa Bárbara y San Joaquín) en cuanto a su capacidad de extraer y procesar el gas a grandes cantidades.

Por su parte la planta de extracción San Joaquín constituido actualmente por tres (03) trenes de procesamiento de gas: dos manejados por PDVSA GAS y otro por ACCROVEN (Ampliación del Complejo Criogénico de Oriente Venezuela), con el propósito de aumentar su capacidad de procesamiento de 1000 millones de pies

cúbicos diarios (MMPCED) de gas natural en el mercado interno e internacional plantea la construcción de un IV Tren, el cual para que tenga la capacidad de funcionar de manera óptima requiere estar constituida por equipos que estén soportados en estructuras de ingeniería seguras y confiables.

Uno de los equipos que mayor importancia tiene para la operación de este nuevo tren es la torre desmetanizadora para la cual se propone el diseño de una fundación en el presente trabajo de investigación, donde se abordara todo lo concerniente a los parámetros y normas de carácter técnico, que incluyen el estudio de suelos según las características geográficas donde se pretende instalar el equipo permitiendo de esa manera construir una infraestructura capaz de soportar las solicitaciones de carga a las que será expuesta de manera segura, ajustándose a los principios de la ingeniería garantizando la confiabilidad no solo de la construcción sino del funcionamiento de la torre.

En tal sentido, el presente trabajo de investigación esta desglosado en primer lugar por el capítulo I, donde se describe el área en estudio, el problema de la investigación y los objetivos para abordar la problemática planteada. En el capítulo II, se presentan los estudios y referencias afines a la temática investigada sustentada a través de antecedentes y todas las bases teóricas relacionadas al trabajo. En el capítulo III, se presenta toda la metodología empleada para sustentar y desarrollar en cuanto a nivel de diseño y técnicas metodológicas el trabajo de investigación. Por su parte en el capítulo IV se describe y muestra todo el procedimiento del análisis de los resultados según los objetivos del trabajo y por último se presenta Capítulo V enfocado en las conclusiones y recomendaciones deducidas una vez finalizada la presente investigación según parámetros y exigencias técnicas de las normas utilizadas.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

Venezuela cuenta actualmente con varias plantas de extracción y fraccionamiento de Líquidos del Gas Natural (LGN), siendo la primera en el oriente del país la Planta de Extracción San Joaquín, la cual pertenece a PDVSA-GAS, y está ubicada aproximadamente a 12 km de la ciudad de Anaco, y a 100 km de Barcelona, la capital del estado Anzoátegui. En tal sentido la generación de LGN, en la zona Oriental del país ha sido de alta producción. En el caso de la Planta de Extracción San Joaquín, actualmente está constituida por tres trenes de procesamiento de gas; sin embargo, la construcción de un IV tren permitirá aumentar la capacidad de procesamiento en 1000 MMPCED de gas natural, lo cual contempla la instalación de equipos, tanques, construcción de infraestructura administrativa y vialidad interna para las áreas de procesos, tratamiento de gas y servicios.

De allí, este nuevo tren estará en la capacidad de recibir mediante sus facilidades de entrada la corriente de gas proveniente de las áreas de producción Gas Anaco. Su proceso de extracción comprenderá una serie de etapas para alcanzar el producto deseado, siendo la torre desmetanizadora el equipo principal donde se realizará el proceso de separación de LGN. Actualmente, no se tiene el diseño de fundación en la que será instalada dicho equipo por lo que se plantea lo abordado en este proyecto de investigación.

Por lo tanto hay que señalar, que la propuesta para la fundación debe cumplir con parámetros técnicos y estudios de suelos debido a las características de la zona

geográfica donde se instalará esta torre. De acuerdo a un estudio de suelo se permitirá indicar que debe construirse la fundación según un diseño basado en normas que garanticen seguridad y confiabilidad en la estructura, ya que los suelos son de tipo arcillosos expansivos y requieren de infraestructuras adecuadas a las exigencias técnicas para este tipo de obras en particular.

Para la presentación de la propuesta de fundación de la torre desmetanizadora se procedió a la obtención de la información necesaria para analizar y utilizar diversas técnicas y procedimientos requeridos según Normas Petróleos de Venezuela, Sociedad Anónima (PDVSA S.A) e Internacionales; Instituto Americano del Concreto (ACI 318) y Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE-05) permitiéndole a la industria gasífera contar con una infraestructura capaz de soportar la carga de este equipo bajo las condiciones de seguridad, confiabilidad y economía, cumpliendo con las normas y planos de ingeniería que deberán ser empleados en la ejecución de esta obra.

En tal sentido, se tomara de guía como técnica de ingeniería en la investigación la Teoría de Rotura, conocida comúnmente como Método de Estados Límites, Romero (2005), expresa que prevé que la pieza estructural alcance el estado de agotamiento, por lo tanto, un resultado erróneo puede ocasionar una falla imprevista. En COVENIN (2002), define como "estado límite" la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

Hoy en día, la buena práctica de ingeniería está habituando el trabajar con coeficientes de seguridad siendo este uno de los temas central del Método de Estados Límites convirtiéndose además en uno de los métodos de diseño que se exigen actualmente en todas las normas, ya que permite diseñar secciones que tengan la

capacidad resistente adecuada precisando la magnitud de las cargas a ser utilizadas en el diseño y convirtiéndose en una herramienta fundamental para el desarrollo de la propuesta del diseño de fundación.

Por consiguiente, tomando en consideración las dimensiones que definen a esta torre, es importante destacar que el terreno donde será ubicada la torre es un tipo de suelo arcilloso potencialmente expansivo, de acuerdo a lo establecido en el estudio geotécnico suministrado por la Empresa Yáñez y Vergara (Y&V). Adicionalmente, de todas las instalaciones o estructuras que conforman el IV Tren San Joaquín, la torre desmetanizadora requiere las solicitaciones de carga más severas que deberán ser consideradas al momento de diseñar su fundación única a instalar en la planta de extracción.

Con este diseño se lograría parte del alcance necesario para la construcción definitiva de este tren, asegurando un incremento del gas a ventas y la producción de líquidos, cumpliendo con el propósito de la fase inicial de producción del IV Tren, que es el obtener 98% de recobro de propano y más pesados, garantizando al abastecimiento confiable de LGN, y gas residual al mercado interno e internacional; contribuyendo al desarrollo económico y social del país.

En lo que respecta al tema desarrollado en esta investigación, es preciso indicar que en la planta de extracción solo se han venido realizando investigaciones relacionadas al área de procesamiento del LGN tal es el caso de Romero y Díaz (2009), quienes se basan en un estudio comparativo entre las condiciones de diseño y de operación del proceso de extracción de hidrocarburos líquidos, siendo así planteado por primera vez la construcción de la fundación para este equipo en particular en la zona oriental del país específicamente en el área operativa de PDVSA GAS Anaco, por lo tanto, es una investigación que plantea la instalación de un equipo que requiere el uso de normas técnicas de ingeniería propias de PDVSA (Especificaciones, Guías y Procedimientos) para este tipo de fundaciones.

También es importante señalar que este proyecto de investigación es de vital importancia para la industria petrolera nacional en lo que respecta a su proyección y ampliación del negocio gasífero, tanto en el mercado interno como internacional, debido a que incrementa sus niveles de operatividad con la instalación de equipos para tal fin. Adicionalmente, esta investigación representa un valioso aporte para los profesionales egresados de diversas universidades ya que puede ser empleado como material de consulta para futuras investigaciones relacionadas con el tema desarrollado. Así mismo, puede llegar a convertirse en un reto importante para el futuro profesional de la ingeniería civil en cuanto a la puesta en práctica de los conocimientos adquiridos durante su formación académica dentro de la UDO aportando detalles para ser considerados a futuros temas de tesis dando como origen nuevas líneas de investigación dentro de los avances tecnológicos actuales de este campo.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Proponer estructura de fundación para torre desmetanizadora, Proyecto IV Tren San Joaquín, Planta de extracción San Joaquín PDVSA GAS Anaco, Estado Anzoátegui.

1.2.2. Objetivos específicos

Identificar los criterios utilizados en la Norma PDVSA A-261 y la ASCE-05 para este tipo de estructura.

Efectuar los análisis sísmicos y eólicos que inciden en el equipo, empleando los criterios de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05

Realizar el dimensionamiento de la fundación considerando los datos del estudio geotécnico del sitio y los requisitos de la Norma PDVSA L-STC-005 y la ACI 318-14.

Verificar los resultados obtenidos en los cálculos analíticos, empleando el programa comercial STAAD Pro V8i.

Presentar planos de Ingeniería de Detalle de la Fundación con el uso de programa comercial AutoCAD 2015.

1.3. Generalidades de la empresa

1.3.1. Reseña histórica de PDVSA GAS

Petróleos 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 exploración, producción, transporte, procesamiento, distribución y comercialización del gas natural y sus derivados; de manera rentable, segura y eficiente, con calidad en sus productos y servicios, en armonía con el ambiente y la sociedad, propiciando 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.

PDVSA Gas está dividida en dos grupos regionales de operación: 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 puerto de desembarque Ulé. En la figura 1 se muestra la ubicación y distribución geográfica de PDVSA GAS.

La ciudad de Anaco es el corazón gasífero de Oriente. En esta ciudad 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, Aragua, Carabobo, Lara y Distrito Capital.



Figura 1. Ubicación geográfica de PDVSA GAS. Región Oriente y Región Occidente.
Fuente: Autor

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 y a través del cual se alimentan las importantes empresas básicas del estado Bolívar. En 1999 el Ministerio 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 (AMA) con un área de 3.160 km² y formada por los Campos Santa Rosa, Guarío, El Roble, San Joaquín, Santa Ana y El Toco; y la unidad de producción Área Mayor Oficina (AMO) con un área de 10.240 km² conformada por los siguientes campos: Aguasay, La Ceibita, Mata R, Zapatos, Soto Mapiri, entre otros.

1.3.2. Complejo Criogénico de Oriente

El Complejo Criogénico de Oriente (CCO), constituye una de las obras de mayor trascendencia para la industrialización del gas natural en Venezuela, iniciando sus operaciones el 22 de Noviembre de 1985; con la finalidad de extraer del gas natural los líquidos de mayor valor comercial y acondicionarlos para su utilización como insumos y/o como combustibles industriales, petroquímicos y doméstico.

Por su parte, la Planta de Fraccionamiento Jose ubicada al Norte del Estado Anzoátegui, entre Puerto Píritu y Barcelona, es la encargada de procesar los líquidos del gas natural (LGN) y de los gases licuados del petróleo (GLP), provenientes de las Plantas de San Joaquín, Santa Bárbara, Santa Rosa, Acogas (Lagoven) y Muscar, y que son enviados a través de dos poliductos, con capacidad para transportar un volumen aproximado de 110 mil barriles diarios (MDB). En la figura 2 se puede apreciar la ubicación de la Planta de Fraccionamiento Jose conjuntamente con la de Extracción San Joaquín y Santa Barbará las cuales forman parte del Complejo Criogénico de Oriente.



Figura 2. Complejo Criogénico de Oriente.
Fuente: Autor

En 1992, Corpoven S.A. inició las obras de la infraestructura del Complejo Criogénico de Oriente, cuyo proyecto fue denominado ACCRO (Ampliación del Complejo Criogénico de Oriente), con el objeto de aumentar la capacidad de procesamiento del gas, con este proyecto, la planta de Extracción San Joaquín pasó de procesar 800 a 1000 MMSCFD (millones de pies cúbicos normal por día) de gas.

Como consecuencia de la gran demanda de los líquidos del gas natural (LGN), producto del procesamiento del gas, ha surgido la necesidad de ampliar las capacidades tanto de extracción como de fraccionamiento. Por lo que, durante los últimos años, se ha llevado a cabo la ejecución de estudios y proyectos encargados de este propósito, dentro de los cuales se destaca el proyecto ACCRO, el cual en su primera fase fue ampliado con una capacidad de procesamiento de los trenes A y B de la Planta de Fraccionamiento de Jose de 35 a 50 MBD (mil barriles diarios), conjuntamente con la construcción del primer tren de extracción (Tren A) de 400 MMSCFD en la Planta Santa Bárbara.

Culminada la primera fase del proyecto ACCRO, entre Octubre y Noviembre de 1992 se continuó con los proyectos de la ampliación lográndose posteriormente la construcción del segundo tren de extracción (Tren B) de 400 MMSCFD en la Planta Santa Bárbara, además de la construcción del tercer tren de procesamiento (Tren C) 35 MBD de la planta de fraccionamiento de Jose.. El proceso de fraccionamiento de los líquidos de alimentación consta de cuatro áreas bien definidas dentro de la estructura de la planta:

- Área de Alimentación: Constituida por un conjunto de tanques de almacenamiento, donde se reciben las mezclas de alimentación.
- Área de Fraccionamiento: La planta posee tres trenes de fraccionamiento, denominados Tren A, Tren B y Tren C, los cuales se encargan de procesar, cada uno, el 33% de la mezcla de alimentación de la planta. Cada tren se

compone principalmente por tres torres de fraccionamiento: Torre Depropanizadora, Torre Debutanizadora y Torre Separadora de Butanos.

- Área de Almacenaje y Refrigeración: Está formada por un grupo de esferas presurizadas y tanques refrigeradores para almacenar los productos finales del proceso, además de contar con un llenadero para los vehículos para el transporte de productos que son comercializados localmente.
- Área del Terminal Marino: Correspondiente al área donde se cargan los barcos banqueros, con los productos terminados para ser distribuidos tanto nacional como internacionalmente. Los principales productos que se manejan en el terminal son: Propano, Metanol, Normal-Butano, Iso-Butano, Gasolina, Metil-Ter-Butil-Eter y GLP.

1.3.3. Planta de Extracción San Joaquín

La Planta de Extracción San Joaquín está ubicada en el campo de San Joaquín, a 12 km al Oeste de la ciudad de Anaco y a 100 km de Barcelona, en el Estado Anzoátegui. Esta planta originalmente fue diseñada para procesar una alimentación nominal de 800 MMSCFD, a través de dos trenes de procesos idénticos de 400 MMSCFD de capacidad cada uno, recobrando el 93 por ciento de propano.

Posteriormente en el año 1992 se ejecutó el Proyecto “San Joaquín 1000”, con el propósito de elevar la capacidad de la planta a 1000 MMSCFD, produciendo 890 MMSCFD de gas residual y 48 MBPD (miles de barriles por día) de propano y más pesados, que son enviados a través de 113 km de poliducto a las instalaciones de la Planta de Fraccionamiento Industrial Jose, para su posterior procesamiento y comercialización, por lo que cada tren maneja 500 MMSCFD de gas.

Esta planta recibe el gas natural enriquecido a una presión de 990 PSIG y a una temperatura de 110 °F aproximadamente, a través de gasoductos desde cuatro

facilidades de entrada, provenientes de Santa Rosa, Santa Ana, El Toco y San Joaquín. La composición de este gas enriquecido es: dióxido de carbono, metano, etano, propano, iso-butano, n-butano, iso-pentano, n-pentano, hexano, heptano y más pesados, sulfuros de hidrógenos, mercaptanos, sulfuro de carbonilo y agua.

El gas de entrada se recibe en los separadores de líquidos ubicados fuera de los límites de batería, para luego ser recibidos a presión controlada por cinco (05) depuradores de entrada, que separan cualquier líquido que se haya arrastrado junto a la corriente de gas. El vapor que sale de estos depuradores se combina en un cabezal común y luego se divide para dirigirse hacia los trenes de proceso.

1.3.3.1. Generalidades de la Planta de Extracción San Joaquín

- **Misión:** Extraer líquidos de alta calidad del gas natural, suministrar líquidos y metano en forma segura y confiable, con un recurso humano competente y una organización alineada con los objetivos estratégicos de PDVSA GAS, aportando el máximo valor a la nación.
- **Visión:** Ser una organización procesadora de gas natural, reconocida como suplidora confiable de líquidos de gas natural y etano para contribuir eficazmente con el país y la integración Latinoamericana–Caribeña.
- **Objetivos:**
 - a. Garantizar la extracción de los líquidos del gas natural para lograr el cumplimiento del pronóstico de producción establecido.
 - b. Entregar productos en forma confiable y con la calidad requerida por los clientes.
 - c. Cumplir con las normas de seguridad, higiene y ambiente que permitan garantizar las condiciones de trabajo adecuadas.

- d. Asegurar la eficacia del sistema de gestión de la calidad y la mejora continua de los procesos.

1.4. Descripción del sitio en estudio

1.4.1. Ubicación del proyecto

El nuevo tren de extracción estará ubicado en los límites de batería de los trenes de LGN existentes en la planta de Extracción San Joaquín, a 110 km del Complejo Petroquímico de Jose. El área del proyecto incluye aproximadamente 12 hectáreas para la construcción del área de proceso, sala de control, sistema de servicios, entre otros. Las nuevas edificaciones propuestas estarán ubicadas dentro de las instalaciones de la Planta de Extracción San Joaquín (al oeste del tren existente de ACCROVEN), cerca de la población de San Joaquín, y a 12 km de la ciudad de Anaco, Distrito Anaco del Estado Anzoátegui en una porción de terreno destinada a tal fin dentro de los planes de desarrollo y ampliación de la planta.



Figura 3. Ubicación de la planta de extracción San Joaquín.

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

1.4.2. Coordenadas del sitio

Esta ubicación esta referenciada a cuatro puntos cardinales de ubicación de la parcela, según el Sistema de Coordenadas Universal Transversal (UTM) con DATUM Horizontal REGVEN. Las coordenadas de la parcela y de la nueva vialidad de acceso se muestran en las Tablas 1 y 2, respectivamente. En el Tabla 3, se muestran las coordenadas de la vialidad de acceso a la empresa ACCROVEN. En su lindero sur, se encuentra con el proyecto de la nueva vialidad de acceso a la planta y nuevas edificaciones, la cual está constituida por una vía de 4,2 km y la modificación a la interconexión de esta nueva vía con la carretera de acceso (vialidad nacional).

Tabla 1:
Coordenadas para Instalación del IV Tren de Extracción de Líquidos

Vértice	Coordenada Norte	Coordenada Este
P1	1.038.145,581	329.995,013
P2	1.038.145,303	330.146,137
P3	1.037.822,897	330.146,137
P4	1.037.822,897	329.776,137
P5	1.038.145,303	329.776,137
P6	1.038.145,303	329.902,882
P7	1.038.539,697	329.902,882
P8	1.038.539,697	329.994,991

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

Tabla 2:
Coordenadas Nueva Vialidad Perimetral de Seguridad

Vértice	Coordenadas Norte	Coordenadas Este
A	1.038.900	330.000
B	1.038.900	329.550
C	1.037.700	329.550
D	1.036.998	329.564
E	1.037.002	330.550
F	1.037.501	330.556

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

Tabla 3:
Coordenadas de Acceso a ACCROVEN

Vértice	Coordenadas Norte	Coordenadas Este
A	1.037.875,47	329.561,755
B	1.037.875,47	329.591,388
C	1.037.860,47	329.591,388
D	1.037.860,47	329.776,137
E	1.037.830,47	329.776,137
F	1.037.830,47	329.591,388
G	1.037.815,47	329.591,388
H	1.037.815,47	329.561,755

Fuente: PDVSA GAS. (2.007).

1.4.3. Datos ambientales del sitio

En relación a los datos ambientales del sitio se presentan en la tabla 4 los obtenidos en la pluviometría, para el caso de la tabla 5 los de la presión barométrica considerando la estación seca y húmeda, posteriormente en la tabla 6 los valores de la temperatura ambiente determinando el tipo de clima como cálido-lluvioso, en cuanto a la humedad relativa se exhiben los porcentajes de la estación seca y húmeda en la tabla 7, mientras que en las tablas 8 y 9 los datos del viento y sismo respectivamente.

- Pluviometría

Tabla 4:
Pluviometría

Pluviometría	
Promedio	1200 mm/año
Intensidad Máxima	606 lps/Ha (Tiempo: 5 Minutos)
Frecuencia de Intensidad Máxima	10 años
Meses de Lluvias	Mayo-Noviembre

Fuente: PDVSA GAS. (2.007).

- **Presión Barométrica**

Tabla 5:
Presión Barométrica

	Presión Barométrica	
	Estación Seca	Estación Húmeda
Máxima	14,70 psia	14,74 psia
Promedio	14,64 psia	14,64 psia
o Mínima	14,50 psia	14,50 psia

Fuente: PDVSA GAS. (2.007).

- **Temperatura Ambiente**

Tabla 6:
Temperatura Ambiente

Temperatura Ambiente	
Máxima Absoluta	42,2 °C (107,9 °F)
Promedio	27,2 °C (80,9 °F)
Mínima Absoluta	15,6 °C (60,1 °F)
Promedio Máximo	34,1 °C (93,4 °F)
Promedio Mínimo	20,3 °C (68,5 °F)
Tipo de Clima	Cálido - Lluvioso

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

- **Humedad Relativa**

Tabla 7:
Humedad Relativa

	Humedad Relativa	
	Estación Seca	Estación Húmeda
Máxima	100%	100%
Promedio	77%	77%
Mínima	13%	13%

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

- **Viento**

Tabla 8:
Datos de Viento

Viento	
Velocidad básica en el Estado Anzoátegui	95 Km/h
Dirección Predominante	NNE
Velocidad Promedio	17 Km/h

Fuente: PDVSA GAS. (2.007)

- **Clasificación Sísmica**

Tabla 9:
Clasificación Sísmica

Clasificación de Zona Sísmica	
Zona Sísmica	4
Aceleración (a)	50
γ	4.25
Coeficiente de Aceleración Horizontal	0.25
Coeficiente de Aceleración Vertical	0.175

Fuente: PDVSA GAS. (2.007).

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Hernández (2003), comparte en uno de sus libros de metodología la idea de que para conocer muy bien el tema en estudio es necesario indagar, investigar diversas fuentes y trabajos previos al tratado, siendo importante el hacer alusión a cualquier tema en estudio que tenga relación con el propuesto ya que puede servir de guía para tomar posibles consideraciones al momento de realizar, en este caso el diseño de fundación.

Tal es el caso del trabajo de investigación de Baeza (2012), en Querétaro, México, el cual presenta un diseño de fundación para suelo expansivo sirviendo de base en algunos aspectos para el proyecto, ya que las características del suelo son semejantes a las que se presentan en el área de estudio para la elaboración de la propuesta de fundación para la Torre desmetanizadora.

Asimismo elabora cuestionamientos que pueden proporcionar una visión más clara del problema en específico, como conocer el comportamiento de las construcciones existentes, los factores que pueden provocar cambios de humedad en suelo a corto o largo plazo, entre otras interrogantes que pueden ayudar a canalizar los recursos necesarios para obtener resultados efectivos al momento de diseñar. Todos estos cuestionamientos parten del hecho que el comportamiento de cada fundación depende primordialmente de las propiedades del subsuelo que la soporta, siendo importante conocer las características geotectónicas del suelo para así velar que sea lo suficientemente resistente al momento de recibir las cargas a las que será expuesta.

Otro trabajo de investigación que puede ser tomado como antecedente y servir de guía al momento de desarrollar el proyecto es el de López (2010), ya que se basa en un Manual de diseño de fundación para equipos dinámicos dentro de un complejo industrial, si bien es cierto que la torre desmetanizadora es considerada como un equipo estático porque no posee partes móviles. Él, enfatiza que cualquier cimentación de equipo es parte fundamental de todo complejo industrial y que se deben presentar las consideraciones principales y los criterios de diseño para proyectar cimentaciones seguras y eficientes, recalcando que hay una gran diferencia con las cimentaciones convencionales la cual radica en el análisis dinámico que se debe desarrollar al momento de realizar los cálculos.

Por otra parte Pereira y Martínez (2010), llevaron a cabo una investigación relaciona a la importancia del estudio de suelo para la determinación de fundaciones en obra civiles, señalan que una vez con el estudio geotécnico realizado se podrá definir las fundaciones a utilizar de acuerdo al tipo de construcción o proyecto, este trabajo de investigación puede llegar a ser un gran aporte para el tema en investigación puesto que puede ofrecer conocimientos de cómo aprovechar y utilizar de manera más eficiente el estudio geotécnico con el que ya se cuenta, así como también considerar múltiples factores para la selección del tipo de fundación, cargas que incidan en el suelo y su comportamiento.

Por último, se puede mencionar a Zamora (2010), quien trata el Método de las Bielas en su trabajo de investigación, siendo este uno de los métodos a ser utilizados en el momento de analizar la estructura como elemento resistente sometido a compresión cuando se requiera dimensionar la propuesta de fundación para la torre desmetanizadora. En la investigación se hace la propuesta de una hoja de cálculo que permita realizar los cómputos de manera rápida y eficaz y a su vez explica los conceptos claves del mismo que pueden llegar a ser útiles al momento de desarrollar la presente investigación.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Método de los estados límites

En función de que cualquier tipo de estructura permanezca en perfectas condiciones durante su vida útil, se considera diseñarla a través del método de los estados límites. Actualmente es uno de los métodos más utilizados sobre todo porque la función primordial es la de proyectar la estructura de tal manera que alcance situaciones límite, sin que la misma quede fuera de servicio. Indistintamente cual vaya hacer el uso que se le dé a la estructura, Under (2011), hace alusión de que la estructura debe reunir todas las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio, denominando “estado limite” cualquier situación que cause el incumplimiento de la estructura ante las funciones para las que haya sido proyectada.

El velar por la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura debe ser una de las prioridades cuando se diseñe, por eso la manera en cómo se clasifique este método dependerá de la fuente y del uso que se tenga previsto, comúnmente la clasificación de los estados límite puede ser: últimos (E.L.U) o de servicio (E.L.S), con el uso de estas clasificaciones se puede obtener la tenacidad de la estructura ante la posible variación de carga que pueda sufrir. Es así como se definen a continuación:

- **Estados limites últimos (E.L.U):** 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, puede depender de: Equilibrio, Agotamiento, Pandeo, Fatiga, Adherencia y Anclaje.

- **Estados límites de utilización o de servicio (E.L.S):** Este tipo de estado pertenece a la máxima capacidad de servicio de la estructura, dependiendo directamente de su funcionalidad, para el caso del concreto armado la situación límite presente puede ser: Deformación excesiva, Fisuración excesiva, Vibraciones excesivas y Magnitudes aleatorias.

2.2.2. Cálculo de acciones

Partiendo del hecho de que entre las acciones que deben considerarse en el cálculo de las fundaciones están en primer lugar los esfuerzos (axiales, momentos y cortantes) que le transmiten a la estructura, además está el peso propio de la fundación, el del suelo, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático, García y García (2001), plantean ciertas consideraciones en el momento de calcular una fundación. Entre ellas se encuentran:

- La carga total que transmite la estructura.
- El peso propio del cimiento.
- El peso del relleno de tierras situadas sobre el mismo.

Sin embargo cada una de las acciones que se desee calcular depende de: su naturaleza, de manera directa como una fuerza aplicada a la estructura (el empuje del viento) o de manera indirecta, como cualquier acción que se impone a la estructura ocasionando una fuerza (sismo). También puede presentarse acciones cuya clasificación depende de su variación en el tiempo como lo son: las acciones permanentes, variables, accidentales o extraordinarias. Cada una de esas acciones será calculada según la norma que se seleccione, el diseño que se quiera realizar y las combinaciones que se requieran de acuerdo al diseño.

Por ejemplo, en la norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales” las combinaciones de carga que establecen vienen referenciadas por la norma venezolana COVENIN 2002-88 “Criterios y

acciones mínimas para el proyecto de edificaciones” así como también la norma internacional ASCE. Ante cualquier combinación, la fundación y elemento estructural deberá ser estudiado para determinar las combinaciones más idóneas a ser aplicadas.

Para efectos de cálculo, en el presente trabajo de investigación se dedujeron las siguientes combinaciones de carga que se presentan en la tabla 10, a través de la norma ASCE-07, se utilizaron los factores de mayoración de esta norma porque en la norma PDVSA solo están las combinaciones sin los factores de mayoración. Es importante destacar que las mismas son deducidas según los efectos más desfavorables aplicados al diseño, en relación a:

- Acciones permanentes.
- Acciones permanentes y acciones variables.
- Acciones permanentes y acciones accidentales.
- Acciones permanentes y acciones variables conjuntamente con acciones accidentales.

Las acciones o cargas permanentes pueden ser: peso vacío, peso de operación, peso de prueba. Para el caso de las acciones o cargas variables puede considerarse el peso de las personas, objetos o cualquier otra variable que actúa sobre la estructura durante un corto tiempo y por último las cargas o acciones accidentales que por lo general ocurren en un tiempo muy breve, como lo son las acciones de viento y acciones de sismo. Además cada combinación con la finalidad de minorar la sollicitación (carga) se multiplica por un coeficiente parcial de seguridad con la finalidad de obtener los resultados más cercanos a la realidad, resguardando el estado límite del elemento. Por lo general los coeficientes de seguridad que se utilizan varían entre 1,2 a 1,6; sin embargo hay normas que ya tienen preestablecidas las combinaciones de carga con sus respectivos coeficientes, siendo importante su uso para asegurar que la carga máxima calculada no exceda la carga admisible.

Tabla 10:

Combinaciones de cargas en estado de servicio y estado último

CARGAS DE SERVICIO	CARGAS EN ESTADO ÚLTIMO
1. Vacío	19. 1,4 Vacío
2. Operación	20. 1,4 Operación
3. Vacío + Carga Viva	21. 1,2 Vacío + 1,6 Carga Viva
4. Operación + Carga viva	22. 1,2 Operación + 1,6 Carga Viva
5. Vacío + Viento	23. 1,2 Vacío + 0,8 Viento
6. Operación + Viento	24. 1,2 Operación + 0,8 Viento
7. Vacío + 0,7 Sismo	25. 1,2 Vacío + 1,6 Viento + Carga Viva
8. Operación + 0,7 Sismo	26. 1,2 Operación + 1,6 Viento + Carga Viva
9. Vacío + 0,75 Viento	27. 1,2 Vacío + Sismo + Carga Viva
10. Operación + 0,75 Viento	28. 1,2 Operación + Sismo + Carga Viva
11. Vacío + 0,53 Sismo	29. 0,9 Vacío + 1,6 Viento
12. Operación + 0,53 Sismo	30. 0,9 Operación + 1,6 Viento
13. 0,6 Vacío + Viento	31. 0,9 Vacío + Sismo
14. 0,6 Operación + Viento	32. 0,9 Operación + Sismo
15. 0,6 Vacío + 0,7 Sismo	33. 1,4 Prueba
16. 0,6 Operación + 0,7 Sismo	34. Viento + 0,9 Erección
17. Viento + Erección	
18. Viento + 0,6 Prueba	

Fuente: ASCE (2.005).

2.2.3. Cálculo de las acciones de viento

El viento es una de las acciones que siempre debe ser considerada calcular sobre una construcción. Su cálculo va a depender de la normativa del sitio, o para el caso de que no la posea se tendrá que tomar los datos del lugar previo estudio, bien sea a través de un estudio meteorológico o geotécnico. En el momento de cuantificar la acción, resulta importante considerar algunos criterios, que al ser evaluados permitirán obtener una visión más cercana a la realidad en relación a la fuerza que se proyecte en la construcción. Entre los criterios se pueden mencionar:

- La altura sobre el terreno, ya que mientras mayor altura tenga el elemento a evaluar mayor será la fuerza del viento aplicada en ella.

- El área, entorno o lugar donde se encuentre el elemento, pudiendo actuar de manera considerable la acción de viento en el elemento, si se encontrase en un lugar muy abierto.
- La forma y material de la estructura, éste sería uno de los factores más importantes, ya que si el elemento es muy ligero, la fuerza de viento aplicada sobre ella puede ocasionar un suceso desfavorable para la misma.

Para el caso de Venezuela, la acción del viento es calcula a través de la norma venezolana COVENIN (2003) “Acciones del viento sobre las construcciones”, incluso cualquier empresa en el país que desee realizar este tipo de cálculo, solicita y hace referencia al uso de esta norma, tal es el caso de la norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales”. Estas normas en el país tienen la finalidad de precisar los criterios más relevantes para determinar los efectos que el viento causa sobre las construcciones, así como también presenta de forma desglosada todos los alineamientos que se deben seguir para llegar a la acción del viento considerando características, datos y parámetros previamente establecidos por la norma y estudio del lugar.

Uno de los datos más importantes ante la acción del viento es conocer la velocidad básica del viento, por lo general esta velocidad se obtiene del estudio meteorológico. Para efectos de la norma COVENIN (2003), tabula velocidades asignadas por estado y su selección depende del área donde se vaya a realizar la construcción (ver tabla 11). Una vez conocida la velocidad, se clasifica la estructura según diversos parámetros, entre ellos:

- Clasifica la construcción según su uso y las características de respuesta ante la acción del viento.

Pueden ser, Grupo A: aquellas construcciones cuyo uso circulan una gran cantidad de personas y cuya falla puede producir no solo cuantiosas pérdidas

económicas sino también humanas. Grupo B: aquellas instalaciones de uso público o privado incluyendo las viviendas familiares y por último el grupo C: designada a aquellas instalaciones de poca dimensión y cuyo colapso si ocurre no representa daños mayores. De igual forma la clasificación de la construcción va en función del grado de seguridad que se le asigne según su uso, en la norma COVENIN (2003) el factor de seguridad es denominado como factor de importancia eólica y se determinada según la tabla 12:

Tabla 11:
Velocidad básica del viento, V, en km/h

LOCALIDAD	V	LOCALIDAD	V
ANZOATEGUI	95	LARA	100
Barcelona		Barquisimeto	
APURE	87	MERIDA	70
Guasualito		Mérida	
San Fernando	85	MONAGAS	102
ARAGUA	70	Maturín	
Colonia Tovar		NUEVA ESPARTA	70
Maracay	72	Porlamar	
BOLIVAR	77	PORTUGUESA	70
Ciudad Bolívar		Acarigua	
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	70
Tumeremo	80	SUCRE	79
CARABOBO	70	Cumaná	
Morón		Guiria	83
Puerto Cabello	70	TACHIRA	
DISTRITO		Colón	70
FEDERAL	78	La Grita	70
Caracas		San Antonio	83
La Orchila	76	TERRITORIO	
Maiquetía	93	FEDERAL	83
FALCON		AMAZONAS	
Coro	75	Puerto Ayacucho	
GUARICO	73	ZULIA	103
Carrizal		La Cañada	
		Maracaibo	96
		Mene Grande	81

Fuente: COVENIN–MINDUR 2003

Tabla 12:
Factor de importancia eólica

GRUPO	α
A	1,15
B	1
C	0,90

Fuente: COVENIN–MINDUR 2003

- Clasificación según las características de respuesta.

Para este tipo de clasificación se considera los principales efectos que recibe la construcción ante la acción del viento, así como también la esbeltez del elemento que será analizado. Pueden ser, Tipo I: siempre y cuando la relación de esbeltez de la construcción sea menor o igual a 5 y se considere completamente cerrada, permitiendo de esta manera el que la estructura no se vea afectada por los ráfagas del viento. Tipo II: construcciones que a diferencia de la anterior se consideren abiertas y cuya relación de esbeltez sea menor o igual a 5. Tipo III, aquellas construcciones cuyo relación de esbeltez sean mayor de 5 ocasionando el que sea sensible ante los efectos del viento en corto tiempo y de Tipo IV, como cualquier construcción que presente problemas aerodinámicos.

- Tipos de exposición

Se seleccionara a partir de variables importantes en relación a la superficie del terreno, incluso puede tomarse en consideración los efectos que las construcciones existentes producen al suelo durante su operación. Quedan clasificados los tipos de exposición como: tipo de exposición A, seleccionada para construcciones que tengan alturas mayores a 20 metros y se tenga previsto ubicarlas en centros urbanos. Tipo de exposición B, incluye a las áreas urbanas, suburbanas, boscosas, entre otros y cuya altura no supere los 10 metros. Tipo de exposición C, para las construcciones ubicadas en grandes planicies y terrenos amplios, por último el Tipo de exposición D,

para aquellas construcciones en la que la construcción vaya a estar en un área cerca del mar, expuesta a grandes ráfagas de viento.

Una vez que la construcción haya sido clasificada y evaluada, según los parámetros antes mencionados se procede a calcular las acciones por efectos del viento en todo el elemento determinando los efectos que sobre la cara de la construcción origina el viento. Es importante destacar que en el caso de que la construcción tenga forma geométrica poco usual, el calculista deberá documentarse bien acerca de las causas que origine el mismo. Por consiguiente el cálculo de las acciones por efectos de viento se realiza a través de la siguiente ecuación.

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

Dónde:

W: Magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie
A

q: Presión dinámica ejercida por la velocidad del viento (V) sobre la proyección de la superficie en el plano normal a su dirección, donde dicha velocidad se anula.

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 forma de la construcción

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

Para poder sustituir los valores en la ecuación de magnitud de empuje se requiere obtener los valores característicos de las demás interrogantes; para el caso de

la presión dinámica ejercida por la velocidad del viento (q) la norma COVENIN (2003) plantea deducir su valor considerando la forma en la que el viento afecta a la estructura, bien sea por la fachada de barlovento, usando la variable z en función de la altura; o h para la fachada a sotavento. La ecuación de la presión dinámica quedaría entonces de la siguiente manera:

$$q_{z \text{ ó } h} = 0,00485 * K * \alpha * V^2 \quad (\text{ec.2})$$

Para el caso del cálculo del coeficiente de exposición (K) es determinante evaluar la estructura bajo dos condiciones, la primera de ella es que el valor z o h sea menor o igual que 4,50 metros, la segunda es que el valor de z o h sea mayor a 4,50 metros; según sea el resultado se selecciona la ecuación, destacando que solo el valor de “ q ” y “ K ” serán los que varíen de acuerdo a su fachada. Quedando la expresión:

$$K_{z \text{ ó } h} = 2,58 \frac{4,50}{Z_g}^2 \beta \quad \text{para } z \text{ ó } h \leq 4,50\text{m} \quad (\text{ec.3a})$$

$$K_{z \text{ ó } h} = 2,58 \frac{z}{Z_g}^2 \beta \quad \text{para } z \text{ ó } h > 4,50 \text{ m} \quad (\text{ec.3b})$$

Por su parte los factores de la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento (Z_g) y el favor β para el cálculo de K se determinan mediante la selección del tipo de exposición previamente explicado y los valores que se obtienen según la tabla 13 que se presenta a continuación, destacando que los valores de Z son indiferentemente a la fachada que se haya seleccionado a la construcción.

Tabla 13:
Constantes para el cálculo de K_z y K_h

TIPO DE EXPOSICION	FACTOR β	ALTURA * z_g (m)
A	3,0	460
B	4,5	370
C	7,0	270
D	10,0	200

Fuente: COVENIN–MINDUR 2003

Otros de los factores a obtener para el cálculo de los efectos del viento es el valor de los Factores de respuesta ante ráfagas “G”, el cual varía en función de la construcción, si es cerrada o abierta de acuerdo al tipo de exposición de la misma. Además relaciona la altura de la construcción sobre el terreno. Por ejemplo, para el caso de construcciones Tipo III, bajo alturas comprendidas entre cero (0) o más de 60 se obtienen los valores de G, mostrados en la tabla 14:

Tabla 14:
Factores de respuesta ante ráfagas G_h para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III

ALTURA h SOBRE EL TERRENO	TIPO DE EXPOSICIÓN							
	CERRADAS				ABIERTAS			
	TIPO DE EXPOSICIÓN				TIPO DE EXPOSICIÓN			
	A	B	C	D	A	B	C	D
0 a 10	2,90	2,40	1,60	1,40	3,00	2,50	1,70	1,50
10 a 30	2,35	2,00	1,40	1,25	2,40	2,10	1,50	1,30
30 a 60	2,00	1,50	1,30	1,20	2,00	1,50	1,30	1,20

Fuente: COVENIN–MINDUR 2003

En relación al coeficiente de empuje o succión (C) el valor escogido dependerá de la geometría de la construcción y su altura, la relación entre ambas permitirá determinar el coeficiente más idóneo a seleccionar para el cálculo de las fuerzas del viento sobre la estructura (ver figura 4). Por lo general la figura de donde se determinan estos coeficientes incluye sección cuadrada, circular, hexagonal u octogonal.

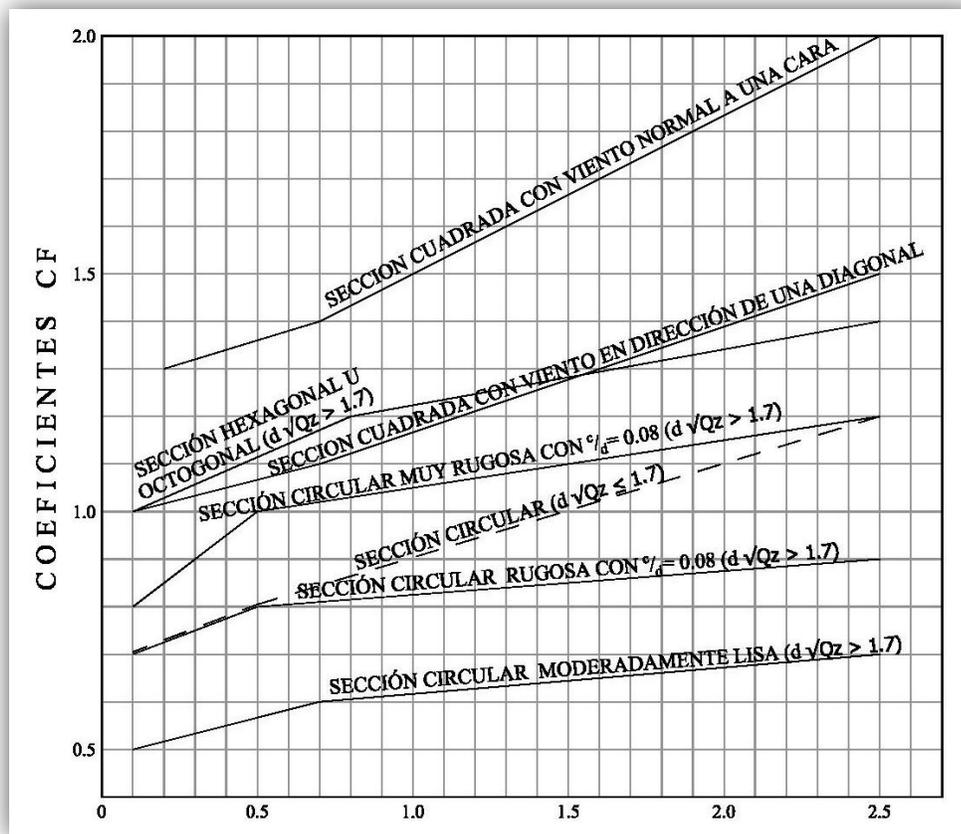


Figura 4: Coeficiente C_f para el cálculo de las fuerzas sobre chimeneas y tanque
Fuente: COVENIN-MINDUR 2003.

En cuanto al valor del Área de la superficie (A) simplemente se obtiene su valor multiplicando la altura de la construcción por el diámetro del mismo. Existen normas que de acuerdo a sus especificaciones y consideraciones conservadoras aconsejan el sumarle al diámetro un valor de coeficiente en casos de que no se cuente con toda la información requerida para el cálculo, tal es el caso de la norma internacional ASCE, la cual recomienda sumarle al diámetro 5 pies (1,524 m), quedando la expresión de la siguiente manera:

$$A = \text{Altura} * \text{diámetro} + 1,524 \text{ m} \quad (\text{ec.4})$$

Una vez deducido todos los valores que conforman la fórmula original de W para el cálculo de los efectos del viento sobre la construcción, se sustituyen en la misma. Es importante destacar que previo cálculo, la construcción debe ser discretizada de tal manera que permita ser evaluada y estudiada con mayor facilidad. La discretización, permitirá conocer la fuerza del viento aplicada en cada nivel y al finalizar la sumatoria algebraica por nivel aportara como resultado la fuerza total que las ráfagas de viento aplican a la construcción.

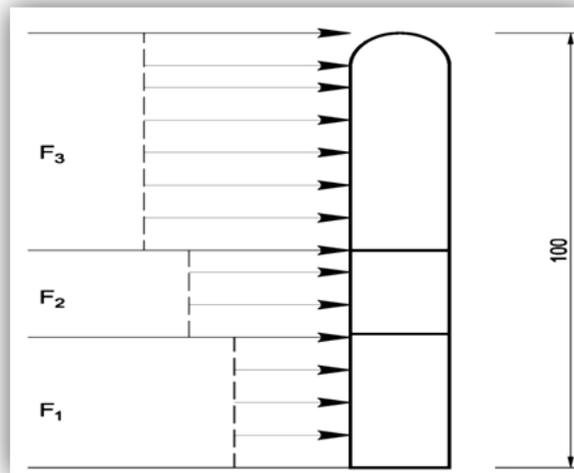


Figura 5: Ejemplo de discretización y distribución de las fuerzas del viento en un recipiente vertical
Fuente: Autor

En la figura 5 se puede apreciar un ejemplo de discretización para el caso de un recipiente vertical. Una vez obtenida la fuerza total del viento que actúa sobre el equipo, de igual manera se halla el momento por nivel. La fuerza obtenida por nivel será multiplicada por su respectiva altura pero considerándola que actúa en el centro de la masa y tomando desde allí hasta la base la altura del mismo, tal como se aprecia en la figura 6. Al final, la sumatoria de los momentos por nivel dará como resultado el momento total. Para el cálculo del momento se utilizaran las siguientes expresiones:

- Momento por nivel

$$M_i = W_i * \Delta z_i + \frac{Z_i}{2} \quad (\text{ec.5})$$

- Momento total

$$M_{\text{TOTAL}} = \sum M_i \quad (\text{ec.6})$$

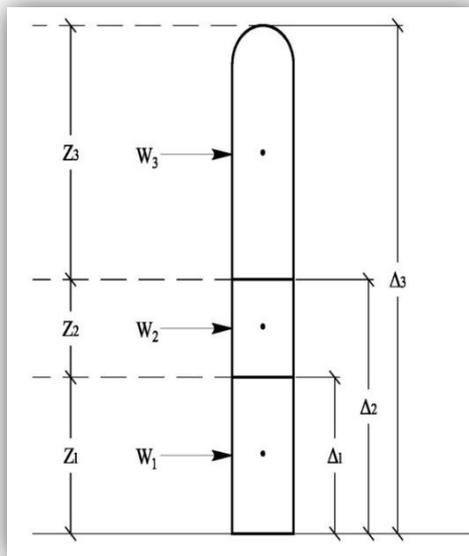


Figura 6: Representación grafica del momento por nivel
Fuente: Autor

2.2.4. Cálculo de las acciones de sismo

En los estudios de ingeniería, el análisis de los efectos que produce el sismo sobre la estructura y las personas son muy importantes. Para el caso de una fundación, su función principal es ser diseñada y construida para que sea capaz de resistir cualquier falla o deformación que se produzca en el terreno, por medio de la interacción suelo-estructura, producto de las acciones que recibe.

El análisis y cálculo de las acciones sísmicas que se le realice a una estructura depende de normas, criterios y estudios según diversas consideraciones en relación a

la ubicación de la zona donde se desee implantar. Este tipo de acción se realiza básicamente en función de las características dinámicas de la estructura y de las características del sismo, de acuerdo a su intensidad y magnitud.

En relación a la normativa venezolana COVENIN-MINDUR (1756) “Edificaciones Sismorresistentes” para el cálculo y análisis sísmico, se siguen diversos requerimientos. En varias oportunidades esta norma es utilizada conjuntamente con otras según la industria que desee realizar y obtener los cálculos, ya que hace uso de sus normativas internas y toma de ella los criterios más relevantes e importantes que sirvan de base y sustento como complemento ante la normativa venezolana. Tal es el caso de la empresa PDVSA, la misma, cuenta con sus normas sismorresistentes de instalaciones industriales y relaciona procedimientos de cálculo considerando criterios propios a través de la norma venezolana.

A efectos de cuantificar cualquier acción sísmica, ambas normas consideran mapas de amenaza sísmica, para el cálculo de valores característicos que se debe conocer ante un sismo, como lo es la aceleración horizontal máxima del terreno ($a_{\text{máx}}$) la cual se define según la ubicación del suelo en estudio y el periodo de vida de la estructura, conjuntamente con el valor de la probabilidad de excedencia (P^*) asociado a la intensidad del sismo y al tiempo que duré. Las ecuaciones deducidas para su cálculo según la norma PDVSA JA-221 “Diseño Sismorresistente de instalaciones industriales” son las siguientes:

- Aceleración horizontal máxima del terreno

$$a_{\text{máx}} = a^* \frac{-\ln^*(1-P^*)}{t}^{-1} \gamma \quad (\text{ec.7})$$

Dónde:

a^* : Aceleración característica de la amenaza sísmica cada localidad (m/s^2)

γ : Valor característico de la amenaza sísmica en cada localidad.

P^* : Probabilidad anual de excedencia

t: Vida útil de la instalación

- Probabilidad de excedencia

$$P^* = 1 - (1 - p_1)^t \quad (\text{ec.8})$$

Dónde:

p_1 : Probabilidad de excedencia anual

Para obtener el valor de p_1 se tiene que considerar los valores presentados en la tabla 15, los cuales se definen según previo estudio a consecuencia de posible acción sísmica. Estos datos sirven de base para analizar posteriormente las ondas sísmicas en el terreno y evaluar el comportamiento que podría causar en la estructura, con el propósito de evitar ante cualquier circunstancia el colapso de la misma. Así como la aceleración del terreno y la probabilidad de excedencia hay otros valores que deben ser considerados ante una acción sísmica como lo son la velocidad de las ondas sísmicas y el tipo de suelo.

Tabla 15:

Escala de clasificación de riesgo y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno (p_1)

Grado de Riesgo	CONSECUENCIAS EN TÉRMINOS DE				P1 (10-3)
	Número de personas expuestas	Pérdidas Económicas	Impacto Ambiental	P1	
		Materiales	Lucro Cesante		
A	Pocas (<10)	Limitado a la instalación	Despreciable	Poco o Nulo	2 ≤
B	Importante (11 a 100)	La instalación y alguna vecina	Significativo Entre 1,5 y 75 MMUS\$	Recuperación ≤ 3 años	1 ≤
C	Elevado número de personas (100 a 500)	La instalación y numerosas vecinas	Entre 75 y 400 MMUS\$	Recuperación 3 a 10 años	0,5 ≤
D	> 500 personas	De naturaleza catastrófica	>400 MMUS\$	Irreversible	0,1 ≤

Fuente: PDVSA 2.014

Una vez obtenidos los datos base para el análisis, es necesario conocer cuál sería la respuesta de la estructura ante un movimiento telúrico y los daños estructurales que puede sufrir. Para conocer la respuesta de la estructura se calcula el espectro de respuesta, definido comúnmente como la representación grafica ante un sismo. Entre las ecuaciones que permiten llegar a su representación se encuentran:

- Coeficiente de aceleración máxima del terreno

$$A_0 = \frac{a_{\max}}{g} \quad (\text{ec.9})$$

- Factor de amplificación espectral

$$\beta^* = \frac{\beta}{2,3} (0,0853 - 0,739 \ln \xi) \quad (\text{ec.10})$$

Dónde:

β : parámetro que define la forma de los espectros

ξ : factor de amortiguamiento referido al critico

Para el caso del parámetro que define la forma de los espectros se selecciona según los valores de la tabla 16, considerando T^0 como el valor del período que define parte del espectro y T^* como el valor máximo del período en el intervalo donde el comportamiento del espectro se vuelve constante. El factor de amortiguamiento referido al crítico es definido según el tipo de la estructura que se evalúa, tal como señala en la tabla 17.

Tabla 16:
Valores que definen la forma del espectro

VALORES QUE DEFINEN LA FORMA DEL ESPECTRO			
FORMA ESPECTRAL	β	T	T*
S1	0,4	0,1	0,4
S2	0,6	0,2	0,8
S3	0,8	0,3	1,2
S4	3	0,4	1,6

Fuente: PDVSA (2.014)

Tabla 17:
Factor de amortiguamiento

FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO	
TIPO DE ESTRUCTURA	AMORTIGUAMIENTO (%)
Acero Soldado	3
Acero Empernado	5
Concreto Reforzado	5
Tanques Metálicos	Según Especificación FJ- 251

Fuente: PDVSA (1.999)

Es importante destacar que la magnitud de las cargas debidas al sismo por lo general es producto de la masa de la estructura y no del terreno, siendo transmitidas estas fuerzas a la estructura a través de la fundación. Una vez defino los valores para el cálculo del espectro se sustituyen todas interrogantes en las siguientes ecuaciones para conocer posteriormente la respuesta de la estructura a consecuencia del sismo. En la figura 7 se puede apreciar el resultado estándar del comportamiento del espectro que las normas presentan como ejemplo.

$$A_d = \varphi * A_o \left(1 + \frac{T}{T_0} \right)^{\beta^* - 1} \quad (\text{ec.11a})$$

$$A_d = \varphi \beta^* A_o \quad (\text{ec.11b})$$

$$A_d = \varphi \beta^* A_o * \frac{T^*}{T}^{0,8} \quad (\text{ec.11c})$$

$$A_d = \varphi \beta^* A_o * \frac{T^0}{3}^{0,8} * \frac{3}{T}^{2,1} \quad (\text{ec.11d})$$

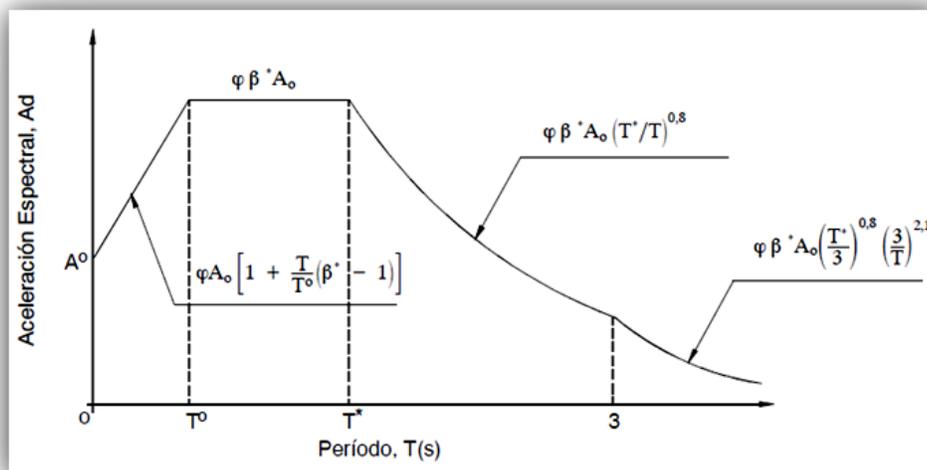


Figura 7: Representación grafica del espectro de respuesta
Fuente: PDVSA (2.014).

Otros de los espectros que mayor importancia tiene al momento de deducir la acción sísmica es el espectro de diseño. A través de este espectro se calculan las fuerzas del sismo y se obtienen mediante la relación entre el peso de la estructura con la aceleración generada por la vibración del sismo previamente definida. En la norma PDVSA JA-221 el análisis de este espectro requiere de valores como la ductilidad (D) (ver tabla 18), siendo este término relevante, porque puede dar una idea de cuándo resistente sería la estructura al movimiento telúrico. La ductilidad se considera en el cálculo de la siguiente expresión:

$$c = 4 \frac{\bar{D}}{\beta^*} \quad (\text{ec.12})$$

Tabla 18:
Factores de ductilidad

TIPO DE ESTRUCTURA	D	COMENTARIOS
Recipiente vertical (falda metálica y pernos de conexión con la fundación)	2	La eventual falla de la falda, así como en los pernos de conexión, es dúctil. Se suministra suficiente longitud de deformación a los pernos mediante soporte expuestos (silla para pernos)
Recipiente vertical (falda metálica y pernos de conexión con la fundación)	2	Falla dúctil en los pernos de conexión con la fundación. Se debe evitar la falla frágil (pandeo elástico) prematura de la falda. Se suministra suficiente longitud de deformación a los pernos mediante soportes expuestos (silla para pernos)
Recipiente vertical (falda metálica y pernos de conexión con la fundación)	1	Falla no dúctil del sistema, en la falda y/o pernos. No se recomienda esta situación
Recipiente horizontal (sobre pórticos de momento de alta hiperestaticidad)	6	El mecanismo de falla del pórtico debe ser dúctil, bajo el concepto de columna fuerte viga débil. No se produce falla frágil y/o prematura en la conexión entre el recipiente y el pórtico
Recipiente horizontal (sobre pórticos de momento de baja hiperestaticidad)	4	El mecanismo de falla del pórtico debe ser dúctil, bajo el concepto de columna fuerte viga débil. No se produce falla frágil y/o prematura en la conexión entre el recipiente y el pórtico
Recipiente horizontal (sobre monocolumnas)	1,5	Falla dúctil de la columna
Recipiente horizontal (sobre pórtico arriostrado)	4	Falla dúctil del sistema
Recipiente horizontal (sobre muros)	1,5	En el plano de los muros
	2	En el plano perpendicular a los muros

Fuente: PDVSA (1.999)

El espectro de diseño, al igual que el de respuesta se define mediante ecuaciones preestablecidas, datos que fueron analizados según el lugar en estudio y las características de la estructura. El resultado final del espectro, arroja los máximos

valores que pueden afectar a la estructura, esos resultados se obtienen según las siguientes expresiones deducidas de la norma PDVSA JA 221:

$$\text{Si } T < T^+ \quad A_d = \frac{(\varphi A_0 [1 + \frac{T}{T^+} (\beta^* - 1)])}{[1 + (\frac{T}{T^+}) (D-1)]} \quad (\text{ec.13a})$$

$$\text{Si } T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{(\varphi A_0 \beta^*)}{D} \quad (\text{ec.13b})$$

$$\text{Si } T^* < T \leq 3 \quad A_d = \frac{(\varphi A_0 \beta^*)}{D} \frac{T^*}{T}^{0.8} \quad (\text{ec.13c})$$

$$\text{Si } T > 3 \quad A_d = \frac{(\varphi A_0 \beta^*)}{D} \frac{T^*}{3}^{0.8} \frac{3}{T}^{2.1} \quad (\text{ec.13d})$$

Cabe destacar que cada una de las ecuaciones presentadas en este capítulo varía según la norma con la que se esté diseñando y requerimientos que se le den al proyectista, los procedimientos serían relativamente similares ya que cada normativa establece sus consideraciones. En el presente trabajo de investigación, el cálculo de la acción sísmica depende primordialmente de las normas PDVSA y el método de análisis sísmico que se seleccione será en base a criterios que determina la misma. Una vez conocida la respuesta dinámica a través de la relación estructura-suelo que causa la onda sísmica se selecciona un método de análisis, para obtener la fuerza sísmica definitiva a la que será expuesta la estructura, la fundación y el terreno. Los métodos de análisis se denominan, Método de análisis dinámico y Método de análisis estático.

2.2.5. Método de superposición modal

Para efectos de este trabajo de investigación el método a utilizar es el método de análisis dinámico también denomina como análisis de superposición modal. Se caracteriza por utilizar el espectro de respuesta, permitiendo determinar la respuesta de la estructura, diseñada estáticamente pero estudiada bajo una acción dinámica conocida como “fuerza sísmica”. Para fines de diseño este método es uno de los más utilizados, Lamar y Fontoul (1974), lo define como uno de los modelos matemáticos cuyo fin es el discretizar la estructura y estudiarla a través de finitos grados de libertad.

Este método es trabajado matricialmente, permitiendo conocer de forma detallada cómo responde la estructura ante la acción de las vibraciones, manteniendo su equilibrio estático. Una de los valores principales para el cálculo de este método es el de la rigidez, relacionada con el módulo de elasticidad (E), el momento de inercia (I) y la longitud evaluada (L) a través de la siguiente expresión:

$$K_1 = \frac{3 \cdot EI}{L^3} \quad (\text{ec.14})$$

Dónde:

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{Kgf/cm}^2$$

I: momento polar de inercia de un cilindro hueco dado por:

$$I = 2\pi R^3 e \quad \text{Para } R = \text{radio}; e = \text{Espesor del equipo}$$

L: longitud del tramo

El valor constate de la rigidez (3) puede variar de acuerdo al tipo de elemento-estructura que se desee estudiar. La ecuación de la rigidez que se presenta, corresponde al de un elemento empotrado en un extremo y libre en el otro, es

denominada comúnmente como viga en voladizo y requiere para su análisis tres incógnitas (F_x , F_y y M_z).

Por otra parte están los grados de libertad (GDL), definidos como los espacios e hiperespacios en los que el elemento a evaluar puede moverse tomando varios valores libremente. Esos espacios se denominan desplazamientos y se encuentran en cada uno de los grados de libertad. Una vez establecidos los grados de libertad se procede a armar la matriz de rigidez y matriz masa conforme se haya discretizado el elemento a analizar. Blanco, Gonzales y Gracia (2012), se refieren a la discretización como la representación del comportamiento de la estructura, por medio de un conjunto finito de variables y designan esas variables como los desplazamientos en cada uno de los grados de libertad evaluados en el sistema. Como ejemplo de matrices, en las siguientes ecuaciones se podrá apreciar la manera en cómo quedarían las matrices de rigidez y matriz masa para efectos de una matriz 3x3:

Matriz de Rigidez (K)

Matriz Masa (M)

$$\begin{bmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

Una vez armadas las matrices se calculan los autovalores (λ) conocidos como los valores propios de una matriz y los autovectores, que son básicamente los vectores propios relacionados a los autovalores. El determinar estos valores representa uno de los procedimientos más importantes de este método, ya que justamente es a través de ellos, que se conoce el comportamiento de la estructura ante una acción sísmica. Los autovalores conocidos también como modos de vibración, representan la frecuencia (tiempo) que el cuerpo en estudio recibe las vibraciones, mientras que los autovectores, indican la forma precisa que se moverá el cuerpo en

esa frecuencia. La manera de cómo conocer los autovalores y autovectores es a través de la siguiente ecuación:

$$K - M \cdot \lambda = 0 \quad (\text{ec.15})$$

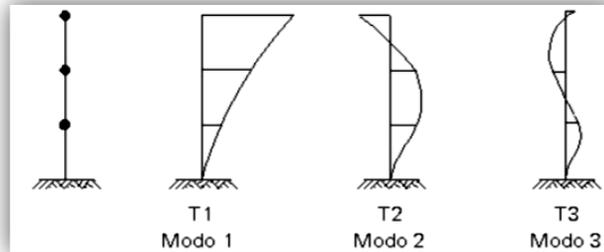


Figura 8: Simulación de los modos de vibración según sus autovalores y autovectores
Fuente: Lamar y Fontoul (1974)

En la figura 8 se ejemplifican los autovalores y autovectores para cada modo de vibración. Seguidamente, es conveniente conocer el tiempo-periodo natural de vibración que la estructura o cuerpo en estudio necesita para completar una oscilación completa. Es por medio de esos periodos naturales o también conocidos periodos modales el que se define el movimiento de la estructura. La manera en como deducir sus valores es por medio de la siguiente ecuación:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (\text{ec.16})$$

Luego, se procede a calcular el Factor de partición modal, a partir del sentido de análisis del sismo, sentido en x y sentido en y. Considerando (γ) como el factor de partición modal, Φ los valores transpuestos denominados como autovectores, M matriz de masas, Bx vector unitario en sentido x, By vector unitario en sentido y. Resulta importante mencionar que la cantidad de vectores Bx y By que se calculen, reflejaren la cantidad de grados de libertad por piso de la estructura, esto según explicaciones de Guachizaca (2009). Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{\Phi_1^t * M * B^X_y}{\Phi_1^t * M * \Phi_1} \quad (\text{ec.17})$$

La fuerza que tiene cada nivel en la estructura previamente discretizada es fundamental conocerla y se define como fuerza lateral o fuerza estática equivalente, correspondiente a cada modo de vibración por nivel, ejemplificada en la figura 9. Una vez conocida las fuerzas se calculan los momentos que tendrán cada modo, los cuales dependerán de su fuerza por modo y nivel, tal como se indican en las siguientes ecuaciones:

$$F_{kj} = M_k \Phi_{kj} Y_j A_{dj} g \quad (\text{ec.18})$$

Dónde:

F_{kj} : fuerza sísmica del nivel k en el modo j

M_k : masa del piso k

Φ_{kj} : coordenada modal del piso k en el modo j

Y_j : factor de partición modal del modo j

A_{dj} : ordenada del espectro de diseño para el modo de período T_j

g : aceleración de la gravedad

$$M_{kj} = F_{kj} * h_j \quad \text{ec.19}$$

Dónde:

M_{kj} : momento sísmico del nivel k en el modo j

h_j : distancia desde la base hasta el nivel j

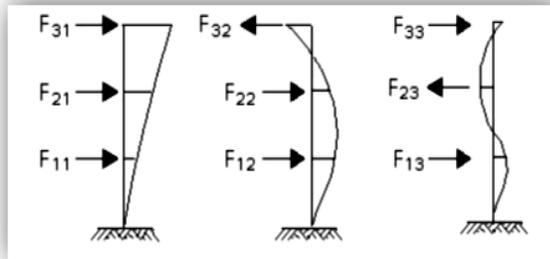


Figura 9: Representación gráfica de las fuerzas laterales por modo
Fuente: Lamar y Fontoul (1974)

Finalmente para obtener la combinación modal del sismo, se realiza la sumatoria de todas las fuerzas por modo, así como también las del momento en la base, incorporando la acción simultánea de las tres componentes (x,y,z) sísmicas. Para la componente en z (Fz) se considera la fuerza aplicada en el centro de masas, según especificaciones de la norma PDVSA 90615.1.013 “Cargas sísmicas en recipientes verticales, chimeneas y torres”. Las expresiones para su cálculo son las siguientes:

Fuerza sísmica

$$F_t = \sqrt{\sum_{j=1}^j F_{j^2}} \quad (\text{ec.20})$$

Momento en la base

$$M_t = \sqrt{\sum_{j=1}^j M_{j^2}} \quad (\text{ec.21})$$

Fuerza axial

$$F_z = 0,7A_0 W \quad (\text{ec.22})$$

La selección de la combinación de efectos debidos a las tres componentes sísmicas, una vez obtenidas las fuerzas laterales en sus respectivos sentidos dependerá de la normativa que se aplique, tomando como referencia el proyecto del presente trabajo de investigación, para efectos de PDVSA en la normativa 90615.1.013 se consideran las siguientes ecuaciones:

$$1,0 F_x + 0,30 F_y \pm 0,3 F_z \quad (\text{ec.23a})$$

$$0,3 F_x + 0,30 F_y \pm 1,0 F \quad (\text{ec.23b})$$

2.2.6. Dimensionado de Pedestal

Muchos son los términos que se utilizan para definir un pedestal, existen autores que lo determinan como bloque ó columna corta. Fratelli (1993), hace referencia al pedestal como un “ensanchamiento de la parte superior de la columna”, cualquiera que sea el término utilizado, el pedestal está sometido a compresión y su función principal es transmitir las cargas a la base.

La altura y forma del pedestal puede variar según las indicaciones del proyectista, por lo general se encuentran entre 1 m a 1,5 m y su forma puede ser redonda, cuadrada, hexagonal u octagonal. Por lo general los pedestal redondos crean dificultad durante su construcción, los cuadradas se conocen por su facilidad de encofrado pero adsorben mas material que el calculado, mientras que el pedestal de forma octagonal se ha convertido en el más utilizado, especialmente para construcciones de fundación, aunque es diseñado como columna redonda.

Para realizar el dimensionado de un pedestal octagonal en primer lugar es prioridad conocer su altura y posteriormente considerando su geometría, calcular su área, volumen y peso, datos indispensables para determinar parte de la carga a la que será expuesta la fundación-base y transferida a través del pedestal. En el capítulo 4 se

presentaran las ecuaciones para determinar el área, longitud de cara, volumen y peso del pedestal en forma octagonal.

2.2.7. Acero de refuerzo para el pedestal

El acero de refuerzo juega un papel muy importante al momento de diseñar cualquier elemento que conformara una fundación, ya que se coloca para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y evitar la separación entre dichos elementos. Las ecuaciones que se presenten a continuación serán referenciadas de la norma PDVSA L-STC-005 “Fundaciones para recipientes verticales”, considerando además criterios de la norma COVENIN 1753 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural” y ACI 318 “Instituto Americano del Concreto”, esto a razón del tema abordado en el trabajo de investigación y normativas seleccionadas para su desarrollo.

- Área requerida de barras (A_s)

$$A_s = \frac{\text{Tensión}}{\text{esfuerzo admisible } (f_y)} \quad (\text{ec.24})$$

La cantidad de acero A_s obtenida a través de la ecuación presentada será utilizada para escoger según criterio del proyectista el diámetro de la barra de acero que cubra esa cantidad de área requerida longitudinalmente. Considerando para el cálculo de la tensión, M momento máximo de volcamiento en la base del pedestal, W peso de operación del equipo ó la carga permanente más desfavorable del elemento, TP tamaño del pedestal menos 152 mm (PDVSA L-STC-005), y N número de barras asumidas.

$$\text{Tensión} = \frac{4M}{TP * N} - \frac{W}{N} \quad (\text{ec.25})$$

$$M_{\text{volcamiento}} = 0,7 * \text{sismo} \quad (\text{ec.26})$$

- Acero transversal

A propósito de resistir la tensión calculada en el pedestal se requiere conocer el acero transversal también conocido como “ligaduras ó estribos”, aquellas barras distribuidas transversalmente a lo largo de una columna, para este caso, a lo largo del pedestal. La manera de cómo obtener el diámetro de la barra y la separación a la que estarán las ligaduras dependerán del proyectista y las normas que utilice. En relación a la separación s la norma ACI 318-14 plantea las siguientes ecuaciones:

Dónde:

d_b = diámetro de la barra

$$16d_b \text{ longitudinal} \quad (\text{ec.27a})$$

$$48d_b \text{ transversal} \quad (\text{ec.27b})$$

Para su selección debe considerarse el que la separación entre ligaduras no exceda la menor de las opciones. En el caso de que el proyectista tenga un valor de espaciamiento preestablecido queda a su criterio el seleccionar un valor promedio entre el obtenido a través de la norma, con el preestablecido, utilizando de esta manera la ecuación:

$$\text{espaciamiento } A_{s_{\text{transv}}} = \frac{\text{dist preestablecida} + \text{dist norma}}{2} \quad (\text{ec.28})$$

- Gancho estándar

El gancho estándar será calculado para determinar la extensión del acero longitudinal en el elemento. La norma COVENIN 1753 presenta dos opciones de gancho en el acero de refuerzo longitudinal, uno con una vuelta semicircular de 180° y otro de 90°, tal como se muestra en la figura 13. Queda a juicio del proyectista

escoger la que considere más idónea utilizar. Para el caso de la vuelta del gancho con 90° la extensión del acero longitudinal se determina mediante la siguiente ecuación.

$$\text{Gancho estándar} = 12d_b \quad (\text{ec.29})$$

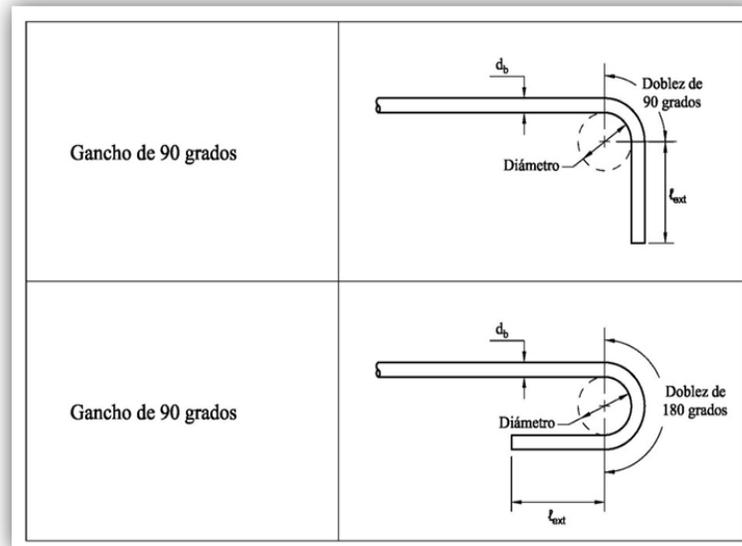


Figura 13: Tipo de gancho estándar
Fuente: COVENIN (1753)

- Longitud de empalme

La longitud de empalme también conocida como longitud de desarrollo o longitud de transferencia debe ser calculada para saber cuánto empalma una ligadura con otra al ser unidas y transferir las tensiones a la que son expuestas. La norma COVENIN 1753 en su apartado de acero de refuerzo en compresión designa para su cálculo la siguiente ecuación:

$$l_d = \frac{0,08 * f_y * \varnothing}{f_c} > 0,004 * f_y * \varnothing \quad (\text{ec.30})$$

Dónde: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Para efectos de la norma ACI 318-14, el valor de la longitud de desarrollo debe ser multiplicado por 1.3 y mayor a 12” (30,48cm). Considera además, que todo acero transversal deba ser cerrado, tal como se presenta en la figura 14, ya que este tipo de ligadura resiste los esfuerzos diagonales de tracción debidos a torsión, esto según norma ACI 318-14.

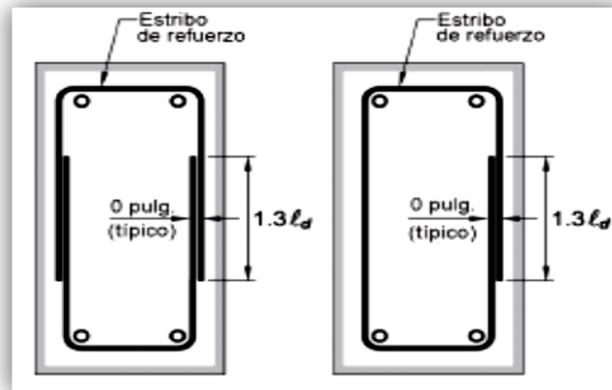


Figura 14: Ligaduras cerradas.
Fuente: ACI (2.014)

- Acero superior

Considerando el acero superior como una armadura que se crea en la parte superior del elemento, y cuyo fin es el contrarrestar las tensiones de retracción de fraguado y variación de la temperatura en la estructura, se arma este acero como malla y se utiliza para su diseño un valor de cuantía ρ según lo designa la norma COVENIN 1753, de acuerdo al tipo de acero de refuerzo. Para el caso de diseñar el acero superior como una malla se utiliza la cuantía= 0,0018, calculando así el acero superior de la siguiente manera:

$$A_{S_{\text{superior}}} = \rho * b * d \quad (\text{ec.31})$$

2.2.8. Diseño del pilote

El decidir trabajar con pilotes depende de cuan resistente sean los estratos superficiales del suelo de fundación para soportar las cargas a las que será expuesto

por las bases directas de la superestructura. Fratelli (1993), señala que suponiendo que la fundación no tenga la capacidad de resistir dichas cargas, se pueda producir “asentamientos locales excesivos e inadmisibles” y “falla del suelo, al superar su capacidad”. La manera de cómo tratar de solventar esas fallas y que el suelo tenga la capacidad de resistir esas cargas es a través de las llamadas “fundaciones profundas o indirectas”, las cuales se pueden clasificar en:

- Pilotines ($10 \text{ cm} \leq D \leq 20 \text{ cm}$)
- Pilotes ($20 \text{ cm} < D \leq 80 \text{ cm}$)
- Pilas ($80 \text{ cm} < D \leq 220 \text{ cm}$)

Con el uso de este tipo de fundación se tiene como propósito el encontrar estratos profundos más firmes y resistentes para asegurar la estabilidad y funcionalidad de las fundaciones, no solo durante la construcción sino durante toda su vida útil de manera rápida y económica. La selección del tipo de pilote dependerá básicamente de las características del suelo, la profundidad necesaria a la que se debe llegar para resistir las cargas impuestas, dimensiones que por lo general la aporta el estudio de suelo, los diversos métodos de ejecución, entre otros factores.

2.2.8.1. Acero de refuerzo para pilote

Una vez seleccionado el tipo de fundación profunda tomando en consideración el diámetro y los demás factores mencionados, se procede al diseño de acero de refuerzo del pilote. Se designa el pilote como una columna y se determina su área de acero longitudinal (A_s) no menor al 1% de su área gruesa (A_g). Para determinar el área gruesa del pilote se analiza y diseña el pilote a través de la fórmula del área de un círculo, de la siguiente manera:

$$A_g = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{ec.32})$$

- Acero transversal

Para el caso de los estribos o acero transversal del pilote, la norma ACI 318-14 en su sección “estribos de columna”, hace alusión de que el acero transversal en miembros que tenga acero longitudinal en la periferia de un círculo pueda ser de forma espiral o circular, las espirales son las efectivas, ya que permite aumentar la capacidad de resistencia dentro del núcleo. Por consiguiente el espaciamiento entre las espirales debe cumplir con ser mayor a 2,5cm y menor que 7,5cm.

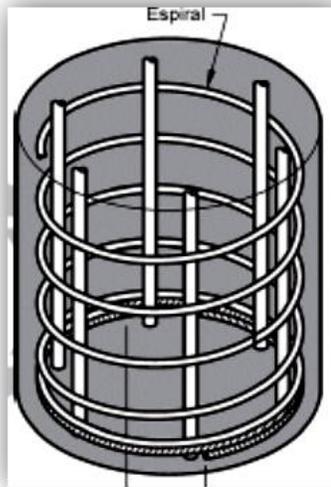


Figura 15: Ligaduras de espiral.
Fuente: ACI (2.014)

2.2.9. Dimensionado del cabezal

Los cabezales son elementos estructurales cuya función es conectar las cabezas de los pilotes, transfiriéndoles toda la carga adsorbida de la superestructura. Fratelli (1993), relaciona un cabezal como si fuese una base aislada directa, con la única diferencia de que las reacciones del suelo actúan como cargas concentradas en el eje de los pilotes. La forma geométrica que adopte el cabezal dependerá de la cantidad de pilotes que requiera la fundación para soportar las cargas a la que será

expuesta, sin embargo en algunos casos, el proyectista debe asumir la forma según normativas del proyecto.

Con el fin de comprobar que los valores de cálculo de los efectos de las acciones de la estructura (momento de volcamiento) sobre cada pilote no superan el valor de cálculo de su capacidad resistente, se deberá calcular el momento total de los pilotes y cumplir con la condición de que el $M_{total} > M_{volcamiento}$. El momento total deberá ser calculado a través de la sumatoria de los momentos por pilote, y estos a su vez considerando la capacidad admisible a tracción del mismo.

Para el cálculo de los momentos, se considera la distancia d de acuerdo a la ubicación del pilote a evaluar según el círculo de pilotes (C_{pi}) donde se encuentre, en relación al baricentro del cabezal. Por lo general para el cálculo de los momentos de los pilotes se toma una sola cara del cabezal, permitiendo mayor facilidad de cálculo y debido a su simetría.

- Cálculo de distancia d

$$d_i = \frac{C_{p_i}}{2} * \cos \alpha \quad (\text{ec.33})$$

- Cálculo del momento por pilote

$$M_{d_i} = 2 * \text{Cap. adm atracción} * d_i \quad (\text{ec.34})$$

2.2.9.1. Método de las bielas y tirantes

El proceso de análisis del método de las bielas, se trata de idealizar la estructura por medio de un sistema de barras, el cual intenta mostrar el comportamiento de la estructura o parte de la misma, Zamora (2010), se refiere al método de bielas y tirantes como la manera de analizar y diseñar cualquier elemento de concreto. Define Los elementos como (barras) que componen el sistema que trabajan a tracción o compresión, ya que se trata de sistemas biarticulados, aquellos

elementos que se encuentran comprimidos reciben el nombre de bielas y los traccionados el de tirantes. Zamora aporta que las zonas en las que se une una biela con un tirante recibe el nombre de nudo.

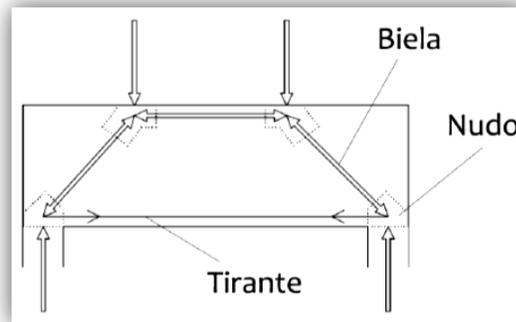


Figura 16: Representación grafica del método de las bielas
Fuente: Zamora (2010)

Por su parte Fratelli (1993), hace alusión de que este método es utilizado para cabezales de gran altura y considerable rigidez, se diseña por lo general solo a tracción y no requiere verificar a corte y punzonado a diferencia del método por flexión. Siendo la función principal del método el dimensionar el cabezal, para su análisis se recomienda considerar un ángulo mínimo entre tirante y biela de 25° , ese ángulo se estudiara en relación al círculo de pilotes que este más cercano al borde del cabezal que para efectos del presente trabajo de investigación se realizó a través de la siguiente ecuación:

- Dimensionado del cabezal (altura d)

$$d = \frac{Cp_i}{2} \tan 25^\circ \quad (\text{ec.35})$$

Definida la altura d, para determinar la dimensión del cabezal que para efectos del presente trabajo de investigación será de forma octagonal, se considera su geometría para calcular su longitud, área, volumen y peso, datos indispensables para determinar el peso que les será transferido a los pilotes. En el capítulo 4 se presentan las ecuaciones respectivas para contener cada una de las variables.

- Resistencia de los pilotes como grupo

Los pilotes como grupo son aquellos considerados como pilotes de un mismo cabezal, Fratelli (1.993) hace referencia que para obtener la distribución de las cargas sobre los pilotes, se debe suponer que el cabezal tiene rigidez infinita, también considera que todos los pilotes del grupo sean verticales y que además el número necesario de pilotes, en cada cabezal, y su distribución, se determina en función de la combinación más desfavorable de las cargas que actúan sobre el cabezal

$$\text{Resistencia de los pilotes} = \text{Nro. de pilotes} * \text{capacidad adm a compresión} \quad (\text{ec.36})$$

Definida la dimensión del cabezal a través de método de las bielas y tirantes, para poder diseñar la distribución del acero se debe considerar la tensión que producen los pilotes en el cabezal. Fratelli (1993), establece que se debe analizar la tensión en función de la carga concentrada en los pilotes, desde el baricentro del cabezal y considerando las componentes verticales que actúan en el eje longitudinal del pilote, conjuntamente como la fuerza horizontal de tracción al borde inferior del cabezal.

- Carga en cada pilote

$$P_{u_{\text{individual}}} = \frac{P_{u_i}}{\text{Número de pilotes}} \quad (\text{ec.37})$$

Para la carga de los pilotes se debe considerar la combinación de carga más desfavorable en estado último, que para efectos de este trabajo de investigación se dedujo de la tabla 10 del presente capítulo. Luego, para conocer la distancia horizontal que permitirá conocer la tensión del pilote, se estudia la distancia desde el baricentro del cabezal al pilote, a través de las siguientes ecuaciones:

- Distancia horizontal

$$e = \frac{C_{p_i}}{2} \quad (\text{ec.38})$$

- Tensión del pilote

$$T_i = \frac{e}{d} * P u_{\text{individual}} \quad (\text{ec.39})$$

En el presente trabajo de investigación la tensión es asumida como una por cada círculo de pilote. Destacando que, en cada círculo es analizada la tensión por pilote de acuerdo a su ubicación y al ángulo que forma con el baricentro, luego la sumatoria de cada tensión es definida como la tensión resultante de ese círculo de pilote. Posteriormente las tensiones resultantes de cada círculo se suman para determinar la tensión total actuante en el cabezal. La siguiente ecuación corresponde a la tensión resultante para el caso de que se esté evaluando dos pilotes formando un ángulo α en relación con el baricentro del cabezal.

- Tensión resultante de un círculo de pilote

$$T_{\text{cpi}} = T_i + (2 * \cos \beta * T_i) \quad (\text{ec.40})$$

- Tensión total

$$T = T_{\text{cpi}} + T_{\text{cpi}} + T_{\text{cpi}} \quad (\text{ec.41})$$

2.2.9.2. Método de la flexión

El método de la flexión lo define Fratelli (1993), como el método que debe ser aplicado para aquellos cabezales cuya altura sea limitada, para este caso el cabezal es analizado en forma de viga y requiere la comprobación del esfuerzo cortante y punzonado. Este método para varios autores es identificado bajo la condición de: $v > 2h$, siendo v el vuelo del cabezal y h la altura ó canto de la misma, tal como se muestra en la figura 22:

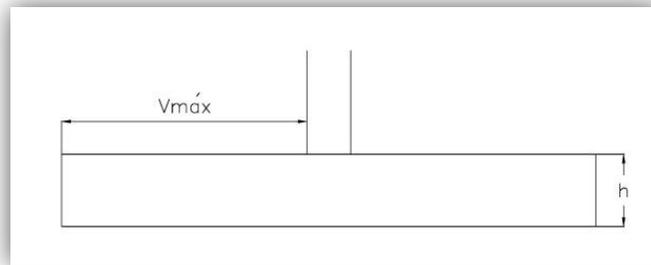


Figura 22: Relación vuelo-canto. Método de la flexión
Fuente: Autor

A efectos de cálculo, para determinar la altura del cabezal, se analiza el elemento como si fuese una viga, las dimensiones que por lo general se adoptan en la idealización son: $b=1\text{ m}$ y $d=2*bw$, tal como presenta en la figura 23. El valor de d para este método representa la altura, bw la anchura (diámetro) de la sección circular, en cm según la norma COVENIN 1753 y b el largo del elemento.

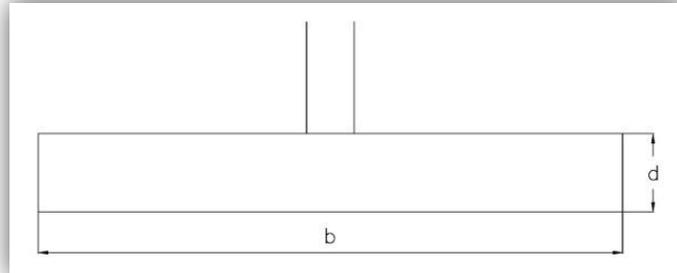


Figura 23: Dimensiones de la viga idealizada. Método de la flexión
Fuente: Autor

- Reacciones de los pilotes

Para la idealización de la viga es indispensable conocer las reacciones de todos los pilotes en un mismo cabezal, para tal fin, se consideran las combinaciones de carga en estado de servicio más desfavorable en relación al peso total de los pilotes, asumiendo que para efectos de la tabla 10, la combinación de carga en estado de servicio más desfavorable sea $Pu_i = \text{Operacion} + 0,7 * \text{sismo}$. Las reacciones de los

pilotes que deben usarse son los que estén dentro de la viga idealizada. El cálculo de las reacciones de los pilotes se realiza a través de la siguiente expresión:

$$P_n = \frac{Pu_i}{n} \pm \frac{M_x x_n}{\sum x_n^2} \pm \frac{M_y y_n}{\sum y_n^2} \quad (\text{ec.42})$$

Dónde:

P_{ui} : Carga axial

n: número de pilotes

M_x : momento sísmico en sentido x (se minora por el factor para el sismo correspondiente a la combinación de carga)

M_y : momento sísmico en sentido y (siendo el 30% de M_x)

X_n : distancia en x de la posición del pilote n

Y_n : distancia en y de la posición del pilote n

Al final con las reacciones de los pilotes que conforman la viga idealizada se calcula el momento último resistente $M_u = M_n$, el cual permitirá obtener el valor promedio del cabezal. El cálculo del momento puede realizarse a través de cualquier software, tal como se determinó en el presente trabajo de investigación, de no hacerse así pudiera ser a través de la siguiente ecuación:

$$M_u = \Phi * \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right) * b d^2 \quad (\text{ec.43})$$

La ecuación corresponde al manual de Arnal (1992), para un $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, Φ (flexión) = 0,90, considerado según los factores de minoración por flexión que señala la norma COVENIN 1753. Una vez determinado el momento último, se analiza el valor de d a través del despeje de la ecuación utilizada para el cálculo de M_u . El resultado de d sería la primera aproximación de la altura del cabezal, permitiendo así ser utilizada para el análisis de

los chequeos que son designados a realizar en el método. La ecuación de d quería de la siguiente manera:

$$d = \frac{\phi M_n}{\phi \rho b f_y \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right)} \quad (\text{ec.44})$$

2.2.9.2.1. Chequeo por corte

La verificación de la resistencia al corte según Garza (2000), se basa en el desplazamiento o efecto que ocurre en el cabezal idealizado como viga, el cual va extendiéndose a lo largo de la superficie creando una sección crítica, designada para efectos de este trabajo de investigación como x , y se encuentra por lo general a una distancia d de la cara del pedestal o elemento situado sobre la estructura analizada, tal como se muestra en siguiente figura:

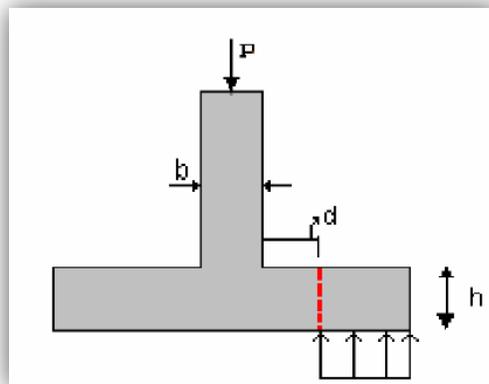


Figura 24: Sección crítica x por flexión, a una distancia d de la superficie
Fuente: García (2.000)

Con el fin de conocer el corte crítico en el cabezal se calcula la resiste teórica al corte, designada según ecuaciones de la norma COVENIN 1753, donde se hace relación para su diseño los miembros solicitados por las fuerzas cortantes, siendo V_c

resistencia teórica al corte V_c y V_u , la fuerza cortante mayorada. Ambas deben cumplir con la condición que se señala a continuación:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (\text{ec.45})$$

La fuerza cortante mayorada $V_u = P_i$, será tomada en relación a los pilotes que conforman la viga idealizada, seleccionando el más cargado. En lo que respecta a la resistencia teórica al corte V_c se debe considerar un factor de minoración $\phi = 0,75$ según la norma COVENIN 1753 en relación al diseño por corte. La ecuación de V_c se designa:

$$\phi V_c = \Phi * 0,53 \bar{f}_c * d * b \quad (\text{ec.46})$$

Luego cuya función principal es determinar a través de este chequeo la altura definitiva del cabezal y conseguir su corte crítico, se procede a realizar tanteos cuantas veces sea necesaria hasta encontrar la altura y valor crítico requerido para el diseño del elemento. Para el caso en el que la condición de $\phi V_c \geq V_u$ no cumpla en su primer tanteo ante los valores previamente mencionados, se recalcula el valor de V_u multiplicándolo por una carga equivalente y por la distancia del corte crítico designado como x . La ecuación de V_u quedaría:

$$V_u = \text{Carga equivalente} * x * P_i \quad (\text{ec.47})$$

Considerando la carga equivalente como la sumatoria de las cargas de todos los pilotes que conforman la viga idealizada, entre el círculo de pilotes. Para efectos de este cálculo debe ser el que este al borde del cabezal en caso de que hayan más círculos de pilote y, x la sumatoria de la altura d , más la mitad del diámetro del pilote. Las ecuaciones quedan definidas de la siguiente manera:

$$\text{Carga equivalente} = \frac{P_n}{C_{p3}} \quad (\text{ec.48})$$

- Distancia del corte crítico

$$x = d + \frac{\text{diámetro del pilote}}{2} \quad (\text{ec.49})$$

El valor de la altura d será determinado en el momento en el que la condición $\phi V_c \geq V_u$ cumpla. Para este chequeo el valor de d es calculado en relación a la resistencia teórica al corte, cuantas veces se haga el chequeo y no cumpla con la condición debe ser recalculado d y sustituido nuevamente en las ecuaciones preestablecidas. La ecuación de d , para determinar la altura del cabezal a través del método por flexión se designa de la siguiente manera:

$$d = \frac{\phi V_c}{\Phi * 0,53 * \bar{f}_c * b} \quad (\text{ec.50})$$

2.2.9.2.2. Chequeo por punzonado

El efecto del punzonado se caracteriza como el estado limite que forma en la superficie una fractura, Garza (2.000), relaciona este efecto como la respuesta que da la superficie ante la carga vertical recibida por el pedestal, cuyo efecto causa una falla piramidal. Al igual que la falla por corte está se trabaja con una sección crítica perpendicular al elemento, pero a una distancia de $d/2$ de la cara del pedestal o del elemento que transfiera las cargas al cabezal, tal como se muestra en la figura 25.

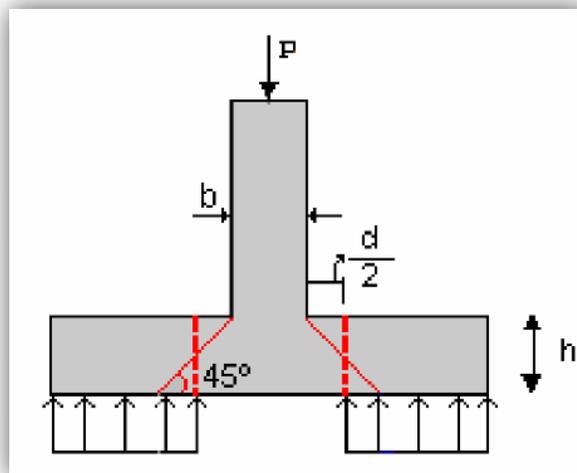


Figura 25: Esquema del corte por punzonado
Fuente: García (2.000)

En la figura 25 se puede apreciar la rotura que causa esta falla a 45°, Fratelli (1993), define b_o como el “perímetro que delimita el área crítica alrededor de la carga”. Para efectos de cálculo cuando se diseñe un cabezal, los esfuerzos de corte por punzonado deben realizarse tanto para el pedestal que les transfiere las cargas como para los pilotes mas cargados del grupo.

- Chequeo por punzonado del pilote

Considerando para efectos de este cálculo el pilote más cargado y cercano al borde del cabezal se analiza el pilote a una distancia $d/2$, tomando como referencia la altura d obtenida a través del chequeo por corte y las nuevas dimensiones del cabezal determinadas por flexión. Para determinar la distancia del punzonado con respecto al pilote, se debe seguir la siguiente ecuación:

$$d_{\text{punz}} = \frac{d}{2} \quad (\text{ec.51})$$

Por consiguiente a través de esa distancia de punzonado se procede a calcular el perímetro crítico entre cabezal-pilote por medio de los elementos de la circunferencia, ya que se analiza la sección circular del pilote más cargado. Luego para determinar la resistencia al corte por punzonado V_c , se consideran las opciones designadas por la norma ACI 318-14.

Calculo para V_c

$$2 + \frac{4}{\beta} * \bar{f}_c * b_o * d \quad (\text{ec.52a})$$

$$\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 * \bar{f}_c * b_o * d \quad (\text{ec.52b})$$

$$4 * \bar{f}_c * b_o * d \quad (\text{ec.52c})$$

Para este caso se tomara según norma el menor valor que resulte de las tres opciones, considerando β como la relación del lado largo al corto de la sección de la columna y α_s como un valor variante entre, 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina. En el presente análisis la columna sería el pilote. Una vez obtenido el valor de V_c , se toma V_u igual al valor del pilote más cargado una vez recalculada las dimensiones del cabezal por flexión.

- Chequeo por punzonado del pedestal

El análisis del punzonado para el pedestal se realizara similar al del pilote, pero “a una distancia $d/2$ desde la pared del pilote” al borde el pedestal, designada d como la altura calcula a través del chequeo por corte y dividida entre 2 para conseguir la distancia del punzonado. Para determinar el perímetro del punzonado b_o , se deberá calcular la longitud del punzonado considerando la forma geométrica del pedestal que para efectos del presente trabajo de investigación es octagonal. Una vez obtenida la longitud del punzonado, deberá ser multiplicado por la cantidad de los lados que conforman el pedestal.

- Calculo del perímetro por punzonado b_o

$$\text{Perímetro de punzonado } b_o = 8 * \text{Longitud octogonal del punzonado} \quad (\text{ec.53})$$

Para el cálculo de V_c , se cumplirán con las mismas condiciones del punzonado para pilotes en relación al valor de la resistencia teórica al punzonado de la norma ACI 318-14 y en cuanto al valor de la fuerza cortante mayorada V_u se tomara en consideración la combinación de carga más desfavorable en estado último de la tabla 10 en relación únicamente al peso del pedestal.

2.2.9.2.3. Chequeo por aplastamiento

El aplastamiento suele ser considerado como la presión a compresión que recibe el cabezal, transmitida por el pedestal. Garza (2.000), determina que esa presión se va disipando en toda la altura del cabezal, el efecto que causa esa presión es a una distancia de 2 horizontalmente y 1 vertical, que van desde el área designada como 1 (área cargada) hasta el área 2 (área máxima), formando una pirámide tal como se exhibe en las figuras 26 y 27.

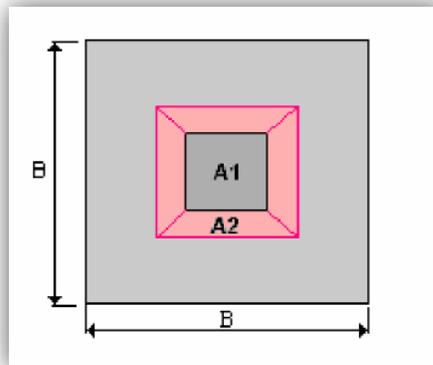


Figura 26: Modelo geométrico para la verificación del aplastamiento
Fuente: García (2.000)

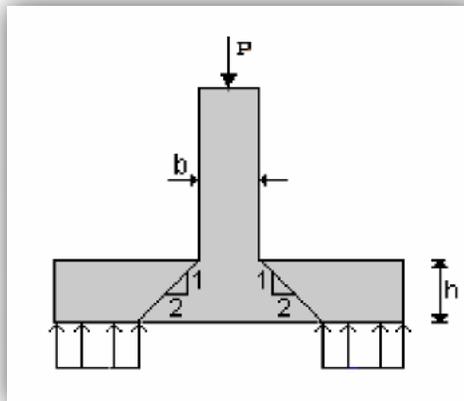


Figura 27: Modelo estructural para la verificación del aplastamiento
Fuente: García (2.000)

El chequeo debe realizarse analizando tanto el pedestal como el pilote más cargado y ambos deben cumplir con la condición de $\Phi B_n \geq B_u$ que designa la norma ACI 318-14, siendo B_n la resistencia teórica al aplastamiento o carga teórica resistente y B_u la carga mayorada al aplastamiento. Para el cálculo de B_n se deben analizar las áreas A_1 y A_2 , considerando para efectos de este trabajo de investigación el área de un círculo, a través de las siguientes ecuaciones:

- Área carga (A_1)

$$A_1 = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{ec.54a})$$

- Área máxima (A_2)

$$A_2 = \frac{\pi * D + 4d^2}{4} \quad (\text{ec.54b})$$

En el chequeo por aplastamiento del pilote se le asigna el valor de D el diámetro del mismo, mientras que para el chequeo del pedestal, su ancho. Calculadas las áreas, se debe cumplir con la condición de $A_2 > A_1$, para ese caso el valor de B_n deberá ser multiplicado por Φ relacionando el A_2 entre el A_1 , a través de la siguiente ecuación:

$$\Phi = \frac{A_2}{A_1} \leq 2 \quad (\text{ec.55})$$

- Cálculo de B_n

$$\Phi B_n = \Phi(0,85 * f_c * A_1) \quad (\text{ec.56})$$

Una vez determino el valor de ΦB_n , para determinar B_u en el caso de analizar el chequeo con respecto a los pilotes se toma el más cargado y para efectos del pedestal se elegirá el peso del mismo. Luego se procede a realizar la comparación entre las cargas con el propósito de que se $\Phi B_n \geq B_u$. Es importante mencionar que todos los chequeos explicados a través de este método son en relación al tema abordado en el presente trabajo de investigación.

2.2.9.2.4. Acero por flexión

La norma COVENIN 1753 establece que la distribución del acero a flexión básicamente se realiza, para controlar la Fisuración que ocurre en los miembros solicitados a flexión. Para la repartición del acero se debe tomar en consideración un porcentaje de refuerzo ρ que permita mantener en equilibrio la resistencia entre el concreto y el acero ante las cargas a las que será expuesta el miembro solicitado. Por lo general el valor de ρ se denomina como cuantía geométrica y se analiza a través de la siguiente expresión:

$$\rho = 0,85 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * f_c * b * d^2}} \right] \quad (\text{ec.57})$$

Como se puede apreciar en la ecuación, la cuantía depende del valor de M_u resistencia o momento ultimo requerido por flexión en la sección analizada y del valor de d , que para efectos de este estudio fue el valor obtenido por flexión anteriormente explicado. Una vez contenido el porcentaje de refuerzo se calcula el acero principal A_s del miembro solicitado, para un $f_y = 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $f_c = 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\text{principal}}} = \frac{\rho * f_c}{f_y} * b * d \quad (\text{ec.58})$$

El resultado del acero principal se analiza por metro lineal, usando para su distribución el 100% de acero obtenido. Para el acero superior del miembro solicitado, se estudia su repartición considerando el acero por retracción de fraguado y variación de la temperatura, el cual adsorberá los esfuerzos generados por el concreto en el cabezal (miembro solicitado). Por lo general este acero se asume como una malla electrosoldada armada en dos direcciones y utiliza para su análisis un valor de ρ cuantía, que depende de las especificaciones de la norma COVENIN 1753.

2.2.9.3. Chequeo de los pernos de anclaje

Tal como lo establece la norma ACI 318-14 el diseño y chequeo de los pernos de anclaje se utiliza con la función de transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o combinaciones de tracción y cortante de dos maneras, a través de elementos estructurales conectados o por elementos estructurales relacionadas con la seguridad. A su vez considera analizar la resistencia del acero del anclaje dependiendo de la propiedad del acero y del tamaño del anclaje, así como también la resistencia al desprendimiento del hormigón relacionada con la longitud embebida del anclaje.

Ante cualquier chequeo, en primer lugar se deberá analizar las tensiones a tracción y compresión en función de la cortante y el momento calculado a través de la acción bien sea de sismo o viento, seleccionando la más desfavorable. A continuación se presentan las ecuaciones para ambas tensiones deducidas de la norma PDVSA L-STC-005 “Fundaciones para recipientes verticales”.

- Tensión a tracción que soportaran los pernos de la torre (T_p)

$$T_p = \frac{4 \cdot M}{BC \cdot N} - \frac{W}{N} \quad (\text{ec.59})$$

- Tensión a compresión que soportaran los pernos de la torre (P_u)

$$P_u = \frac{M}{LA} + \frac{0,9 \cdot W}{2} \quad (\text{ec.60})$$

Designado, M como momento máximo de volcamiento en la base del recipiente, BC el diámetro del círculo de pernos, W el peso de operación del recipiente, N el número de pernos de anclaje y LA como el brazo de palanca a $2/3$ del círculo de pernos. Posteriormente se requiere necesario conocer la superficie de falla del desprendimiento del hormigón a $1,5 \cdot h_{ef}$, siendo h_{ef} la longitud embebida del

anclaje y considerando que esa área proyectada sea mayor a la separación entre los anclajes.

2.2.9.3.1. Resistencia del acero de un grupo de anclaje en tracción (N_{sa})

La resistencia al corte del acero se determina en este caso a través del área efectiva de la sección transversal del anclaje $A_{se, N}$, la resistencia a tracción del anclaje f_{ut} y n cantidad de pernos. Para el caso de los anclajes in situ conocidos comúnmente como anclajes preinstalados, los cuales serán utilizados en el presente trabajo de investigación, $A_{se, N}$ es considerada como el área neta traccionada o el área bruta traccionada, su valor se obtiene a través de la tabla 19, por su parte f_{ut} dependerá de las propiedades del material del perno.

Tabla 19:

Requisitos de tracción para anclajes, espárragos y varilla roscada

Tamaño del tornillo (cm)	Hilos por pulgada	Área efectiva del anclaje (F_{uta})(cm ²)	Resistencia a la tracción (kgf)					
			Grado A		Grado B			
			min	max	min	max	min	max
2 1/2	4	25,806	240	000	240	000	400	000
2 3/4	4	31,806	295	800	295	800	493	000
3	4	38,258	358	200	358	200	597	000
3 1/4	4	45,806	426	000	426	000	710	000

Fuente: ASTM A370-14

$$N_{sa} = n * A_{se, N} * f_{uta} \quad (\text{ec.61})$$

2.2.9.3.2. Resistencia al arrancamiento del concreto (N_{cbg})

La norma ACI 318-14 designa para el cálculo de la resistencia al arrancamiento del concreto varias incógnitas relacionadas a la manera en cómo se analice el comportamiento del mismo, bien pudiera ser para un solo anclaje o para un grupo de anclajes. A continuación se presentara la ecuación para un grupo de anclaje

siendo esta la aplicada en el presente trabajo de investigación y posteriormente se detallara cada uno de sus valores.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad (ec.62)$$

- Área proyectada de la superficie de falla (A_{Nc})

El valor de A_{Nc} es considerado como uno de los factores de modificación dentro de la resistencia al arrancamiento, designado como el área total proyectada para un grupo de anclajes, en este caso su análisis se realiza en función del diámetro equivalente d_{eq} en relación con el área del pedestal A_p y el área proyectada del anclaje.

- Área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1,5 * hef$ (A_{Nco})

Otro de los factores de modificación es el de A_{Nco} designado como el área para un solo anclaje. Esta área proyectada se determina a través de la longitud embebida del concreto (hef), una vez determinados los factores de modificación se debe considerar que A_{Nc} no exceda a nA_{Nco} , donde n representa al número de pernos de anclaje sometidos a tracción. Posteriormente, para poder conocer la cantidad de pernos de anclaje que trabajan a tracción y a compresión se requiere oportuno determinar la distancia entre los pernos y el equipo (d_{cp}) y la distancia J_u , la cual representa la distancia a la cual es aplicada la fuerza a compresión.

$$A_{Nco} = 9 * hef^2 \quad (ec.63)$$

2.2.9.3.3. Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción ($\Psi_{ec,N}$)

El valor de este tipo de factor representa a los anclajes en tracción bajo una fuerza resultante que se encuentra excéntrica con respecto al centroide del grupo de

anclajes. En la siguiente ecuación, la incógnita e'_N se designa como la excentricidad de una fuerza resultante a tracción sobre el anclaje con respecto al centro de gravedad de los mismos, considerando el diámetro del círculo de pernos (BC), la distancia Ju para determinar el área que ocupan los pernos a tracción y el brazo de palanca LA a 2/3 del círculo de pernos.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 * e'_N}{3 * hef}} \quad (ec.64)$$

2.2.9.3.4. Factor de modificación de efectos de borde para grupos de anclajes en tracción ($\Psi_{ed,N}$)

La norma ACI 318-14 establece que si el recubrimiento lateral es menor que $1,5 * hef$ se es necesario ajustar el factor $\Psi_{ed,N}$ a través de la siguiente ecuación, con la finalidad de que exista espacio suficiente para que se desarrolle de manera adecuada un prisma o cono de arrancamiento completo, por lo general este análisis se realiza cuando los anclajes se encuentran cerca de un borde dejando muy poco espacio entre ellos con respecto al borde. De igual manera se considera determinar la distancia mínima al borde ($C_{a, min}$) por medio de la diferencia entre el diámetro equivalente y el diámetro del círculo de pernos.

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \frac{C_{a, min}}{1,5 * hef} \quad (ec.65)$$

- Distancia mínima al borde $C_{a, min}$

$$C_{a, min} = \frac{d_{eq} - BC}{2} \quad (ec.66)$$

2.2.9.3.5. Resistencia básica al arrancamiento del concreto (N_b)

La resistencia básica al arrancamiento del concreto debe analizarse en función del ángulo que se forma en el concreto fisurado con respecto a la longitud embebida

de un anclaje en tracción, así como también el valor de k_c el cual corresponde al concreto fisurado de acuerdo al tipo de anclaje a utilizar y el valor de λ_a para concreto de peso liviano. Es importante destacar que la selección del valor de k_c varía entre 24 y 17 siempre sean estos anclajes preinstalados o postinstalados respectivamente.

$$N_b = k_c * \lambda_a * \bar{f}_c * h_{ef}^{1.5} \quad (\text{ec.67})$$

2.2.9.3.6. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado (N_{pn})

La resistencia a la extracción conocida también como el arrancamiento del anclaje forma parte de una de las tres fallas del hormigón, su análisis consiste en conocer la carga a la cual ocurre la falla del concreto por aplastamiento a consecuencia de la cabeza del anclaje N_p , para definir el valor de esta carga se utiliza la superficie de apoyo de la cabeza o tuerca hexagonal del anclaje A_{brg} . La superficie de apoyo varía de acuerdo al diámetro del anclaje a ser utilizado y por su parte el factor de modificación $\Psi_{c, p}$ previsto en la norma ACI 318-14 dependerá si se considera que existe o no fisura en el concreto en la región del elemento.

$$N_{pn} = \Psi_{c, p} * N_p \quad (\text{ec.68})$$

- Carga a la cual ocurre la falla del concreto por aplastamiento

$$N_p = 8 * A_{brg} * f_c \quad (\text{ec.69})$$

2.2.9.3.7. Resistencia a desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza (N_{sbg})

Esta resistencia por lo general se aplica para anclajes con cabeza de elementos preinstalados. En primer lugar se deberá determinar la manera en cómo se analizarán los anclajes, bien pudiera ser para un anclaje individual con cabeza (N_{sb}) o para un

grupo de anclajes (N_{sbg}) considerando en ambos casos la profundidad embebida del perno y su distancia mínima al borde $C_{a, \min}$.

$$N_{sbg} = 1 + \frac{s}{6 * C_{a, \min}} * N_{sb} \quad (\text{ec.70})$$

- Resistencia de un solo anclaje

$$N_{sb} = 160 * C_{a, \min} * \overline{A_{brg}} * \lambda_a * \overline{f_c} \quad (\text{ec.71})$$

Una vez calculadas todas las resistencias es de su importancia conocer la resistencia a tracción de diseño ϕN_n , la cual deberá ser la menor de las resistencias del anclaje previamente calculadas, bien sea por la resistencia del acero o por las del hormigón. Determinada ϕN_n se analiza la resistencia a corte V_n a través de la resistencia a fricción V_f , considerando la fuerza a compresión P_u bajo los coeficientes de ϕ y μ y con el requisito de cumplir que la cortante V_u obtenida por la acción sísmica, sea menor a la resistencia a la fricción ϕV_f . La función principal de todos estos chequeos es determinar cuál de las resistencias predomina más en el diseño de los anclajes para tomar los niveles adecuados de seguridad en relación con los elementos de la estructura y la fundación.

- Resistencia a la fricción

$$\phi V_f = \phi * \mu * P_u \quad (\text{ec.72})$$

2.2.9.3.8. Refuerzo de los pernos de anclaje

El refuerzo de los pernos de anclaje por lo general es utilizado solo con anclajes preinstalados, consisten básicamente en estribos, amarres u horquillas colocados cerca del anclaje y ubicado por debajo de donde se aplica el cortante. La norma ACI 318-14, señala que este tipo de refuerzo deberá ser incluido como

refuerzo de anclaje con la condición de estar espaciados menos de $0,5 \cdot h_{ef}$ (longitud del anclaje embebida en el concreto) del eje central del anclaje, por su parte en esta norma limitan el número de la barra a ser utilizada como refuerzo del anclaje, siendo este un diámetro similar al de la barra n° 5 no mayor al n° 6 debido a que usando barras con mayor diámetro se puede reducir significativamente la efectividad del anclaje.

Para determinar la cantidad de área de acero (A_s) que se utilizara en el refuerzo de los pernos de anclaje se tomara en consideración la fuerza a tracción última sobre los pernos T_p y la cantidad de los anclajes (n), con la finalidad de analizar el refuerzo para un grupo de anclajes alrededor del mismo. Para conocer la ubicación en la que estarán los refuerzos del anclaje en relación al presente trabajo de investigación, se calcula el diámetro del círculo del refuerzo de pernos perimetralmente en base al diámetro de los anclajes (BC).

$$A_s = n \cdot \frac{T_p}{\phi \cdot F_y} \quad (\text{ec.73})$$

- Diámetro del círculo del refuerzo de pernos

$$DCRP = BC + 2 \cdot 15 \quad (\text{ec.74})$$

- Longitud de desarrollo

Todo refuerzo a tracción o compresión de un miembro, por lo general debe ser extendido hacia cada lado de dicha sección permitiendo quedar embebido en el concreto, así lo señala la norma ACI 318-14 en relación a la definición de longitud de desarrollo. Asimismo hace referencia que no se requiere de un factor de reducción de resistencia ϕ para tal longitud y la manera en cómo obtener la longitud, extensión o distancia mínima de desarrollo en el refuerzo según se esté trabajando la sección, bien sean barras corrugadas y alambres corrugados en tracción o barras corrugadas con cabeza en tracción.

- Desarrollo de barras corrugadas con cabeza en tracción

El cálculo de la longitud de desarrollo (l_{dt}) permitirá definir la longitud del estribo del refuerzo para los pernos de anclaje. Para poder designar su valor se deberá tomar en cuenta las opciones descritas a continuación deducidas de la norma ACI 318-14, las cuales consideran el valor de Ψ_e como un factor de revestimiento epóxico para evitar y disminuir el coeficiente de fricción entre la barra y el concreto. Entre ellas, la seleccionada según lo indica la norma deberá ser la mayor, destacando además que para barras a tracción las cabezas permiten que las barras se desarrollen en una longitud más corta que la requerida haciendo uso de el gancho estándar.

$$\mathbf{a.} \quad \frac{0,016 \cdot f_y \cdot \Psi_e}{f_c} \cdot d_b \quad (\text{ec.75a})$$

$$\mathbf{b.} \quad 8 \cdot d_b \quad (\text{ec.75b})$$

$$\mathbf{c.} \quad 6 \text{ pulg} \quad (\text{ec.75c})$$

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Se ha considerado de carácter descriptivo partiendo de la idea que refleja Arias (2006), como aquella investigación donde se puede identificar cualquier temática sin llegar al fondo del conocimiento pero permitiendo mostrar su distribución y procedimiento. Es así como se sustenta que el presente proyecto se enmarque en este tipo de investigación, ya que se presentan en forma detallada las bases, modelos y criterios necesarios para la propuesta de fundación sobre la cual será apoyada la torre desmetanizadora, cumpliendo con las exigencias técnicas que requiere la misma.

3.2. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es definido por Arias (2006), como la manera en la que el investigador con mucha pericia responde a cualquier problema en búsqueda de esa solución. Por su parte, hace alusión que puede clasificarse en: documental, de campo y experimental, de esta manera, la presente investigación es definida como diseño de campo, aquella “cuyos datos son recolectados de la fuente primaria sin alteración alguna”. Para este tipo de diseño el investigador una vez obtenida la información debe conservar su originalidad. Este tipo de diseño de investigación fue el utilizado para obtener la información necesaria, acudiendo directamente al área de estudio, permitiendo cotejar los datos suministrados por los ingenieros que laboran allí con la teoría sobre el tema desarrollado en la investigación. De igual manera se empleó la investigación documental, siendo está considerada como la fuente secundaria en el diseño de una investigación donde una vez obtenida la información a través de diversas fuentes bien sea documentales impresos, audiovisuales o

electrónicos son analizados, estudiados e interpretados de manera exhaustiva para su utilización. Permitiendo así sustentar la investigación que fue realizada como un diseño documental, debido a las diversas consultas realizadas a fuentes escritas así como también digitales, para diseñar y estudiar las condiciones exigidas que se deberían tomar a consideración en la construcción, ante la propuesta de fundación para torre desmetanizadora ubicada en la planta de extracción San Joaquín, PDVSA Gas-Anaco.

3.3. Técnicas a utilizar

3.3.1. Revisión documental

Para Hernández (2003), a través de la revisión documental se puede obtener toda la información considerada importante, previo estudio y recopilación de datos, seleccionando de manera razonable bibliografías que conciernen al problema de investigación siendo útiles para su solución. Se utilizó esta técnica para fundamentar y sustentar cualquier investigación que se realizó y fue utilizada, seleccionando informaciones afines y teorías de diversos autores que han tratado y desarrollado ampliamente una temática similar a la abordada en la propuesta del trabajo de investigación.

3.3.2. Entrevista no estructurada

Tal como lo expresa Arias (2006), en la entrevista no estructurada a pesar de que no se dispone de una lista de preguntas elaboradas previamente, la entrevista se realiza según objetivos previamente definidos, lo que conlleva a darle el sentido a la entrevista. Por supuesto el entrevistador debe instruirse muy bien sobre cómo formular las preguntas de manera coherente y con habilidad para poder obtener la información justa y necesaria.

Para efectos de este trabajo se recurrió a esta técnica para contactar a los ingenieros y personal con mayor experiencia en la planta de extracción San Joaquín, responsables de suministrar y conocer sobre el sistema operacional de la torre desmetanizadora y las condiciones en las que se encuentra el suelo, permitiendo obtener una visión general de las capacidades, funcionamientos y fallas que pueden estar presentes durante la construcción de la fundación para la instalación de la torre y que fueron consideradas en el momento de diseñar la fundación propuesta.

3.4. Etapas del proyecto

3.4.1. Revisión bibliográfica

La revisión bibliográfica se desarrolló a través de la búsqueda y análisis de material relacionado al tema en estudio, se tomó en consideración todos los datos del estudio Geotécnico de la Planta de Extracción San Joaquín relacionados al área donde se tiene previsto que sea instalado el equipo, se revisaron las documentaciones técnicas en especial de la torre desmetanizadora (DATA BOOK). También como consulta importante se utilizó como metodología técnica de ingeniería el método de la rotura, guías, manuales y normas PDVSA e Internacionales concernientes al diseño de fundación y factores que influyen en ella a través de fuentes tales como: libros, tesis e informes de pasantía relacionados con el tema del proyecto, consultas en Internet, especificaciones técnicas, entre otros.

3.4.2. Identificar los criterios utilizados en la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05 para este tipo de estructura

En esta etapa se identificaron todas las premisas relacionadas con las cargas y combinaciones de carga que son de gran importancia al momento de diseñar cualquier tipo de fundación, para efectos de este trabajo de investigación considerando que el equipo para el cual se propone el diseño es propiedad de la industria, los criterios seleccionados fueron los de la Norma PDVSA A-261

“Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales” y en conjunto los de la norma internacional ASCE-05 “Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles”.

3.4.3. Efectuar los Análisis Sísmicos y Eólicos que inciden en el equipo, empleando los criterios de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05

En esta etapa se realizó el análisis estructural del equipo utilizando los criterios de la Norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales” y los de la ASCE-05 “Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles” en las cuales se consideraron las cargas o acciones permanentes que actúan sobre la estructura y no varían en el tiempo, las acciones de sismo, de viento, entre otras acciones que incidirán en el equipo y que fueron tomadas en cuenta permitiendo conocer cuáles de las acciones analizadas es la más desfavorable y por ende la seleccionada en el momento de haber realizado el diseño de fundación que se propone.

3.4.4. Realizar el dimensionamiento de la fundación considerando los datos del estudio geotécnico del sitio y los requisitos de la norma PDVSA L-STC-005 y la ACI 318-14.

El dimensionamiento de la fundación se realizó según los criterios establecidos por la norma de PDVSA L-STC-005 “Fundaciones de recipientes verticales”, entre ellos se puede mencionar: condiciones de diseño (cargas verticales, cargas horizontales, combinaciones de carga), las dimensiones del pedestal, cabezal, resistencia última, entre otros criterios que fueron tomados en cuenta junto con el análisis del estudio geotécnico suministrado a PDVSA Gas a través de Y&V y algunas premisas establecidas en la ACI 318 “Instituto Americano del Concreto” utilizadas en el cálculo de los acero y refuerzo de pernos de anclaje.

3.4.5. Verificar los resultados obtenidos en los cálculos analíticos, empleando el programa comercial STAAD FOUNDATION ADVANCED V8i

Para la verificación de los resultados obtenidos en los cálculos efectuados se utilizó el Programa STAAD FOUNDATION ADVANCED V8i permitiendo demostrar la veracidad de los cálculos analíticos con los del programa, siendo esta verificación uno de los análisis más importantes, ya que una vez conocido el pequeño margen de error se pudo asegurar que las cargas utilizadas en el diseño de la fundación que se propone para la torre desmetanizadora son confiables.

3.4.6. Presentar planos de ingeniería de detalle de la fundación con el uso del programa comercial AutoCAD 2015

En esta etapa se presentaron todos los planos de ingeniería de detalle de la fundación, entre ellos el detallado de miembros estructurales (Pedestal, Cabezal y Pilotes) desglosando cada detalle a través de dos planos, un de dimensiones y otro de refuerzo, utilizando como herramienta de dibujo el novedoso programa AutoCAD 2015 para el diseño de la propuesta de fundación.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Criterios utilizados de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05 para este tipo de estructura.

Previo al cálculo de la fundación para la torre desmetanizadora, se realizó una revisión para identificar los criterios utilizados en este tipo de estructura establecidos en la norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales” y en la norma internacional ASCE-05 “Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles”. Entre los criterios se puede mencionar:

4.1.1 Criterios de la norma de PDVSA A-261

- Definir las cargas o acciones permanentes de equipos producidos por su peso propio en:
 - a.** Peso vacio o de montaje.
 - b.** Peso de operación.
 - c.** Peso de prueba
- Incluir en las cargas permanentes los componentes no estructurales que permanecen en ella. Para el presente trabajo de investigación se incluyo:
 - a.** El revestimiento de protección contra incendio conocido como fireproofing.
 - b.** peso propio de las tuberías y plataformas.
- Definir las cargas o acciones accidentales en:

- a.** Acciones de sismo: considerando para su análisis las especificaciones de PDVSA JA-221 “Diseño sismorresistente de instalaciones industriales” y la JA-222 “Diseño sismorresistente de recipientes y estructuras”.
- b.** Acciones de viento: considerando para su análisis la norma COVENIN 2003 “Acciones del Viento sobre las construcciones”.
 - Para las cargas de operación se deberá considerar en el diseño de las estructuras industriales, las cargas dinámicas si así lo aplica, en relación al peso de operación de fluido, en equipo y tubería.
 - El sismo no se deberá considerar simultáneamente al viento, oleaje y corriente.
 - El análisis de las solicitaciones sísmicas considerando la norma PDVSA JA-221 se debe realizar siguiendo las siguientes premisas:
 - a.** En esta norma se considera la naturaleza dinámica de la acción sísmica y la respuesta que da la estructura ante esta acción tomando en cuenta las deformaciones inelásticas.
 - b.** Verificar que los desplazamientos totales de la estructura no excedan los valores permisibles asignados a la instalación de manera de proteger su integridad y la de las instalaciones adyacentes.
 - c.** Incorporar el análisis de riesgo sísmico para identificar la respuesta específica del área ante los movimientos sísmicos.
 - d.** Las estructuras deberán dimensionarse de acuerdo con las normas COVENIN vigentes, cuando sean aplicable y siempre que no colinden con las especificaciones vigentes de PDVSA.

- e.** Utilizar los mapas de amenaza sísmica a fines de diseño y verificación de la instalación.
 - f.** Considera que los movimientos sísmicos de diseño actúan simultáneamente en tres direcciones ortogonales entre sí: dos direcciones horizontales y la dirección vertical.
 - g.** El modelado matemático que se utilice para idealizar la estructura real debe similar adecuadamente sus propiedades como geometría, rigidez, masas dimensiones de miembros, materiales, etc.
 - h.** En el modelado matemático, las masas serán distribuidas en forma discreta en un número suficiente de juntas de manera de aproximar su distribución real. Asimismo. El número de masas y los grados de libertad dinámicos asignados a cada una, debe permitir la presencia de los modos de vibración que tengan una contribución significativa a la respuesta dinámica.
 - i.** Se debe modelar las componentes que constituyen la instalación calculando el peso más probable en condiciones de operación; es improbable que el sismo de diseño se superponga a las cargas accidentales, como lo son: pruebas hidrostáticas o de presión.
- Analizando las sollicitaciones sísmico según los criterios de la norma PDVSA JA-222 se debe considerar
- a.** Los movimientos sísmicos de diseño se deben determinar evaluando la aceleración horizontal máxima del terreno, los espectros de respuesta y según las indicaciones de la norma PDVSA JA-221.
 - b.** Se deberá calcular el espectro de diseño según las indicaciones de la norma PDVSA JA-221.

- c.** Deberá ser seleccionado el factor de ductilidad D en el diseño, para garantizar que el mecanismo de disipación de energía no comprometa la estabilidad del sistema.
 - d.** Cuando el cálculo se realice con el método de análisis dinámico, los efectos de la acción simultánea de las tres componentes sísmicas se combinarán tal como lo establece la norma PDVSA JA-221.
 - e.** Se debe seleccionar el método de análisis a utilizar para el cálculo de las solicitaciones impuestas a la estructura por la acción sísmica.
 - f.** Se debe verificar la estabilidad contra el volcamiento, deslizamiento y capacidad portante del terreno de la fundación.
 - g.** Para torres altas se debe realizar un diseño adecuado de la fundación.
- Debido a que la norma PDVSA establece que análisis de viento se debe analizar en función de la norma COVENIN 2003 se considera:
- a.** Definir la velocidad básica del viento V de acuerdo a la región a evaluar.
 - b.** Se asume que el viento actúa en dos direcciones ortogonales entre sí, donde se deberá elegir las direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la construcción o de elementos de la misma.
 - c.** Se considera que la fuerza resultante de la acción del viento coincide con el centro de presiones de empujes y succiones del área expuesta
 - d.** Se deberá estudiar el elemento como si estuviese completamente aislada.
 - e.** En cuando la estabilidad contra el volcamiento, cuando la acción del viento produzca tracciones en algún elemento de fundación que exceda las dos

terceras partes de la compresión por acciones permanentes, la fundación deberá anclarse adecuadamente permitiendo que el factor de seguridad al volcamiento pueda ser menor de 1,5 si es que la estructura resiste el exceso de momento de volcamiento.

- f.** Las fuerzas resultantes se consideraran aplicadas en el centro de presiones.
- g.** Se debe suponer que las fuerzas actúan paralelamente a la dirección del viento y se calcularán con el área de todos los elementos expuestos proyectada sobre un plano normal a la dirección del viento.
- h.** Las acciones interiores no se consideran para el análisis de la estabilidad de las estructuras en su conjunto.
- i.** Las acciones por viento pueden representarse mediante tres componentes orientadas según los ejes de un sistema ortogonal de coordenadas.

4.1.2. Criterios de la norma internacional ASCE-05

- En relación a las combinaciones de carga, cuando los suelos expansivos están presentes debajo de los cimientos o eslabón-suelo, las fundaciones, losas, y otros componentes deberán ser diseñados para tolerar el movimiento o resistir las cargas hacia arriba causada por los suelos expansivos.
- El suelo expansivo deberá ser retirado o estabilizado alrededor y debajo de la estructura.
- La fundación deberá ser diseñada para resistir las fuerzas desarrolladas y dar cavidad a los movimientos impartidos a la estructura por los movimientos del terreno de diseño. La dinámica, la naturaleza de las fuerzas, el movimiento del suelo, la base de diseño para la fuerza, la energía, la capacidad de disipación

de la estructura, y las propiedades dinámicas de la tierra deben ir incluidos en la determinación de los criterios de diseño de fundación.

- Considera que la presión hidrostática en cualquier punto es igual en todas las direcciones y que siempre actúa perpendicular a la superficie sobre la que se aplica.
- Los movimientos de tierra de diseño se asume que ocurre a lo largo de toda dirección horizontal de una estructura. La adecuación de los sistemas estructurales serán demostradas a través de la construcción de un modelo matemático y la evaluación de este modelo para los efectos de diseñar los movimientos de tierra.
- Toda estructura deberá ser analiza para los efectos de las fuerzas laterales estáticas aplicadas de forma independiente en cada una de dos direcciones ortogonales. En cada dirección, las fuerzas laterales estáticas en todos los niveles se aplicarán de forma simultánea.
- En las cargas de viento todos los componentes y revestimiento de la estructura deberán estar diseñados y construidos para resistir el viento.
- Las cargas de viento y sismo no tienen que ser asumidas para actuar de forma simultánea. Sin embargo, los efectos más desfavorables de cada uno debe ser considerados por separado en el diseño, en su caso.
- Los requisitos de ductilidad D debe ser determinados carga sísmica.
- El efecto de la carga sísmica debe ser multiplicado por 0,7 para alinear el diseño por tensiones admisibles por sismo.
- El análisis modal del espectro de respuesta se deberá llevar a cabo para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. Los análisis

incluirán un número suficiente de modos para obtener una participación de masa modal combinada de al menos 90 por ciento de la masa real en cada una de las direcciones horizontal ortogonales de respuesta considerada por el modelo.

- El valor de cada parámetro de interés calculado para los diferentes modos será combinado usando ya sea la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados método (SRSS) o el método combinación cuadrática completa (CQC).
- El modelado estructural como un modelo matemático de la estructura debe ser utilizado con el fin de determinar fuerzas en los miembros y los desplazamientos estructurales derivados de cargas aplicadas y los desplazamientos impuestos o efectos P-Delta.
- El modelo deberá incluir la rigidez y resistencia de los elementos que son importantes para la distribución de las fuerzas, deformaciones en la estructura, representar la distribución espacial de la masa y rigidez en toda la estructura.

4.2. Análisis Sísmicos y Eólicos empleando los criterios de la norma PDVSA A-261 y la ASCE-05

4.2.1. Análisis eólico

La norma de PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales” establece que los cálculos para determinar las acciones producidas por el aire en movimiento sobre objetos que se interponen, los cuales consisten principalmente en empujes y succiones se realizaran de acuerdo con la norma COVENIN–MINDUR 2003 “Acciones del viento sobre las construcciones”. En tal sentido, a través de esta norma se precisaron criterios adecuados para cuantificar los principales efectos que el viento causa sobre este tipo de estructura en particular. Por consiguiente, fue estimada la velocidad básica del viento de 95 km/h, a través de la tabla 11 del presente trabajo, considerando la ubicación del sitio donde

se tiene previsto la instalación de la torre. Para analizar los efectos del viento sobre la estructura se procedió a discretizar la torre en diez niveles tal como se puede apreciar en la figura 28, permitiendo poder idealizar la presión que sobre sus caras ejerce el viento del lugar.

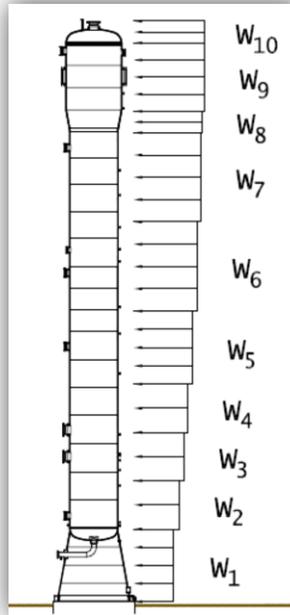


Figura 28: Discretización del recipiente.

Fuente: Autor

También, la estructura fue clasificada según su uso como grupo B la cual corresponde a las construcciones de uso público o privado, tal es el caso de las plantas e instalaciones industriales permitiendo determinar las características necesarias de respuesta ante la acción eólica a la que será expuesta. Una vez clasificada la estructura se determinó el factor de importancia (α) igual a 1,00 según las condiciones que se presentan en la tabla 12.

Es importante destacar que la discretización de la torre desmetanizadora para su análisis, fue a criterio y que en relación a las hipótesis sobre la acción del viento que designa la norma COVENIN 2003 en su capítulo 3, se estudió la estructura como si estuviese completamente aislada. Luego, considerando la geometría de la

estructura, su fachada y atendiendo a los efectos que la naturaleza puede ocasionar por acción del viento en las construcciones, se clasifico la estructura según las características de respuesta como tipo III ya que la misma comprende las construcciones cuya relación de esbeltez sea mayor de 5. La relación de esbeltez fue analizada según la altura del equipo y el diámetro del mismo, presentados los valores en la figura 29 previo al siguiente cálculo.

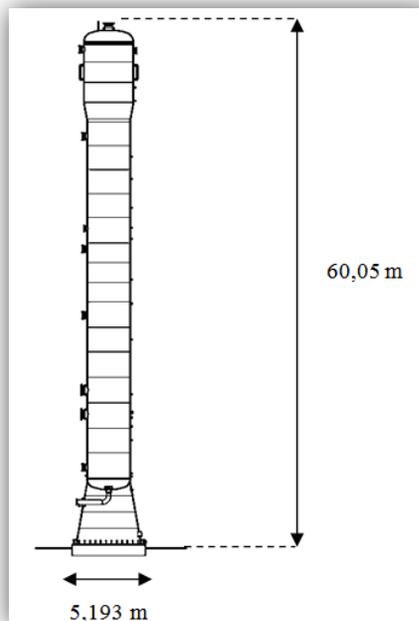


Figura 29: Relación de esbeltez. Altura-diámetro
Fuente: Autor

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{\text{altura del equipo}}{\text{diámetro del equipo}} = \frac{60,05 \text{ m}}{5,193 \text{ m}} = 11,56 > 5$$

Para la determinación de las acciones de servicio por efectos del viento sobre la estructura, se utilizó la expresión de la ecuación 1 tomada de la norma COVENIN 2003. Las acciones del viento fueron analizadas en función de la magnitud W del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie A, designando esa superficie como el área expuesta o proyectada sobre el plano a la dirección del viento del lugar.

Con el propósito de conocer las acciones del viento por nivel, la presión dinámica q fue evaluada considerando la dirección del viento hacia barlovento, es decir; hacia el lado donde sopla el viento. Se analizó la presión dinámica en función de las alturas, del factor de importancia eólica previamente seleccionado (α : 1,00), de la velocidad básica del viento designada según el lugar donde será instalado el equipo y de acuerdo a un coeficiente de exposición a la presión dinámica del viento K_z .

En relación al valor de K_z , su valor se obtuvo en función de una altura z sobre el terreno y a través de la ecuación 3b, la cual debe cumplir con la condición de que $z > 4,50$ m. Ese valor de z fue considerado desde la altura del nivel en estudio hasta el terreno, permitiendo determinar de esa manera la presión dinámica del viento por nivel.

El factor Z_g definido como la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento y el factor β para el cálculo de la presión dinámica del viento a una altura z , fueron seleccionados a través de la tabla 13, considerando el tipo de exposición C el cual corresponde a las características de la superficie del terreno y la topografía natural de la zona donde estará ubicada la torre desmetanizadora. Las variables seleccionadas fueron $\beta=7,0$ y $Z_g=270$.

Otra de las variables que conforman la ecuación para el cálculo de las acciones del viento, considerada en el presente trabajo de investigación, es el factor de respuesta ante ráfagas G , el cual se define como G_h para los sistemas resistentes al viento evaluado a una altura h sobre el terreno. Su valor se dedujo a través la tabla 14, para la norma COVENIN 2003 esta tabla se utiliza para sistemas resistentes al viento de las estructuras tipo III. Para la selección del factor de respuesta ante ráfagas G_h se consideró la altura del recipiente vertical, la cual corresponde a 60 m y de acuerdo al tipo de exposición previamente designado como tipo C, se obtuvo $G_h=1,30$.

Por consiguiente, considerando el coeficiente C como C_f para las construcciones clasificadas como tipo III abiertas, para efectos de este trabajo de investigación, se determina su valor según la relación de esbeltez (altura-diámetro) y de acuerdo a la geometría del mismo, seleccionada como sección circular moderadamente lisa, según especificaciones que señala la norma COVENIN 2003 en su comentario 71. El valor de C_f se obtuvo a través de la figura 30

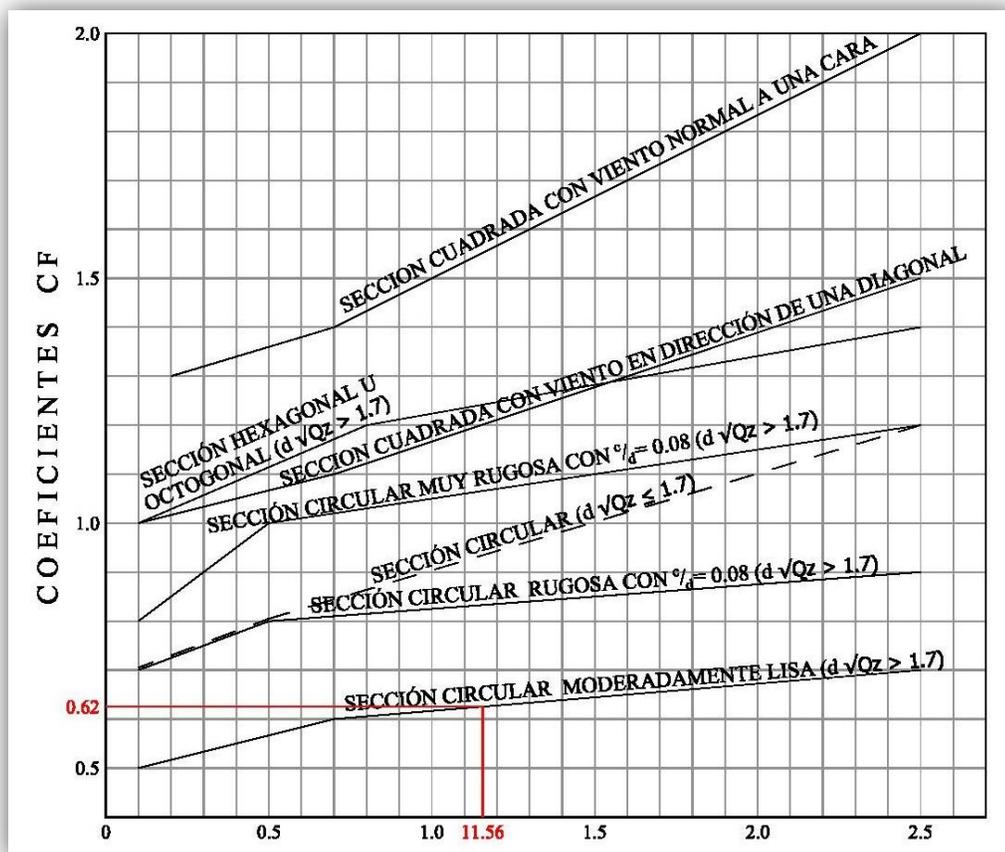


Figura 30: Selección del coeficiente C_f para el cálculo de las fuerzas sobre chimeneas y tanques

Fuente: COVENIN-MINDUR 2003. Editado por el autor

Por último, para el cálculo del área proyectada se considera el aumento del diámetro debido a efectos de salientes o protuberancias del equipo, tales como: tuberías, bocas de visita, escaleras, plataformas, etc. Según la ASCE-05 de forma conservadora se asume un aumento del diámetro de 5 pies (1,524m) para casos donde

no se tiene información detallada de los accesorios. El cálculo del área se realizó a través de la ecuación 4.

Una vez seleccionados todos los valores para determinar las acciones por efecto del viento, se sustituyeron en la ecuación general para el cálculo de la magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie expuesta. A continuación se presentara como ejemplo de cálculo el primer nivel a evaluar en la torre desmetanizadora, luego en la tabla 19 un resumen con los resultados de las acciones por nivel. Para la primera altura $z=7,503\text{m}$ los resultados son:

- Coeficiente de exposición

$$K_z=2,58 \frac{7,503 \text{ m}}{270 \text{ m}}^{2,7,0} = 0,9269 \quad \text{para} \quad 7,503 > 4,50 \quad (\text{ec.3b})$$

- Presión dinámica del viento

$$q_z = 0,00485 * 0,9269 * 1,00 * 95^2 = 40,570 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad (\text{ec.2})$$

- Área de la superficie expuesta

$$A = 7,503 \text{ m} * 6,4365 \text{ m} + 1,524 \text{ m} = 59,7276 \text{ m}^2 \quad (\text{ec.4})$$

- Factores de respuesta ante ráfagas

$$G_h = 1,30$$

- Coeficiente C

$$C_f = 0,62$$

- Magnitud de empuje o succión

$$W_1 = 40,570 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,30 * 0,62 * 59,7276 \text{ m}^2 = 1.953,038 \text{ kg} \quad (\text{ec.1})$$

Una vez determinadas todas las fuerzas por nivel, tomando en consideración la altura de cada una de ellas con respecto al suelo, se calcularon sus respectivos momentos, ubicando la fuerza W en el centroide de la masa, aplicada como una carga distribuida rectangular permitiendo conocer el brazo de palanca. Para efectos de este análisis se denota Δz como la altura acumulada por nivel, tal como se presenta en la figura 31.

- Momento por nivel

$$M_1 = 1.953,038 \text{kg} * \frac{7,503 \text{m}}{2} = 7.326,823 \text{kg} \quad (\text{ec.5})$$

Tabla 20:

Calculo de las acciones del viento por nivel

Altura z (m)	Δz (m)	PRESIÓN DINÁMICA		ACCIONES DEL VIENTO			
		Kz	qz (kg/m ²)	diámetros (m)	A (m ²)	W (kg)	M (kg.m)
7,503	7,503	0,927	40,57	6,437	59,728	1.953,04	7.326,82
5,000	12,503	1,072	46,942	5,001	32,625	1.234,39	12.347,58
5,000	17,503	1,181	51,678	5,001	32,625	1.358,92	20.387,88
5,000	22,503	1,269	55,525	5,001	32,625	1.460,07	29.205,75
7,554	30,057	1,378	60,312	5,001	49,29	2.396,05	62.968,21
9,224	39,281	1,487	65,105	4,995	60,131	3.155,36	109.393,28
9,224	48,505	1,58	69,149	4,995	60,131	3.351,37	147.101,52
2,220	50,725	1,6	70,039	5,392	15,354	866,728	43.002,69
7,070	57,795	1,661	72,699	5,769	51,562	3.021,28	163.934,73
2,255	60,05	1,679	73,499	5,769	16,446	974,244	57.404,88

Fuente: Autor

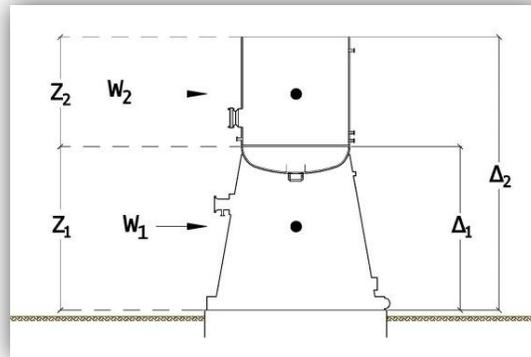


Figura 31: Ejemplificación del momento por nivel. Nivel 1

Fuente: Autor

Al final para obtener la fuerza y el momento del viento actuante en la torre desmetanizadora se realizó la suma algebraica de todas las fuerzas por nivel, así como también la de los momentos, dando como resultado las acciones que el viento causa en el recipiente a través de una fuerza aplicada en base. En la figura 32 se puede apreciar la representación del análisis eólico en el equipo, mientras que en la tabla 21 el resultado total de la fuerza y el momento ante la acción del viento.

- Sumatoria de fuerzas por nivel

$$W_{TOTAL} = \sum W_i$$

- Sumatoria de momentos por nivel

$$M_{TOTAL} = \sum M_i$$

Tabla 21:

Resultado total de las acciones del viento

FUERZA EN LA BASE		MOMENTO	
19.771,447	Kgf	653.073,345	Kgf.m

Nota: Fuerza en la base y momento actuante por acción del viento.

Fuente: Autor

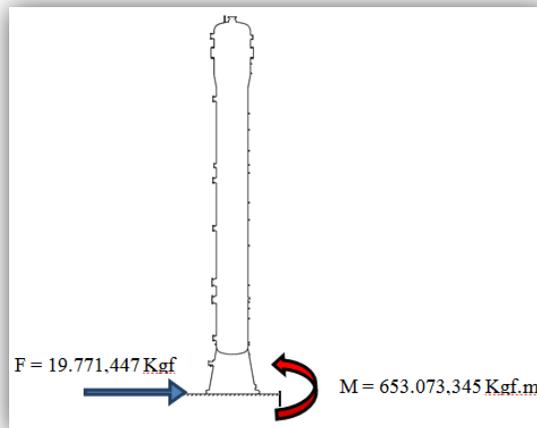


Figura 32: Visualización de la fuerza en la base y momento actuante.
Fuente: Autor

4.2.2. Análisis sísmico

Sin duda alguna uno de los análisis que mayor importancia tiene esta propuesta de diseño de fundación para la torre desmetanizadora es el análisis sísmico, ya que toda estructura debe ser diseñada y construida de forma que sean capaces de resistir las acciones sísmicas, sin riesgo de colapso general o local con un adecuado grado de fiabilidad. Las estructuras tienen que ser capaces de soportar una cierta carga residual después de un sismo, para poder conocer el comportamiento de esta estructura en particular ante esta acción, se presenta el siguiente análisis, tomando en consideración que los principales datos sísmicos fueron tomados de las consideraciones especiales del perfil geotécnico de acuerdo con los resultados obtenidos en la exploración geotécnica y para efectos de la respuesta dinámica (estudio de suelo) suministrado a PDVSA-Gas a través de la empresa Y&V.

4.2.2.1. Requerimientos generales

a. Zona sísmica

Con el propósito de realizar el análisis sísmico, se identificó la zona sísmica dependiendo del riesgo local y según datos suministrados por el estudio geotécnico.

El área en estudio está ubicada en la zona sísmica 4 de acuerdo con la norma sísmica Venezolana COVENIN 1756-1-01 con fines de ingeniería. En la figura 33 se puede apreciar la clasificación de las zonas sísmicas por color, la cual para efectos de la zona seleccionada corresponde el color marrón.

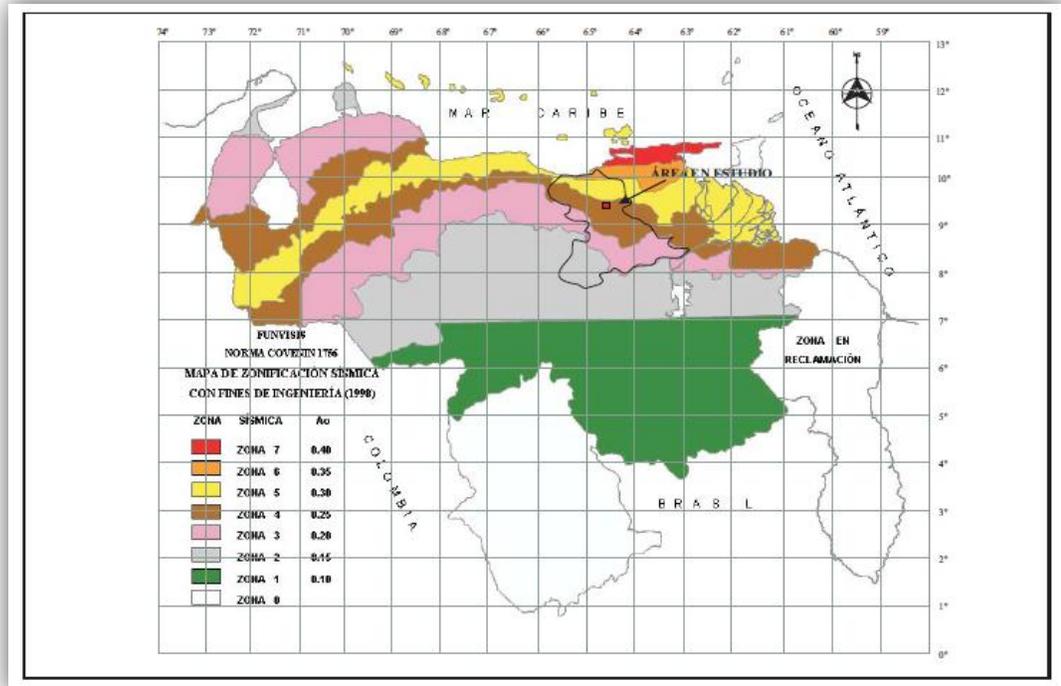


Figura 33: Ubicación de la zona sísmica
Fuente. COVENIN-MINDUR (2.001)

b. Clasificación de riesgo

A través de la tabla 14 del presente trabajo de investigación deducida de la norma PDVSA JA-221 “Diseño sismorresistente de instalaciones industriales” se determinó el grado de riesgo basado en un análisis del número probable de personas expuestas en caso de falla del equipo entre 100 a 500 personas, el tiempo de recuperación del impacto ambiental producido entre 3 a 10 años y pérdidas económicas asociadas al colapso del recipiente clasificando la estructura con un grado de riesgo C y una probabilidad de excedencia anual (P_1) menor o igual a $0,5 \times 10^{-3}$.

c. Terreno de fundación

Tomando en consideración las características del perfil geotécnico del terreno de fundación, designadas por el estudio geotécnico suministrado por la empresa Y\$V se seleccionó la forma espectral tipificada S2, con un factor de corrección $\phi=0,95$ del coeficiente de aceleración horizontal (A_0) según la tabla 22 del presente trabajo de investigación para suelos duros o densos, con una velocidad promedio de propagación de ondas de corte (V_{sp}) variando entre 250 m/s y 400 m/s. En el estudio geotécnico señalan que se estimó la profundidad a la cual se consigue un material con velocidad de ondas de corte mayor que 500 m/s esté entre 15 y 50 metros de profundidad. Esas velocidades de ondas de corte (V_s) según estudio geotécnico fueron obtenidas a través del ensayo “Down hole”.

Tabla 22:
Forma espectral tipificada y Factor ϕ

MATERIAL	V_{sp} (m/s)	H (m)	FORMA ESPECTRAL	Φ
Roca sana/ fracturada	> 700	Cualquiera	S1	0,85
Roca blanda o moderadamente meteorizada	> 400	≤ 50	S1	0,9
		> 50	S2	0,9
		< 30	S1	0,9
Suelos muy duros o muy densos	> 400	30-50	S2	0,95
		> 50	S3	1
		< 15	S1	0,9
		15-50	S2	0,95
Suelos duros o densos	250-400	50-70	S3 (b)	1
		> 70	S4	1
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S2 ©	1
		> 50	S3 (b)	1
		≤ 15	S2 ©	1
Suelos blandos/sueltos	< 170	> 15	S3 (b)	1
Estratos blandos intercalados con otros más rígidos (a)	< 170	< H1	S2	1
		> H1	S3	0,9

Fuente: PDVSA JA-221 (2.014)

Es importante acotar que la condición de suelos muy firmes a duros o densos, si bien es cierto que fueron seleccionados a través de la norma PDVSA JA-221, el estudio geotécnico señala que la fuente primaria para seleccionar los valores fue por medio de la norma sísmica venezolana COVENIN 1756-1-01 con fines de ingeniería, permitiendo así verificar los datos designados a través de la normativa de PDVSA

d. Acciones sísmicas

- Aceleración máxima del terreno

La norma PDVSA JA-221 señala dos opciones para el cálculo de la aceleración horizontal máxima del terreno, para efectos de este trabajo de investigación fue seleccionada la opción número 2 la cual corresponde a la ecuación 7 del capítulo II, la misma considera la probabilidad de excedencia (P^*) durante el tiempo de vida útil (t) de la instalación.

Otro de los valores primordiales que fueron utilizados para obtener la aceleración máxima del terreno son: a^* conocida como la aceleración característica de la amenaza sísmica expresada en m/s^2 y el valor de Υ , el cual representa el valor característico de la amenaza sísmica, ambos de acuerdo a la localidad en estudio. El valor de ambos depende de los siguientes mapas de amenazas sísmicas designados por la norma PDVSA JA-221.

Los resultados de los valores de peligro sísmico de a^* aceleración característica de la amenaza sísmica y Υ valor característico de la amenaza sísmica fueron designados por el estudio geotécnico, mediante los mapas sísmicos previamente presentados. El estudio arrojó, para la aceleración característica $a^* = 52 \frac{m}{s^2}$ y para el valor característico $\gamma = 4,25$. Destacando que estos valores varían según la localidad en estudio.

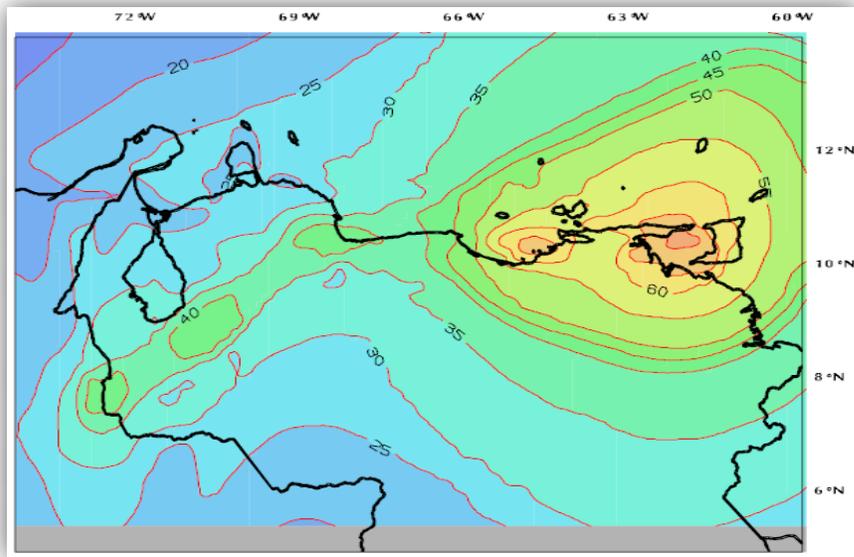


Figura 34: Mapa amenaza sísmica, valores de a^*
Fuente: PDVSA JA-221 (2.014)

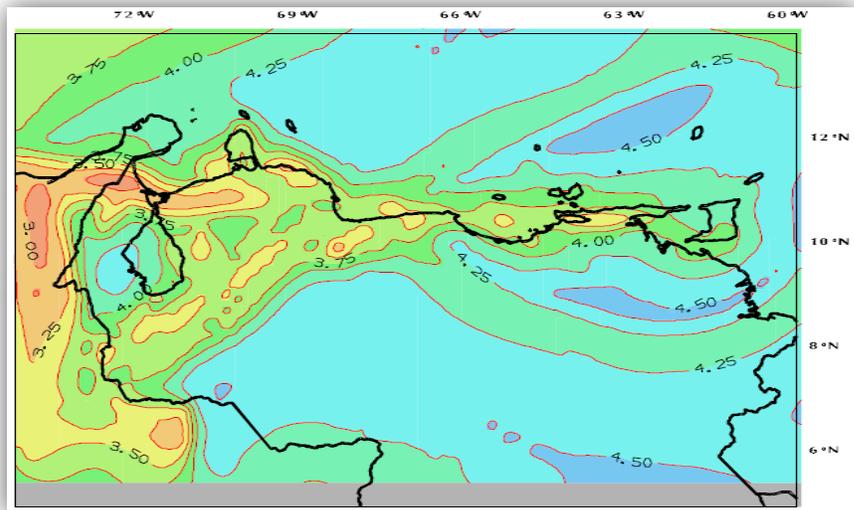


Figura 35: Mapa amenaza sísmica, valores de Y
Fuente: PDVSA JA-221 (2.014)

Una vez obtenido esos valores, para la probabilidad de excedencia P^* se estimó un tiempo de vida útil (t) de 30 años y se consideró una probabilidad anual de excedencia $P_1=0,0005$ conforme a la clasificación de riesgo seleccionada en la tabla 14, para su análisis se utilizó la (ec.8):

$$P^* = 1 - (1 - 0,0005)^{30} = 0,015 \quad (\text{ec.8})$$

Considerando una zona sísmica 4, se sustituyeron las variantes que conforman la ecuación general (ec.7) seleccionada para determinar la aceleración máxima del terreno a_{\max} en función de los mapas sísmicos y de P^* , valor que permite determinar la probabilidad de que la aceleración del terreno exceda en un tiempo promedio de años. Sustituyendo los valores en la ecuación de la aceleración máxima del terreno se obtiene:

$$a_{\max} = 52 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \frac{-\ln^*(1-0,015)}{30}^{-1,4,25} = 310,417 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (\text{ec.7})$$

e. Espectro de respuesta elástica

El movimiento sísmico en un punto de la superficie de una estructura se representa generalmente por el llamado “espectro de respuesta elástico” cuya resultado no es más que la respuesta de la estructura al movimiento telúrico impuesto en su base que sufre la misma durante el sismo. Para analizar el espectro de respuesta elástica se tomaron en cuenta los siguientes elementos:

- Coeficiente de aceleración máxima del terreno

$$A_0 = \frac{310,417 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{981 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,317 \quad (\text{ec.9})$$

- Factor de amplificación espectral

$$\beta^* = \frac{2,6}{2,3} 0,0853 - 0,739 \ln 0,03 = 3,03 \quad (\text{ec.10})$$

Para determinar el factor de amplificación espectral β^* , se dedujo el valor de β el cual define la forma de los espectros y ξ denotado como el factor de amortiguamiento referido al crítico. Para el caso de β se obtuvo su valor a través de la

tabla 16 del presente trabajo de investigación, así como también los valores de T^0 , T^* considerando la forma espectral tipificada S2, dato suministrado por el estudio geotécnico.

$$\beta = 2,6$$

$$T^0 = 0,20s$$

$$T^* = 0,80s$$

Por su parte, el factor de amortiguamiento el cual resulta del porcentaje del amortiguamiento crítico de un sistema estructural, se seleccionó según la tabla 17 del presente trabajo de investigación deducida de la norma PDVSA JA-222 “Diseño sismorresistente de recipiente y estructuras”. Es importante destacar que este porcentaje fue escogido según el tipo de material de la torre desmetanizadora.

$$\xi = 3$$

Una vez determinado todas estas variantes, fueron sustituidas en las ecuaciones de A_d que presenta la norma PDVSA JA-221 en su figura 7, expuesta en el capítulo II del presente trabajo de investigación, para calcular el comportamiento de espectro respuesta elástica. Sustituyendo los valores en las siguientes ecuaciones se obtiene:

- Punto 1

$$A_d = 0,95 * 0,317 \cdot 1 + \frac{0}{0,2} \cdot 3,03 - 1 = 0,3 \quad (\text{ec.11a})$$

- Punto 9

$$A_d = 0,95 * 0,317 \cdot 1 + \frac{0,18}{0,2} \cdot 3,03 - 1 = 0,8 \quad (\text{ec.11a})$$

- Punto 19

$$A_d = 0,95 * 3,03^* * 0,317 = 0,91 \quad (\text{ec.11b})$$

- Punto 30

$$Ad = 0,95 * 3,03 * 0,317 * \frac{0,8}{3}^{0,8} = 0,316 \quad (\text{ec.11c})$$

- Punto 39

$$Ad = 0,95 * 3,03 * 0,317 * \frac{0,8}{3}^{0,8} * \frac{3}{4,8}^{2,1} = 0,118 \quad (\text{ec.11d})$$

Tabla 23:

Cálculos del espectro de respuesta elástica

Punto	T(s)	Ade	Punto	T(s)	Ade
1	0	0,317	21	1,02	0,7502
2	0,02	0,3689	22	1,24	0,6417
3	0,04	0,4367	23	1,46	0,5631
4	0,07	0,5045	24	1,68	0,5033
5	0,09	0,5722	25	1,9	0,4561
6	0,11	0,64	26	2,12	0,4178
7	0,13	0,7078	27	2,34	0,3861
8	0,16	0,7756	28	2,56	0,3593
9	0,18	0,8434	29	2,78	0,3364
10 (T⁰)	0,2	0,9111	30(3)	3	0,3165
11	0,26	0,9111	31	3,2	0,2764
12	0,32	0,9111	32	3,4	0,2433
13	0,38	0,9111	33	3,6	0,2158
14	0,44	0,9111	34	3,8	0,1926
15	0,5	0,9111	35	4	0,173
16	0,56	0,9111	36	4,2	0,1561
17	0,62	0,9111	37	4,4	0,1416
18	0,68	0,9111	38	4,6	0,129
19	0,74	0,9111	39	4,8	0,118
20(T*)	0,8	0,9111	40	5	0,1083

Fuente: Autor

A través de esas ecuaciones de A_d se fijó en el espectro de respuesta elástica el comportamiento de la curva en cada sección. Los puntos que fueron calculados a representar los tiempos críticos en los que el espectro cambia su curvatura. En la tabla 23 se muestran todos los valores calculados para armar el espectro de respuesta elástica y su representación grafica en la figura 36.

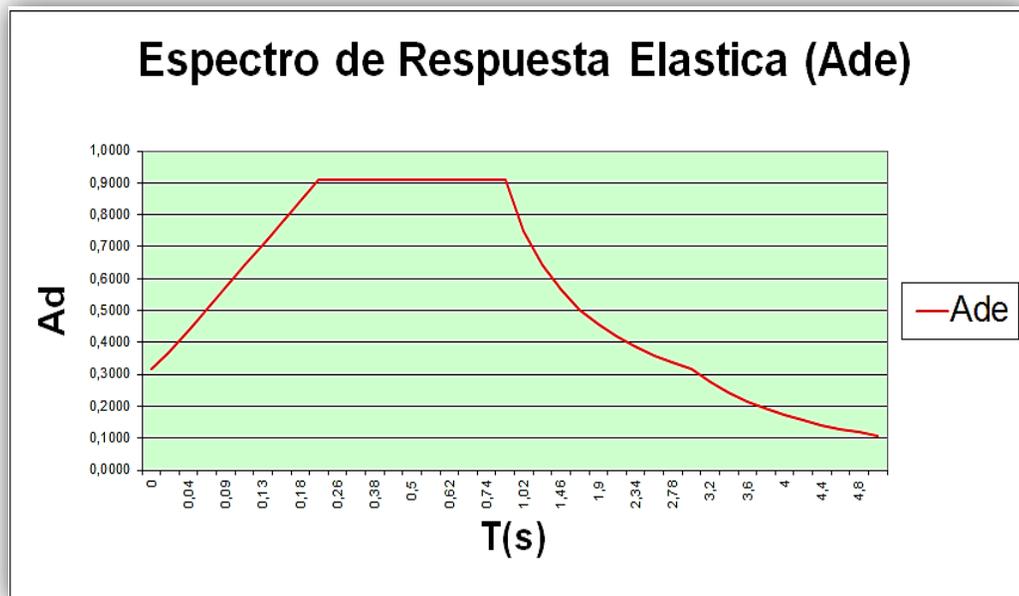


Figura 36: Representación gráfica del espectro de respuesta Elástica
Fuente: Autor

f. Espectro de diseño

Es muy importante que se distinga entre espectros de respuesta, que se obtienen para un sismo dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras, y representan la sismicidad probable del lugar. Siendo el espectro una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes, se procederá al cálculo del espectro de diseño considerando las ordenadas A_d que se definen en la norma PDVSA JA-221, siendo el requisito

principal a tomar en cuenta en el comportamiento de la estructura mediante los periodos de vibración.

Para las ecuaciones del espectro de diseño se sustituyeron los mismos valores tomados en consideración para el cálculo del espectro de respuesta elástica, anexando a ellas, el valor de ductilidad D el cual fue seleccionado según la tabla 18. Considerando para la elección de ductilidad el tipo de estructura como recipiente vertical. Fue designado D=2. En relación a la variable (c), se utilizó la siguiente ecuación designada por la norma PDVSA JA-221.

- Variable c

$$c = \frac{2}{3.03} = 0,90 \quad (\text{ec.12})$$

Considerando el valor de la ductilidad D=2, se determinó T⁺ según la tabla 24, la cual establece que para valores de D<5 el valor de T⁺ será igual a 0,1*(D-1). El valor de la ductilidad fue seleccionado en relación al tipo de estructura que representa la torre desmetanizadora. Sustituyendo el valor de la ductilidad se obtiene T⁺=1. En la siguiente tabla se apreciara la condición que fue analiza para el valor de T⁺.

Tabla 24:
Valores de T⁺ (segundos)

VALORES DE T (SEGUNDOS)	
D < 5	0,1 (D-1)
D ≥ 5	0,4
Se debe cumplir T⁰ ≤ T⁺ ≤ T*	

Fuente: PDVSA JA-221 (2.014)

Al igual que el espectro de respuesta elástica, el espectro de diseño está conformado por ecuaciones que determinan su curvatura. Una vez designado todos los valores a las variables se procedió a analizar los puntos de esa curva. A continuación se presentara los resultados de los puntos críticos donde la curvatura cambia de acuerdo a un tiempo dado. El resultado de todos los puntos se encuentran en la tabla 25, representados gráficamente en la figura 37.

Punto 1

$$\text{Si } 0 < 1 \quad A_d = \frac{(0,95 * 0,317 * [1 + \frac{0}{1} (3,03 - 1)])}{[1 + (\frac{0}{1})^{0,90} (2 - 1)]} = 0,30 \quad (\text{ec.13a})$$

Punto 20

$$\text{Si } 0,8 < 1 \quad A_d = \frac{(0,95 * 0,317 * [1 + \frac{0,8}{1} (3,03 - 1)])}{[1 + (\frac{0,8}{1})^{0,90} (2 - 1)]} = 0,4 \quad (\text{ec.13a})$$

Punto 30

$$\text{Si } 0,8 < 3 \leq 3 \quad A_d = \frac{(0,95 * 0,317 * 3,03)}{2} \frac{0,8^{0,8}}{3} = 0,15 \quad (\text{ec.13c})$$

Punto 40

$$\text{Si } 4,8 > 3 \quad A_d = \frac{(0,95 * 0,317 * 3,03)}{2} \frac{0,8^{0,8}}{3} \frac{3^{2,1}}{4,8} = 0,05 \quad (\text{ec.13d})$$

Tabla 25:
Cálculos del espectro de diseño

Punto	T(s)	Add	Punto	T(s)	Add
1	0	0,3011	21	1,02	0,3751
2	0,01	0,3242	22	1,24	0,3208
3	0,02	0,3472	23	1,46	0,2815
4	0,03	0,3679	24	1,68	0,2516
5	0,04	0,3863	25	1,9	0,228
6	0,06	0,4029	26	2,12	0,2089
7	0,07	0,4315	27	2,34	0,193
8	0,08	0,444	28	2,56	0,1797
9	0,09	0,4556	29	2,78	0,1682
10 (T ⁺)	0,1	0,4556	30 (3)	3	0,1582
11	0,17	0,4556	31	3,2	0,1382
12	0,24	0,4556	32	3,4	0,1217
13	0,31	0,4556	33	3,6	0,1079
14	0,38	0,4556	34	3,8	0,0963
15	0,45	0,4556	35	4	0,0865
16	0,52	0,4556	36	4,2	0,0781
17	0,59	0,4556	37	4,4	0,0708
18	0,66	0,4556	38	4,6	0,0645
19	0,73	0,4556	39	4,8	0,059
20(T*)	0,8	0,4556	40	5	0,0541

Fuente: Autor

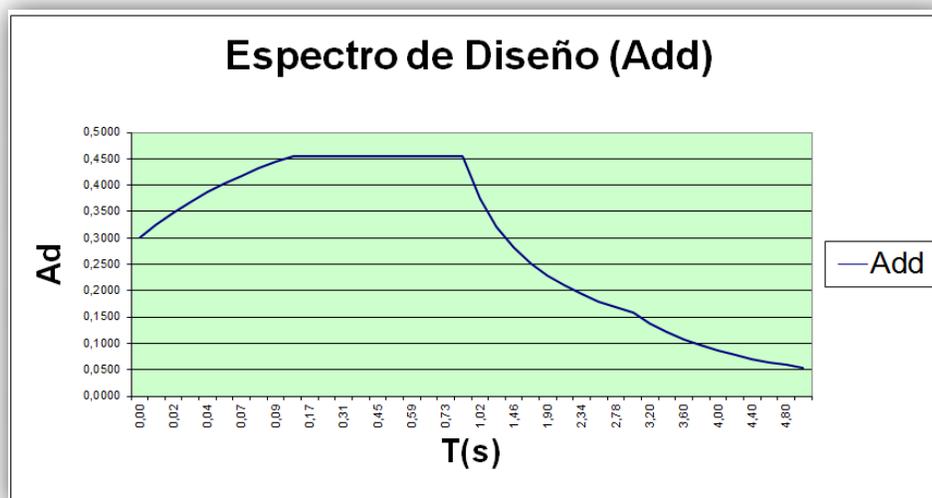


Figura 37: Representación gráfica del espectro de diseño

Fuente: Autor

g. Selección del método de análisis

Partiendo del hecho de que la torre desmetanizadora pertenece a la industria nacional del país, para cualquier tipo de análisis a realizarse se debe tener en consideración las normativas de PDVSA. Para este caso mediante la tabla 26 obtenida de la norma PDVSA JA-221 se consideró la selección del método de análisis según la altura de la estructura, el grado de riesgo y del valor de la aceleración máxima del movimiento sísmico antes calculado.

Tabla 26:
Selección del método de análisis

ALTURA DE LA ESTRUCTURA (m)	A _o	GRADO DE RIESGO			
		A	B	C	D
≤ 10	≤ 0,15	Es	Es	Es	Di
	> 0,15	Es	Di	Di	Di
> 10	Cualquiera	Di	Di	Di	Di

Fuente: PDVSA JA-221 (2.014).

Es=Estático Equivalente

Di=Análisis Dinámico

Se seleccionó como método de análisis, para el cálculo de las sollicitaciones impuestas a la estructura por la acción sísmica, el método de análisis dinámico, según consideraciones antes expuestas. Para este método la estructura fue modelada como un sistema de masas concentradas en cada nivel, teniendo cada uno de los niveles 1 grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada. Sin embargo, es importante destacar que para efectos de la norma

PDVSA, ella señala que como complemento del análisis seleccionado se deberá aplicar el método de la torsión estática equivalente.

h. Método de superposición modal

La respuesta de la estructura provocada por una carga aplicada dinámica fue determinada mediante la superposición de las respuestas individuales en cada uno de sus nodos naturales de vibración. Para la aplicación de este método, la estructura fue discretizada en 10 niveles y modelada como un sistema de masas concentradas en cada uno de los niveles, considerando para cada nivel 1 grado de libertad, correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada. Cabe destacar que el proceso de discretización para estructuras no tiene ningún tipo de normativa que la limite. Para efectos de este método analítico, considerando la altura del recipiente y lo que representaría esa altura para el cálculo matricial se decidió discretizar la torre en 10 niveles, deduciendo así analizar los cálculos con una matriz 10x10.

Considerando que la torre desmetanizadora no es uniforme en masa, para poder modelar la estructura de acuerdo al método seleccionado y obtener la cantidad de masa concentrada por nivel, se dividió el peso del equipo en operación entre la altura total para determinar cuanta masa posee el equipo por metro lineal, una vez designada se distribuyó en los diferentes tramos previamente discretizados según sus alturas.

$$\text{Peso por metro lineal} = \frac{\text{peso en operación}}{\text{altura del equipo}}$$

$$\text{Peso por metro lineal} = \frac{823.700 \text{ kg}}{60,05 \text{ m}} = 13.716,9026 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Las alturas de los niveles fueron designadas analizando la estructura según su forma, estudiadas sus dimensiones por grupo (falda, cuerpo, cuello, cabeza y

casquete), para efectos del cuerpo debido a su gran longitud su dimensión fue distribuida en 6 niveles, en la figura 38 se puede apreciar la distribución de las alturas de la torre por nivel. Una vez determinadas las alturas por nivel, se definieron las masas de los niveles tal como se detalla a continuación, tomando como ejemplo el primer nivel con una altura de 7,503 m. En la tabla 27 se presentan el resultado final de las masas por nivel.

Masa por nivel= Long del nivel× peso por metro lineal

$$\text{Masa 1} = 7,503\text{m} * 13716,9026 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 102.917,92\text{kg}$$

Tabla 27

Cálculo de las masas concentradas por nivel

NIVEL	LONG (M)	MASA POR NIVEL (kg)
1	7,503	102.917,92
2	5	68.584,51
3	5	68.584,51
4	5	68.584,51
5	7,554	103.617,48
6	9,224	126.524,71
7	9,224	126.524,71
8	2,22	30.451,52
9	7,07	96.978,50
10	2,255	30.931,62

Fuente: Autor

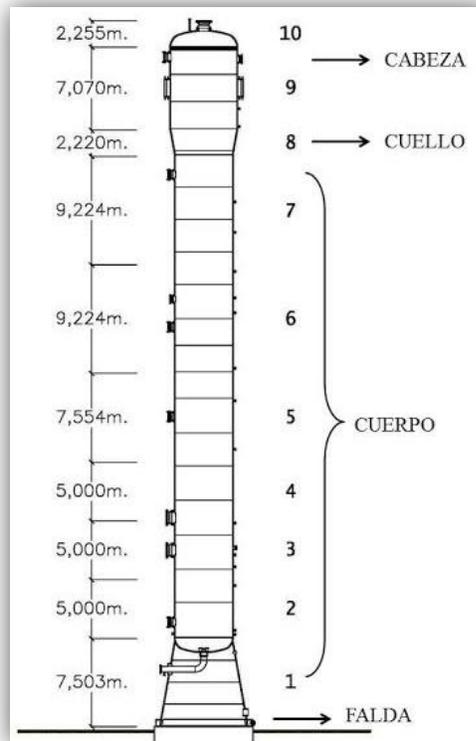


Figura 38: Distribución de las alturas por nivel del equipo
Fuente: Autor

- Cálculo de las rigideces

Para efectos del presente trabajo de investigación se estudió la estructura como un elemento empotrado en su base y libre en el otro, justificando así el uso de la siguiente ecuación de rigidez (ec.14), donde relaciona el valor del módulo de la elasticidad del acero $E= 2,1 \times 10^6 \text{Kgf/cm}^2$ y el valor del momento polar de inercia $I=2\pi R^3e$, considerando su fórmula, analizando el equipo como un cilindro hueco.

A continuación se ejemplificará la fórmula de la rigidez a través del primer nivel con su altura respectiva ($L= 7,503\text{m}$). Para el caso del análisis del momento polar de inercia se designa R como el radio del nivel a estudiar y, e como el espesor del nivel. Es importante destacar que la torre desmetanizadora no posee un espesor

constante en toda su dimensión, por lo que fue tomado en consideración la ubicación de los espesores según los niveles discretizados.

$$I=2\pi \frac{614\text{cm}^3}{2} 6,35\text{cm} =1,15\times 10^9\text{cm}^4$$

$$K_1=\frac{3* 2,1\times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,15\times 10^9\text{cm}^4}{(750,3\text{cm})^3}=1,72\times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad (\text{ec.14})$$

Tabla 28:
Cálculo de las rigideces por nivel

NIVEL	LONG (m)	ESPESOR (cm)	DIÁMETRO (m)	INERCIA (m ⁴)	RIGIDEZ K (kg/cm)
1	7,503	6,35	6,14	1,15E+09	1,72E+07
2	5	6,2	4,88	5,65E+08	2,85E+07
3	5	6,2	4,88	5,65E+08	2,85E+07
4	5	6,2	4,88	5,65E+08	2,85E+07
5	7,554	6,2	4,88	5,65E+08	8,26E+06
6	9,224	5,9	4,88	5,38E+08	4,32E+06
7	9,224	5,9	4,88	5,38E+08	4,32E+06
8	2,22	6,7	5,26	7,65E+08	4,40E+08
9	7,07	6,5	5,64	9,15E+08	1,63E+07
10	2,255	6,5	5,64	9,15E+08	5,03E+08

Fuente: Autor

Ya conocidas las rigideces y las masas de cada nivel considerando la discretización del equipo, se procedió a armar la matriz de rigidez y matriz masa a través del análisis de las siguientes ecuaciones matriciales. Se destaca además, que las matrices quedan designadas 10x10 según la cantidad de niveles discretizados y que fue seleccionado el realizar este análisis a través del cálculo matricial porque el

mismo permitirá estimar las fuerzas y desplazamientos que actúan y ocurren en la estructura respectivamente.

- Ecuaciones Matriciales

$$\begin{array}{c}
 \mathbf{[K]} = \\
 \mathbf{[K]} =
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \mathbf{MATRIZ DE RIGIDEZ} \\
 \left| \begin{array}{ccccccccccc}
 K1+K2 & -K2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -K2 & K2+K3 & -K3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -K3 & K3+K4 & -K4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -K4 & K4+K5 & -K5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -K5 & K5+K6 & -K6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -K6 & K6+K7 & -K7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K7 & K7+K8 & -K8 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K8 & K8+K9 & -K9 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K9 & K9+K10 & -K10 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K10 & K10 & 0
 \end{array} \right|
 \end{array}$$

$$\begin{array}{c}
 \mathbf{[M]} = \\
 \mathbf{[M]} =
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \mathbf{MATRIZ MASA} \\
 \left| \begin{array}{ccccccccccc}
 m1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & m2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & m3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & m4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & m5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m8 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m9 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m10 & 0
 \end{array} \right|
 \end{array}$$

- Ensamblado de matriz de rigidez

		MATRIZ DE RIGIDEZ									
[K]=		4,57E+07	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0	0	0
		-2,85E+07	5,69E+07	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0	0
		0	-2,85E+07	5,69E+07	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0
		0	0	-2,85E+07	3,67E+07	-8,26E+06	0	0	0	0	0
		0	0	0	-8,26E+06	1,26E+07	-4,32E+06	0	0	0	0
		0	0	0	0	-4,32E+06	8,63E+06	-4,32E+06	0	0	0
		0	0	0	0	0	-4,32E+06	4,45E+08	-4,40E+08	0	0
		0	0	0	0	0	0	-4,40E+08	4,57E+08	-1,63E+07	0
		0	0	0	0	0	0	0	-1,63E+07	5,19E+08	-5,03E+08
		0	0	0	0	0	0	0	0	-5,03E+08	5,03E+08

- Ensamblado de la matriz masa

		MATRIZ MASA									
[M]=		104,91	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	69,91	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	69,91	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	69,91	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	105,62	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	128,98	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	128,98	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	31,04	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	98,86	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	31,53

Con el propósito de conocer el comportamiento de la torre desmetanizadora ante una acción sísmica, una vez establecidas las matrices que gobiernan el comportamiento interno de la estructura, se procedió a calcular los autovectores (λ), los cuales definen la forma del elemento en estudio en un tiempo en específico. Para esta oportunidad se obtuvieron los valores de los autovectores a través de la ayuda del software Matlab, ya que el mismo facilita resolver problemas numéricos en una fracción muy corta de tiempo y además su sistema está basado en el cálculo matricial. Los valores obtenidos de los autovectores a través del software son los siguientes:

Tabla 29:
Autovectores

AUTO VECTORES	
λ_1	2,11E+07
λ_2	2,38E+05
λ_3	2,96E+04
λ_4	7,16E+04
λ_5	1,44E+05
λ_6	3,39E+05
λ_7	1,80E+07
λ_8	8,19E+05
λ_9	1,38E+06
λ_{10}	3,43E+03

Fuente: Autor

Esos valores son conocidos comúnmente como los vectores que permiten establecer los modos de vibración en la estructura. Se determinaron 10 modos de vibración los cuales representan la cantidad de niveles discretizados en la estructura. Para cada modo se calculó el periodo natural de vibración que define el movimiento del elemento en estudio, así como también sus respectivos Δt considerando las ecuaciones del espectro de diseño anteriormente definidas, con sus variables designadas. En la tabla 30 se presenta el resultado total de todos los periodos modales.

- Periodo natural de vibración modo 1

$$T_1 = \frac{2\pi}{2,11 \times 10^7} = 0,00137s \quad (\text{ec.16})$$

- Ad del modo 1

$$\text{Si } T < T^+ \quad A_d = \frac{(\varphi A_O [1 + \frac{T}{T^+} (\beta^* - 1)])}{[1 + (\frac{T}{T^+}) (D-1)]} \quad (\text{ec.13a})$$

$$Ad_1 = 0,303$$

Tabla 30:
Periodos naturales y Ad por modo

PERIODOS Y Ad POR MODO		
Modo	Ti (s)	Ad
1	0,00137	0,303
2	0,01289	0,321
3	0,03652	0,358
4	0,02348	0,337
5	0,01657	0,327
6	0,01079	0,318
7	0,00148	0,303
8	0,00694	0,312
9	0,00535	0,309
10	0,10728	0,456

Fuente: Autor

Para el análisis matricial de los modos, una vez obtenido los valores de λ se procedió a armar las matrices por cada modo de vibración, considerando para su análisis la matriz de rigidez menos la matriz masa, multiplicando para efectos de cálculo el valor de λ determinado por la matriz de rigidez y así poder conocer el comportamiento por nivel de la masa en relación a su vector desplazamiento.

- Ecuación matriz modal.

K-Mλ1

- Ensamblado de matriz modal

MODO 1											
ø11	-2,17E+09	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ø21	-2,85E+07	-1,42E+09	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0	0	0
ø31	0	-2,85E+07	-1,42E+09	-2,85E+07	0	0	0	0	0	0	0
ø41	0	0	-2,85E+07	-1,44E+09	-8,26E+06	0	0	0	0	0	0
ø51	0	0	0	-8,26E+06	-2,21E+09	-4,32E+06	0	0	0	0	0
ø61	0	0	0	0	-4,32E+06	-2,71E+09	-4,32E+06	0	0	0	0
ø71	0	0	0	0	0	-4,32E+06	-2,27E+09	-4,40E+08	0	0	0
ø81	0	0	0	0	0	0	-4,40E+08	-1,98E+08	-1,63E+07	0	0
ø91	0	0	0	0	0	0	0	-1,63E+07	-1,57E+09	-5,03E+08	0
ø101	0	0	0	0	0	0	0	0	-5,03E+08	-1,62E+08	0

- Análisis del modo 1

ECUACIONES MODALES

I	-2,17E+09	ø11	-2,85E+07	ø21		= 0
II	-2,85E+07	ø11	-1,42E+09	ø21	-2,85E+07	ø31 = 0
III	-2,85E+07	ø21	-1,42E+09	ø31	-2,85E+07	ø41 = 0
IV	-2,85E+07	ø31	-1,44E+09	ø41	-8,26E+06	ø51 = 0
V	-8,26E+06	ø41	-2,21E+09	ø51	-4,32E+06	ø61 = 0
VI	-4,32E+06	ø51	-2,71E+09	ø61	-4,32E+06	ø71 = 0
VII	-4,32E+06	ø61	-2,27E+09	ø71	-4,40E+08	ø81 = 0
VIII	-4,40E+08	ø71	-1,98E+08	ø81	-1,63E+07	ø91 = 0
IX	-1,63E+07	ø81	-1,57E+09	ø91	-5,03E+08	ø101 = 0
X	-5,03E+08	ø91	-1,62E+08	ø101		= 0

Obtenidas las ecuaciones modales, para este caso del modo 1, se asumió un grado de libertad (1 GDL) en el nivel superior $\phi_{101}=1$ de la ecuación X. El análisis consiste en encontrar los valores de ϕ en cada uno de los modos, representando así sus coordenadas modales. El GDL sustituido en ϕ_{101} del nivel 1 permitió obtener la incógnita de ϕ_{91} a través de despeje, tal como se presentara a continuación.

$$-5,03 \times 10^8 \phi_{91} - 1,62 \times 10^8 \cdot 1 = 0$$

$$\phi_{91} = \frac{1,62 \times 10^8 \cdot 1}{-5,03 \times 10^8} = -3,22 \times 10^{-1}$$

A medida que se fueron encontrando las incógnitas se sustituyeron en las ecuaciones para encontrar las coordenadas restantes. En la tabla 31 (a) se puede apreciar el resultado de las coordenadas modales correspondientes al modo 1. De igual manera se analizaron los demás modos de vibración por nivel permitiendo determinar sus respectivas coordenadas, las mismas se presentan en la tabla 31 (b), 31 (c), 31 (d).

Tabla 31 (a):
Coordenadas modales

MODO 1	
ϕ_{11}	-4,18E+09
ϕ_{21}	8,40E+07
ϕ_{31}	-1,69E+06
ϕ_{41}	3,34E+04
ϕ_{51}	-1,25E+02
ϕ_{61}	1,99E-01
ϕ_{71}	-9,71E-03
ϕ_{81}	4,82E-02
ϕ_{91}	-3,22E-01
ϕ_{101}	1,00E+00

Fuente: Autor

Determinadas cada una de las coordenadas por modos, se obtuvo el comportamiento de cada uno de los modos por nivel, los cuales establecen la manera

en como la estructura oscila ante un sismo en un periodo natural de vibración, analizando la estructura según previa discretización. En la figura 39 se representa el comportamiento de los modos de vibración de cada nivel.

Tabla 31 (b):
Coordenadas modales

	Modo 2		Modo 3		Modo 4
ø12	3,16E-02	ø13	-7,46E-01	ø14	1,14E+00
ø22	2,14E-02	ø23	-1,12E+00	ø24	1,53E+00
ø32	-1,26E-03	ø33	-1,40E+00	ø34	1,65E+00
ø42	-2,32E-02	ø43	-1,59E+00	ø44	1,48E+00
ø52	-5,22E-02	ø53	-1,83E+00	ø54	-6,79E-03
ø62	1,96E-01	ø63	-9,69E-01	ø64	-2,83E+00
ø72	-9,46E-01	ø73	7,52E-01	ø74	4,02E-01
ø82	-8,91E-01	ø83	7,62E-01	ø84	4,26E-01
ø92	9,85E-01	ø93	9,98E-01	ø94	9,96E-01
ø102	1,00E+00	ø103	1,00E+00	ø104	1,00E+00

Fuente: Autor

Tabla 31 (c):
Coordenadas modales

	Modo 5		Modo 6		Modo 7
ø15	-4,09E+00	ø16	-2,09E+02	ø17	3,67E+09
ø25	-4,39E+00	ø26	-7,43E+01	ø27	-8,67E+07
ø35	-3,14E+00	ø36	1,22E+02	ø37	2,05E+06
ø45	-7,85E-01	ø46	2,17E+02	ø47	-4,77E+04
ø55	8,30E+00	ø56	-7,91E+01	ø57	2,08E+02
ø65	-3,53E+00	ø66	9,95E+00	ø67	-3,97E-01
ø75	-1,91E-01	ø76	-1,74E+00	ø77	4,85E+00
ø85	-1,50E-01	ø86	-1,68E+00	ø87	-2,07E+01
ø95	9,91E-01	ø96	9,79E-01	ø97	-1,31E-01
ø105	1,00E+00	ø106	1,00E+00	ø107	1,00E+00

Fuente: Autor

Tabla 31 (d):
Coordenadas modales

	Modo 8		Modo 9		Modo 10
ø18	1,85E+04	ø19	-1,41E+05	ø110	9,62E-02
ø28	-2,61E+04	ø29	4,91E+05	ø210	1,53E-01
ø38	-1,82E+04	ø39	-5,40E+05	ø310	2,09E-01
ø48	2,64E+04	ø49	2,60E+05	ø410	2,62E-01
ø58	-2,95E+03	ø59	-1,61E+04	ø510	4,40E-01
ø68	1,31E+02	ø69	4,11E+02	ø610	7,44E-01
ø78	-5,27E+00	ø79	-8,86E+00	ø710	9,71E-01
ø88	-5,34E+00	ø89	-9,39E+00	ø810	9,72E-01
ø98	9,49E-01	ø99	9,13E-01	ø910	1,00E+00

Fuente: Autor

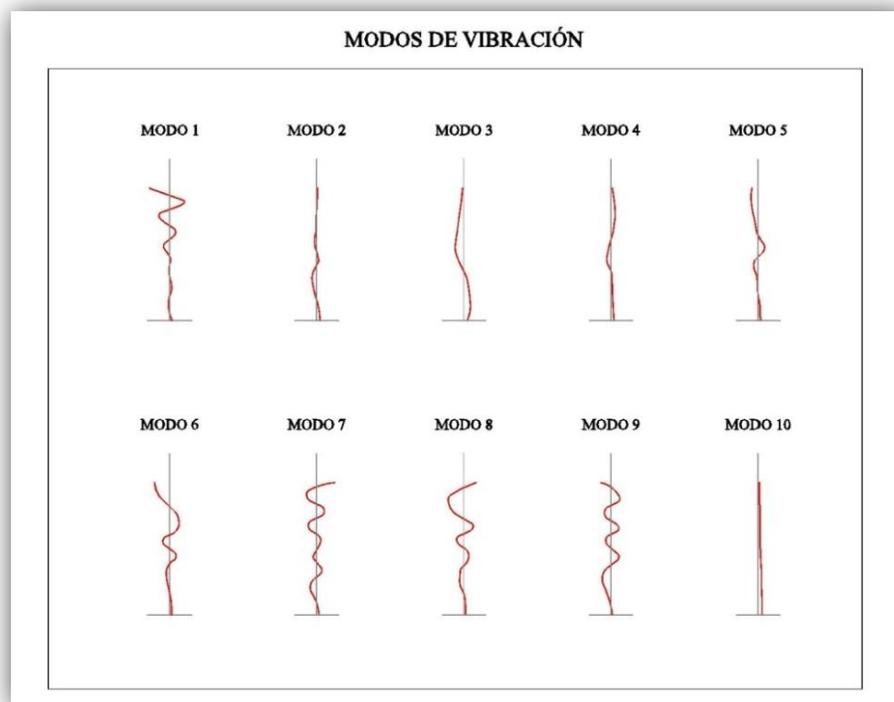


Figura 39: Representación gráfica de los modos de vibración por nivel
Fuente: Autor

Conocidos los modos de vibración se procedió a calcular los factores de partición modal para cada modo, los cuales fueron dados por la ecuación 17:

- Factor de partición modal del modo 1

$$\gamma_1 = \frac{-4,329 \times 10^{11}}{1,834 \times 10^{21}} = -2,360 \times 10^{-10} \quad (\text{ec.17})$$

Para analizar el factor de partición modal por modo, haciendo referencia al numerador de la ecuación, se aplicó la traspuesta de las coordenadas modales multiplicadas por la matriz masa, el resultado de esa relación fue multiplicado nuevamente por las coordenadas modales y por los valores de y , asignados igual a 1 para cada nivel. En la siguiente tabla se presentan todos los factores de partición modal por modo.

Tabla 32:
Cálculo factor de partición modal

FACTOR DE PARTICIÓN MODAL	
Modo	γ_i
1	-2,360E-10
2	7,672E-03
3	-3,747E-01
4	1,494E-01
5	-3,801E-02
6	-1,061E-03
7	2,685E-10
8	2,484E-06
9	-4,015E-08
10	1,256E+00

Fuente: Autor

Posteriormente, se efectuó el cálculo de las fuerzas-reacciones de los niveles para cada modo de vibración así como sus respectivos momentos, luego se consideró

la sumatoria algebraica de las reacciones obtenidas para generar una cortante y un momento total en la base por modo, permitiendo poder aplicar la combinación modal, la cual se llevó a cabo tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal. En las siguientes ecuaciones se puede apreciar el procedimiento para calcular las fuerzas y momentos por modo, las misma se ejemplificaran a través del modo 1 y sus resultados finales en la tabla 32 (a).

- Reacciones por nivel del modo 1

$$F_{11} = 104,91 \frac{\text{kg.s}^2}{\text{cm}} \quad -4.18 \times 10^9 \quad -2,36 \times 10^{-10} \quad 0,303 \left(981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \right) \quad (\text{ec.18})$$

$$F_{11} = 30.788,17 \text{ kg}$$

- Momentos por nivel del modo 1

$$M_{11} = 30.788,17 \text{ kg} * 7,50 \text{ m} = 231.003,65 \text{ kg} \quad (\text{ec.19})$$

Tabla 32 (a):

Fuerzas y momentos modales del modo 1

NIVEL	F (kg)	M (kg.m)
1	3,08E+04	2,31E+05
2	-4,37E+02	-5,46E+03
3	9,77E+00	1,71E+02
4	-1,83E-01	-4,11E+00
5	9,96E-04	2,99E-02
6	-1,88E-06	-7,40E-05
7	8,80E-08	4,27E-06
8	-1,08E-07	-5,48E-06
9	2,28E-06	1,32E-04
10	-3,33E-06	-2,00E-04

Fuente: Autor

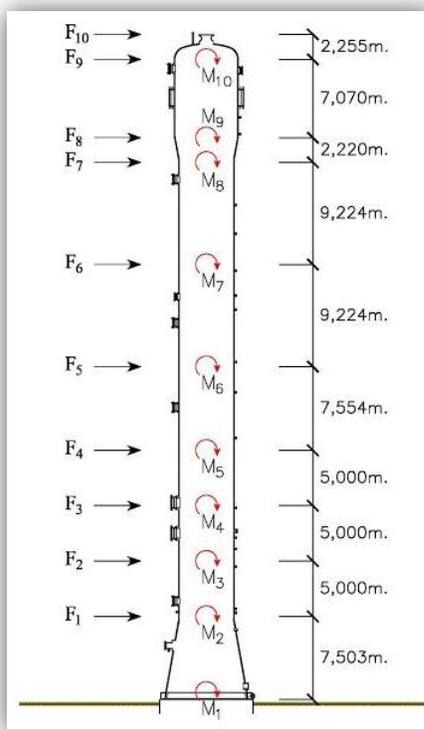


Figura 40: Representación gráfica de las fuerzas y momentos con sus brazos de palanca

Fuente: Autor

Tabla 32 (b):

Fuerzas laterales y momentos por niveles

Modo 2			Modo 3			Modo 4		
Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)
1	7,56E+00	5,67E+01	1	8,73E+03	6,55E+04	1	5,32E+03	3,99E+04
2	3,62E+00	4,52E+01	2	9,20E+03	1,15E+05	2	5,03E+03	6,28E+04
3	-2,36E-01	-4,13E+00	3	1,29E+04	2,26E+05	3	6,03E+03	1,06E+05
4	-4,12E+00	-9,26E+01	4	1,38E+04	3,10E+05	4	5,10E+03	1,15E+05
5	-1,36E+01	-4,07E+02	5	2,32E+04	6,98E+05	5	-3,44E+01	-1,03E+03
6	6,04E+01	2,37E+03	6	1,46E+04	5,73E+05	6	-1,70E+04	-6,68E+05
7	-2,79E+02	-1,35E+04	7	-1,08E+04	-5,24E+05	7	2,31E+03	1,12E+05
8	-6,49E+01	-3,29E+03	8	-2,71E+03	-1,37E+05	8	6,04E+02	3,06E+04
9	2,27E+02	1,31E+04	9	-1,12E+04	-6,48E+05	9	4,46E+03	2,58E+05
10	1,08E+02	6,49E+03	10	-5,28E+03	-3,17E+05	10	2,11E+03	1,26E+05

Fuente: Autor

Tabla 32 (c):

Fuerzas laterales y momentos por niveles

Modo 5			Modo 6			Modo 7		
Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)
1	4,85E+03	3,64E+04	1	6,93E+03	5,20E+04	1	3,07E+04	2,30E+05
2	3,68E+03	4,60E+04	2	1,74E+03	2,17E+04	2	-5,13E+02	-6,41E+03
3	2,93E+03	5,13E+04	3	-3,19E+03	-5,58E+04	3	1,35E+01	2,36E+02
4	6,91E+02	1,55E+04	4	-5,34E+03	-1,20E+05	4	-2,96E-01	-6,67E+00
5	-1,07E+04	-3,21E+05	5	2,84E+03	8,54E+04	5	1,89E-03	5,69E-02
6	5,40E+03	2,12E+05	6	-4,24E+02	-1,67E+04	6	-4,28E-06	-1,68E-04
7	2,78E+02	1,35E+04	7	7,10E+01	3,45E+03	7	5,00E-05	2,42E-03
8	5,41E+01	2,75E+03	8	1,70E+01	8,61E+02	8	-5,28E-05	-2,68E-03
9	-1,13E+03	-6,53E+04	9	-3,12E+01	-1,80E+03	9	-1,05E-06	-6,08E-05
10	-5,36E+02	-3,22E+04	10	-1,50E+01	-8,98E+02	10	3,78E-06	2,27E-04

Fuente: Autor

Tabla 32 (d):

Fuerzas laterales y momentos por niveles

Modo 8			Modo 9			Modo 10		
Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)	Nivel	F (kg)	M (kg.m)
1	1,43E+03	1,07E+04	1	1,77E+02	1,33E+03	1	3,77E+03	2,83E+04
2	-1,43E+03	-1,79E+04	2	-4,34E+02	-5,42E+03	2	4,23E+03	5,29E+04
3	-1,11E+03	-1,94E+04	3	5,32E+02	9,31E+03	3	6,43E+03	1,13E+05
4	1,51E+03	3,41E+04	4	-2,41E+02	-5,43E+03	4	7,63E+03	1,72E+05
5	-2,48E+02	-7,46E+03	5	2,19E+01	6,58E+02	5	1,87E+04	5,63E+05
6	1,31E+01	5,16E+02	6	-6,63E-01	-2,60E+01	6	3,76E+04	1,48E+06
7	-5,02E-01	-2,44E+01	7	1,37E-02	6,62E-01	7	4,68E+04	2,27E+06
8	-1,26E-01	-6,39E+00	8	3,58E-03	1,82E-01	8	1,16E+04	5,88E+05
9	7,07E-02	4,09E+00	9	-1,10E-03	-6,36E-02	9	3,77E+04	2,18E+06
10	3,50E-02	2,10E+00	10	-5,66E-04	-3,40E-02	10	1,77E+04	1,06E+06

Fuente: Autor

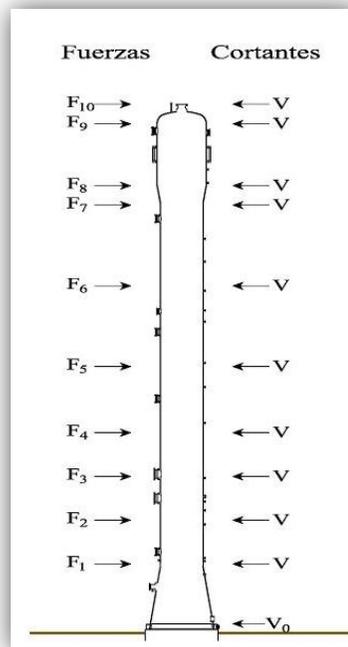
Para designar las fuerzas y momentos en la base por cada modo de vibración, se efectuó la sumatoria algebraica de todas las fuerzas y momentos de los modos por nivel previamente determinadas. En la figura 40 se aprecia el comportamiento de las fuerzas laterales y momentos en la base aplicados a la estructura. El resultado de la sumatoria fue la siguiente:

Tabla 33.

Calculo total de las fuerzas y momentos

Modo	F (kg)	(F) ² (kg)	M (kg.m)
1	30.361,21	921.803.072,66	225.712,37
2	45,03815	2.028,43	4.762,42
3	52.414,49	2.747.278.761,96	360.835,76
4	13.907,84	193.428.013,47	180.525,51
5	5.526,04	30.537.129,13	-41.226,16
6	2.601,29	6.766.704,46	-31.792,29
7	30.214,56	912.919.635,99	224.266,99
8	175,426	30.774,28	627,17875
9	54,99226	3.024,15	417,8843
10	192.194,10	36.938.572.074,81	8.505.612,40

Fuente: Autor

**Figura 41:** Representación grafica de las fuerzas y cortantes por nivel

Fuente: Autor

- Combinación modal de las fuerzas y momentos

Establecidas las reacciones y cortantes en los modos, fueron sumadas algebraicamente todas sus fuerzas cortantes y momentos para obtener la combinación

modal de las mismas, aplicada a la estructura ante una acción sísmica. Las ecuaciones que se presentan a continuación muestran el procedimiento para determinar la combinación modal de la fuerza y momento en la base.

$$F_t = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_j^2}$$

$$M_t = \sqrt{\sum_{j=1}^n M_j^2}$$

$F_t = 204.331,43 \text{ kg}$

$M_t = 8.521.279,83 \text{ kg.m}$

Estos valores corresponden a las componentes horizontales del sismo; para la componente vertical (F_z) se toma en cuenta la sección 3.6.7 de la norma PDVSA 90615.1.013 “Cargas Sísmicas en Recipientes Verticales, Chimeneas y Torres”. La norma puntualiza que para efectos de esta fuerza, su reacción se analiza aplicada en el centro de masas. Se representa a través de la siguiente ecuación:

$$F_z = 0,7 * A_0 * W$$

$$F_z = 0,7 \cdot 0,317 \cdot 823.700 \text{ kg} = 182.779,03 \text{ kg}$$

Tabla 34:

Resultado de las Acciones sísmicas y Combinaciones direccionales

ACCIONES SÍSMICAS					
CORTE		MOMENTO		AXIAL	
204.331,43	kg	8.521.279,83	kg.m	182.779,03	kg
COMBINACIÓN DIRECCIONAL					
CORTE		MOMENTO		AXIAL	
265.630,86	kg	11.077.663,78	kg.m	182.779,03	kg

Nota: Se consideró la combinación direccional del sismo con 100% en sentido x y 30% en sentido y. Fuente: Autor

4.3. Dimensionado de la fundación considerando datos el estudio geotécnico del sitio y los requisitos de la norma PDVSA L-STC-005 y la ACI 318-14.

Considerando los datos del estudio geotécnico del lugar donde será instalada la torre desmetanizadora, los requisitos de las norma PDVSA L-STC-005 “Fundaciones para recipientes verticales” y la ACI 318-14 se procedió a realizar el dimensionamiento de la fundación, cuyo objetivo es lograr transmitir las acciones hacia el terreno natural con suficiente seguridad y buenas condiciones de servicio, siendo así necesario recurrir al dimensionamiento de pilotes debido a las cargas del suelo, para que la mismas sean transmitidas de manera adecuada al subsuelo, además del diseño de un cabezal y un pedestal los cuales serán presentados a continuación. Para el dimensionamiento de los elementos que integran la fundación se tienen en consideración los siguientes datos suministrados a PDVSA-GAS por el fabricante (Mangiarotti) documento numero-DFFI 2489, siendo esté la memoria de cálculo del equipo.

Tabla 35:
Datos del equipo a utilizar en el dimensionado de la fundación

DATOS DEL EQUIPO		
Peso en operación	823.700	kg
Peso en vacío	670.700	kg
Peso en prueba hidrostática	1.698,700	kg
Diámetro del circulo de pernos	7.996	mm
Diámetro de pernos	76,2	mm

Fuente: Autor

4.3.1. Dimensionado del pedestal

Con el fin de diseñar un pedestal para la torre desmetanizadora que resista las cargas verticales o empujes de tierra y que distribuyan esas cargas al cabezal se estudia su dimensionado a través del procedimiento de ingeniería de PDVSA L-STC-

005. En este procedimiento la dimensión cara a cara del pedestal será el mayor valor entre las opciones que se presentan a continuación:

- a. Diámetro del círculo de pernos + 203 mm.
- b. Diámetro del círculo de pernos + 5 veces el diámetro de los pernos.
- c. Diámetro del círculo de pernos + diámetro de la camisa del perno + 152 mm.

Sustituyendo los valores en cada una de las opciones, el mayor diámetro obtenido entre las tres corresponde a la letra b, dando como resultado una dimensión cara a cara del pedestal $L = 8.900$ mm, asumiendo un valor definitivo de 9.000 mm, permitiendo cumplir la distancia mínima de los pernos al borde de que sea 6 veces el diámetro de perno según la norma ACI 318-14. Por consiguiente, se designó el pedestal de sección octagonal según lo establece la norma PDVSA L-STC-005 al ser su tamaño mayor a 1.250 mm.

De la misma manera, la norma PDVSA L-STC-005 aconseja que la altura del pedestal sea la suficiente para contener los pernos de anclaje, evitando que penetren dentro del cabezal, partiendo de esa premisa y considerando la altura del perno de 2.300 mm según datos suministrados por el fabricante, los pernos quedaran embebidos dentro del pedestal 1.464 mm, se seleccionó una altura total del pedestal de 1.700 mm, dejando así una separación entre perno-pedestal de 236 mm. Conocidas las dimensiones del pedestal, su peso se calculó como el producto entre la densidad del concreto y el volumen ocupado por el pedestal, determinando además la longitud, su área y volumen de la siguiente manera:

- Longitud de la cara del pedestal

$$\text{Longitud de la cara del pedestal} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{\text{Ancho del pedestal}}{2} \quad (\text{ec.76})$$

$$\text{Longitud de la cara del pedestal} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{9 \text{ m}}{2} = 3,728 \text{ m}$$

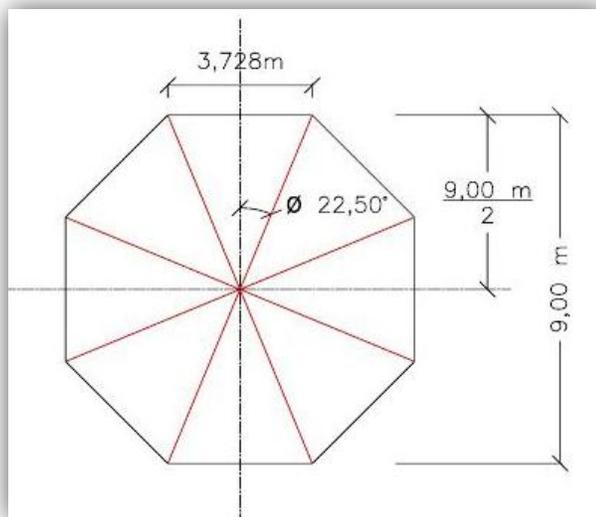


Figura 42: Longitud de la cara del pedestal. Dimensionado
Fuente: Autor

- Área del pedestal

$$\text{Área del pedestal} = \frac{(8 * \text{Longitud de la cara del pedestal}) * \frac{\text{Ancho del pedestal}}{2}}{2} \quad (\text{ec.77})$$

$$\text{Área del pedestal} = \frac{8 * 3,728 \text{ m} * \frac{9 \text{ m}}{2}}{2} = 67,104 \text{ m}^2$$

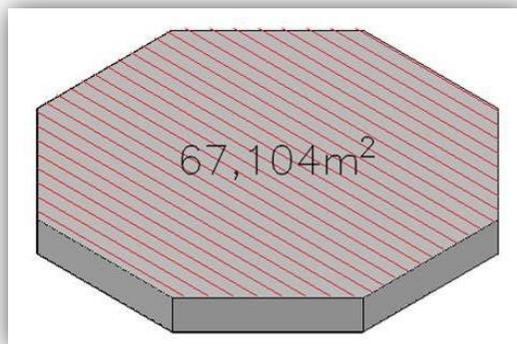


Figura 43: Área del pedestal. Dimensionado
Fuente: Autor

- Volumen del pedestal

$$\text{Volumen del pedestal} = \text{Área del pedestal} * (\text{Altura del pedestal}) \quad (\text{ec.78})$$

$$\text{Volumen del pedestal} = 67,104 \text{ m}^2 * 1,7 \text{ m} = 114,077 \text{ m}^3$$

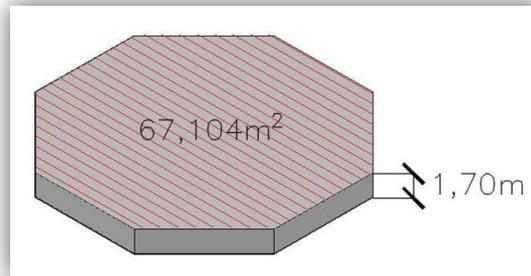


Figura 44: Volumen del pedestal. Dimensionado
Fuente: Autor

Peso del pedestal

$$\text{Peso del pedestal} = \text{Volumen del pedestal} * (\rho \text{ concreto}) \quad (\text{ec.79})$$

$$\text{Peso del pedestal} = 114,077 \text{ m}^3 * 2.500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 285.192,5 \text{ kg}$$

4.3.1.1. Acero del pedestal

Según lo especifica la norma PDVSA L-STC-005 la unión entre el pedestal y el cabezal debe constar de suficientes barras de refuerzo vertical, ubicadas en el perímetro del pedestal, para evitar la separación entre dichos elementos. Además, la norma señala que, estas barras son dimensionadas analizando la fuerza máxima de tensión actuante en el perímetro del pedestal, en relación al momento de volcamiento. Dicha fuerza fue calculada mediante la ecuación 25 del presente trabajo de grado

Para obtener el momento último de diseño o momento máximo de volcamiento en la base del pedestal, se consideró ya previo análisis de momentos en

el cálculo sísmico, el factor de minoración mayor designado en las combinaciones de carga en estado de servicio en relación al sismo, siendo éste el más desfavorable. El momento calculado fue entonces multiplicado por su factor de minoración a través de la ecuación 26.

$$M_{\text{volcamiento}} = 0,7 * 11.077.663,78 \text{ kg.m} = 7.754.364,646 \text{ kg.m} \quad (\text{ec.26})$$

Para designar el número de barras a utilizar se considero la dimensión del pedestal, ya que la norma PDVSA L-STC-005 estima para pedestales octagonales con tamaños mayores de 3,70 m utilizar 32 cabillas verticales de 5/8 de pulgada. Para este caso la dimensión del pedestal corresponde a 9 m por lo que se selecciona la cantidad de cabillas que la norma estable utilizar.

$$\text{Tensión} = \frac{(4 * 7.754.364,646 \text{ kg.m})}{9 \text{ m} - 0,152 \text{ mm} * 32} - \frac{823.700 \text{ kg} + 285.192,5 \text{ kg}}{32} = 74.896,791 \text{ kg} \quad (\text{ec.25})$$

$$A_s = \frac{74.896,791 \text{ kg}}{4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 17,832 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.24})$$

Para una mejor selección del acero se aumentó a 176 cabillas.

$$\text{Tensión} = \frac{(4 * 7.754.364,646 \text{ kg.m})}{9 \text{ m} - 0,152 \text{ mm} * 176} - \frac{823.700 \text{ kg} + 285.192,5 \text{ kg}}{176} = 13.617,598 \text{ kg} \quad (\text{ec.25})$$

$$A_s = \frac{13.617,598 \text{ kg}}{4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3,242 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.24})$$

El área de las barras de acero de refuerzo fue entonces de 3,242 cm², aproximando su valor nominal a 3,879 cm² en relación a la barra $\emptyset=7/8''$ para efectos de diseño. Acerca de la distribución de las barras de acero de refuerzo para el pedestal se asumieron 176 cabillas verticales #7, las cuales corresponden a 8 cabillas en cada arista del pedestal y 21 cabillas en cada cara. En el caso de las ligaduras, la norma

PDVSA L-STC-005 establece que los requerimientos mínimos de acero de refuerzo para pedestales deben ser con ligaduras #5, a separación máxima de 38 cm. Sin embargo, analizando el pedestal como una columna también se consideraron los criterios de la norma ACI 318-14 para determinar la separación de las ligaduras, la cual establece que para el espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de $16d_b$ de barra longitudinal, $48d_b$ de barra de estribo.

- Acero transversal

$$16d_b \text{ longitudinal} = 16 * 7 = 35,56 \text{ cm}$$

$$48d_b \text{ transversal} = 48 * 5 = 76,20 \text{ cm}$$

Fue seleccionado el menor valor entre ambos, siendo ese el valor máximo que se puede usar como espaciamiento entre el acero transversal del pedestal según norma ACI 318-14. Para obtener la separación definitiva entre las ligaduras se consideró, un valor promedio de separación entre el valor máximo de separación que señala la norma PDVSA L-STC-005 (38 cm) con el valor que da la norma ACI 318-14 (35,56). Quedando entonces la separación del acero transversal de la siguiente manera:

$$\text{espaciamiento } A_{s_{\text{transv}}} = \frac{38 \text{ cm} + 35,56 \text{ cm}}{2} = 36,78 \text{ cm} \approx 36 \text{ cm} \quad (\text{ec.28})$$

- Gancho estándar

En relación a la extensión del acero longitudinal, la norma PDVSA L-STC-005 establece que deberá doblarse y extenderse el refuerzo vertical con un gancho estándar de 90° . Según la norma COVENIN 1.753 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, para el caso del acero de refuerzo longitudinal el gancho de 90° deberá extenderse a $12d_b$ en el extremo libre, consideración que fueron seleccionadas en el presente trabajo de investigación.

$$\text{Gancho estandar} = 12 * \phi^7_8 = 26,67 \approx 27 \text{ cm} \quad (\text{ec.29})$$

- Longitud de empalme

Por medio de la norma COVENIN 1.753 y considerando las ligaduras del pedestal clasificadas en esta norma como barras con resaltes en su superficie, para el caso del acero de refuerzo a compresión, cuyo fin es el aumentar su adherencia con el concreto y utilizando un $f_y = 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $f_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, fue analizada la longitud de empalme a través de la siguiente ecuación.

$$L_d = \frac{0,08 * 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,59 \text{ cm}}{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33,788 \text{ cm} \approx 34 \text{ cm} \quad (\text{ec.30})$$

$$34 \text{ cm} > 26,712 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

Luego una vez obtenida la longitud de desarrollo, se procedió a analizar el empalme del refuerzo transversal para el pedestal, se consideró que el miembro trabaja a tracción y compresión permitiendo así tomar criterios de la ACI 318-14 referente a estribos de vigas, donde la longitud de empalme debe ser calculada multiplicando la longitud de desarrollo por 1,3 tal como se presenta en la siguiente ecuación:

$$L_{\text{empalme}} = 1,3 * l_d$$

$$L_{\text{empalme}} = 1,3 * 34 \text{ cm} = 44,2 \text{ cm} \approx 44 \text{ cm}$$

El valor la longitud de empalme por traslapo cumple así con la condición que establece la Norma de ACI 318-14 para el caso de barras n° 11 o menos sometidas a compresión ya que su valor debe ser mayor de 12" (30,48 cm). El cálculo de la

cantidad de ligaduras será tomando en cuenta según la longitud del pedestal con respecto al cabezal arrojando así 8 ligaduras en total.

- Área de acero superior (mallas)

Para disipar las tensiones de retracción de fraguado y variación de temperatura en este tipo de estructura armada en dos direcciones, se procede a diseñar un refuerzo de repartición perpendicular a la principal, conforme lo estipula la norma COVENIN 1.753, seleccionando un valor mínimo de cuantía ρ en relación al tipo de acero el cual corresponde al de mallas de alambres lisos o resaltes electrosoldados para una cuantía de 0,0018. Es importante mencionar que la norma admite estos valores para casos donde se presente Fisuración sin ningún control especial, o cuando el control de figuración es innecesario. En tal sentido el acero superior se analizó según la fórmula de cuantía mínima:

$$A_{s_{\text{superior}}} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 170 \text{ cm} = 30,6 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.31})$$

Tomando en consideración que el área de acero calculado $30,6 \text{ cm}^2$ es por metro lineal, se selecciona cabilla de $\frac{3}{4}$ " el cual corresponde a $31,67 \text{ cm}^2$ de área de acero a través de la tabla 36, con una separación de 9 cm entre cada cabilla. Para calcular la cantidad de cabilla por metro lineal se divide el área de acero mínimo calculado por metro lineal entre el área de acero de la cabilla seleccionada, el cual corresponde a $2,85 \text{ cm}^2$. En total fueron $11\emptyset$ por metro lineal, para conocer la cantidad de cabillas en toda el área del pedestal se multiplico la cantidad de cabillas por el área del pedestal menos recubrimiento (8,85 m) dando un total de 98 cabillas en cada sentido formando así la malla del acero superior para el pedestal.

Tabla 36:

Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. Acero superior del pedestal

Diámetro		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
cm separación		N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°11
9	A=	7,89	14,11	22,00	31,67	43,11	56,33	111,89
9	P=	33,22	44,33	55,44	66,56	77,56	88,67	125,00
10	A=	7,10	12,70	19,80	28,50	38,88	50,70	100,70
10	P=	29,90	39,90	49,90	49,92	69,80	79,80	112,50

Fuente: Arnal. (1.992). Editada por el autor

4.3.2. Selección y diseño del pilote

Para la selección del pilote se llevó a cabo la revisión del estudio geotécnico donde muestran los resultados de las alternativas como solución de fundación profunda para la torre desmetanizadora. Entre las alternativas que propusieron se encuentran los pilotes excavados y vaciados en sitio, siendo estos los seleccionados para analizar ya que a través de ese tipo de pilotes en sitio se puede, transmitir las cargas impuestas por el equipo y la estructura hacia estratos de suelo con mayor capacidad de carga.

Para efectos de desarrollar un modelo de cálculo en función de la solución de pilotes excavados y vaciados en sitio, en el estudio de suelo consideraron el perfil de suelo obtenido en la perforación P-1 y realizaron el análisis de capacidad de carga con pilotes de diámetros variables entre 60, 80, 100 y 120 centímetros. En la siguiente tabla se muestran las características de los pilotes excavados y vaciados en sitio presentados en el estudio geotécnico.

Tabla 37:
Características de los pilotes excavados y vaciados en sitio

Diámetro (m)	Longitud máxima (m)	Para longitud mínima de 16 metros		Separación mínima entre ejes de pilotes (m)
		Capacidad admisible a compresión (t)	Capacidad admisible a tracción (t)	
0,6	18	105,7	79,5	1,8
0,8	24	144,3	110,8	2,4
1	30	184,6	144,4	3
1,2	36	227,6	181,7	3,6

Fuente: Y&V (2.007)

Para que en una fundación profunda se utilicen pilotes se debe tener presente que los mismos deben poseer diámetros $>$ de 0,20 m o \leq que 0,80 m, por tal motivo se seleccionó pilotes con diámetros de 0,80 m, longitud máxima de 24 m, capacidades de cargas de 144.300 kg a compresión y 110.800 kg a tracción, con una separación mínima de 2,4 m que debe mantenerse entre los ejes centrales de los pilotes.

4.3.2.1. Diseño de pilote

Seleccionado el tipo de pilote en base a las acotaciones que presenta el estudio geotécnico, se procedió al diseño de los pilotes. Se asumió en la sección de límites del refuerzo longitudinal un área de acero mínimo A_s de 1% en relación al área gruesa del pilote, considerando esta área como la necesaria que debe tener el miembro para soportar la carga a la que será expuesta. Se obtuvo a través de la siguiente ecuación:

$$A_s = 1\%A_g$$

Dónde:

A_g = Área gruesa del pilote

D = Diámetro del pilote

$$A_g = \frac{\pi * 80 \text{cm}^2}{4} = 5.026,648 \text{cm}^2 \quad (\text{ec.32})$$

- Área de acero longitudinal

$$A_s = 1\% * 5.026,648 \text{cm}^2 = 50,265 \text{cm}^2$$

Obtenido el área de acero mínimo necesario para soportar las cargas a las que serán expuestos los pilotes, se asumieron cabillas tipo $\frac{3}{4}$ " para un total de 18 cabillas que cubren $51,3 \text{ cm}^2$ para cumplir con el área de acero requerido longitudinalmente, siendo este acero continuo en toda la longitud del miembro y el cual quedara empotrada en el concreto del cabezal.

Posteriormente fue calculada la separación entre cada cabilla longitudinal del pilote, tomando como referencia la fórmula del perímetro de círculo ($\pi * D$), se consideró para este análisis el diámetro del pilote de 80 cm, pero restándole el recubrimiento de 15 cm, quedando así $D = 65 \text{ cm}$. Al final la longitud circunferencial del pilote dio un total de 204,30 cm. Seguidamente se procedió a dividir la longitud circunferencial del pilote entre la cantidad de cabillas calculadas obteniendo como resultado 11 cm de separación entre cada cabilla longitudinal del pilote.

- Acero transversal

Para la armadura transversal se diseñaron estribos helicoidales tipo espiral que serán localizados en toda la periferia del miembro, siendo este tipo de refuerzo considerados por la ACI 318-14 en general como el más efectivo. El espiral se diseñó de manera continua con un espaciamiento uniforme cumpliendo con las condiciones que establece la norma de que sea mayor de 1" (2,54 cm) y menor de 3" (7,62 cm). Seleccionando 5 cm de espaciamiento (promedio) entre las barras. En relación a la selección del tipo de barra se consideraron acotaciones de la norma, la cual establece que, para miembros construidos en obra, el diámetro mínimo del refuerzo en espiral

es de 3/8" siendo sus valores estándar entre 3/8", 1/2" y 5/8" y seleccionado así barra de 5/8" cumpliendo con el estándar que establece la norma.

Con respecto a la longitud de traslape para el refuerzo de espiral se seleccionó barra corrugada de 48db donde se obtiene 76,2 cm de longitud de extensión para barras #5, considerando un gancho estándar de 90 grados, para una extensión mayor de 6db (9,5 cm) y 3" según norma, seleccionando un total de 10cm de extensión. Cumpliendo así con la condición de empalme de que sea al menos el mayor de 12".

4.3.3. Dimensionado del cabezal

Partiendo del hecho de que en la norma de PDVSA L-STC-005 "Fundaciones para recipientes verticales" señala que usualmente el cabezal para recipientes verticales tendrá forma octagonal, se estimó el número de pilotes a ser usados por la geometría del miembro, usando como mínimo 9 pilotes; 8 que corresponden a cada cara del octágono y uno central, teniendo una separación de 2,40 m mínima entre ejes de pilotes. Luego, se estimó un círculo de pilotes inicial de 6,30 m realizando el cálculo de las cargas por pilote con un círculo de pilotes mínimo dando como resultado que superaban las cargas admisible; se realizó una iteración y se llegó a la conclusión que para mantener unas adecuadas dimensiones del cabezal y cumplir con la capacidad admisible de los pilotes se recomiendan 3 círculos de pilotes uno de ocho, uno de doce y uno de dieciséis unidades respectivamente con un total de 37 pilotes, con los siguientes diámetros:

- Primer círculo de pilotes

$$Cp_1 = 6,3 \text{ m}$$

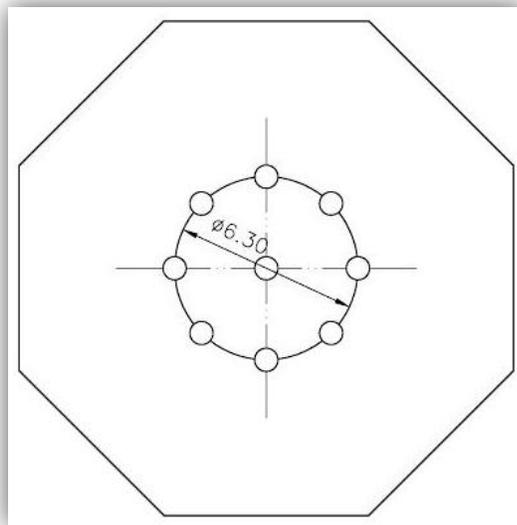


Figura 45: Primer círculo de pilotes. 8 pilotes
Fuente: Autor

- Segundo círculo de pilotes

$$Cp_2 = Cp_1 + 2 * \text{Separación} = 6,3 \text{ m} + 2 * 2,40 \text{ m} = 11,1 \text{ m}$$

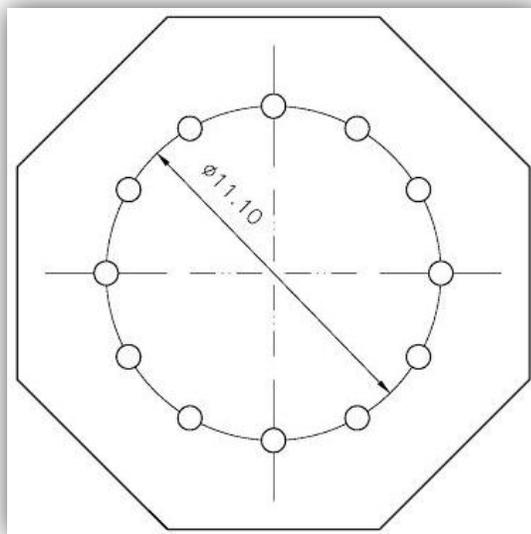


Figura 46: Segundo círculo de pilote. 12 pilotes
Fuente: Autor

- Tercer círculo de pilote

$$Cp_3 = Cp_2 + 2 * \text{Separación} = 11,1 \text{ m} + 2 * 2,40 \text{ m} = 15,9 \text{ m}$$

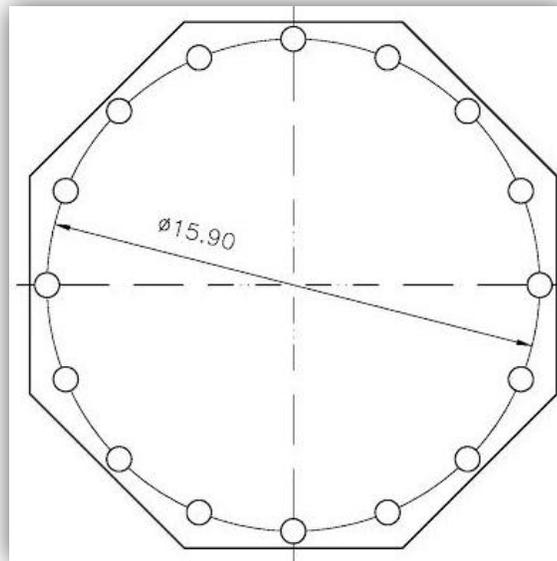


Figura 47: Tercer círculo de pilotes. 16 pilotes
Fuente: Autor

Determinados cada uno de los círculos de pilotes, para obtener el tamaño real del cabezal se utilizó la dimensión del tercer círculo de pilotes ($Cp_3 = 15,9 \text{ m}$), por ser este el más cercano al borde del cabezal, sumándole el radio del pilote que queda en los extremos dando su suma el diámetro del mismo ($0,80 \text{ m}$), más un incremento de 15 cm de distancia desde la cara del pilote al borde. Cumpliendo así con lo que establece la norma PDVSA L-STC-005 en relación al incremento que se le debe hacer al dimensionado de cabezales para recientes verticales que tendrán forma octagonal.

$$\text{Tamaño del cabezal} = 15,9 \text{ m} + 0,80 \text{ m} + 2 * 0,15 \text{ m} = 17 \text{ m}$$

Posteriormente, se chequeo la estabilidad al volcamiento en sismo y viento con la finalidad de garantizar que el cabezal cumpla con resistir el momento por volcamiento. La norma PDVSA L-STC-005 establece como valores mínimos a

considerar; 1,5 y 1,8 en relación al volcamiento. En el presente trabajo de investigación fue seleccionado 1,5 del momento máximo en estado de servicio por ser la condición más desfavorable.

- Momento por volcamiento en sismo

$$M_{\text{volcamiento}} = 1,5 * 0,7 * \text{sismo} = 11.631.546,969 \text{ kg.m}$$

- Momento por volcamiento en viento

$$M_{\text{volcamiento}} = 1,5 * 0,75 * \text{viento} = 734.707,513 \text{ kg.m}$$

Para el momento total se consideró el momento individual de cada pilote, generado por la capacidad admisible a tracción de 110.800 kg (según dato suministrado por el estudio geotécnico), con el centro de apoyo para los brazos de palanca ubicado en el centro geométrico del cabezal. Para efecto de este cálculo, se consideró la capacidad admisible a tracción ya que representa el comportamiento más desfavorable de los pilotes en relación a la carga que recibirán. A continuación, se mostrará el análisis para determinar el momento de los pilotes.

- a.** 1er círculo de pilotes (8 pilotes). $Cp_1 = 6,3$

- Distancia de los pilotes

$$d_1 = \frac{Cp_1}{2} * \cos 45^\circ = 2,227 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{Cp_1}{2} = 3,15 \text{ cm}$$

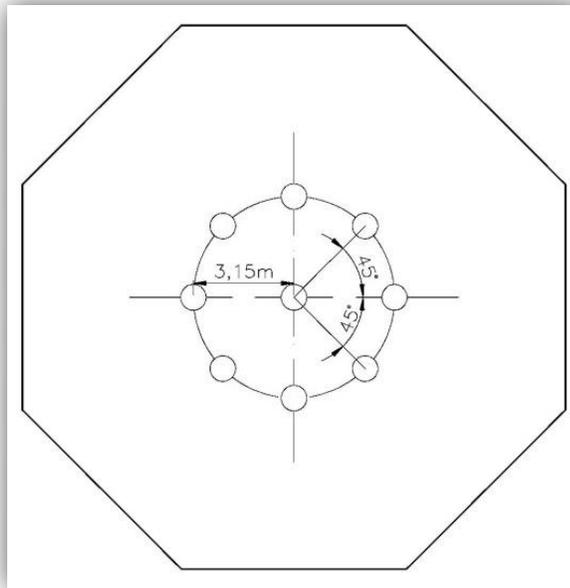


Figura 48: Momentos del primer círculo de pilotes
Fuente: Autor

- Momentos de los pilotes

$$Md_1 = 2 * \text{Cap adm tracción} * d_1 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 0,02227 \text{ m} = 493.588,818 \text{ kg.m}$$

$$Md_2 = \text{Cap adm tracción} * d_2 = 110.800 \text{ kg} * 0,0315 \text{ m} = 349.020 \text{ kg.m}$$

- b.** 2do círculo de pilotes (12 pilotes) $Cp_2 = 11,1 \text{ m}$

- Distancia de los pilotes

$$d_3 = \frac{Cp_2}{2} * \cos 60^\circ = 277,5 \text{ cm}$$

$$d_4 = \frac{Cp_2}{2} * \cos 30^\circ = 480,644 \text{ cm}$$

$$d_5 = \frac{Cp_2}{2} = 5,55 \text{ cm}$$

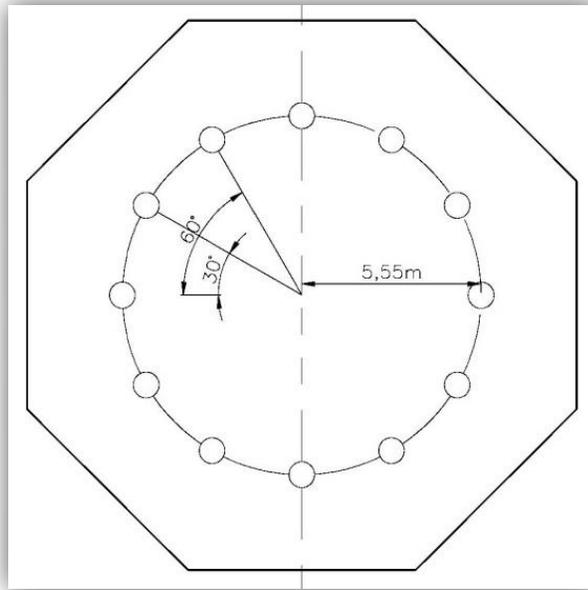


Figura 49: Momentos del segundo círculo de pilotes
Fuente: Autor

- Momento de los pilotes

$$Md_3 = 2 * \text{Cap adm atracción} * d_3 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 2,775 \text{ m} = 614.940 \text{ kg.m}$$

$$Md_4 = 2 * \text{Cap adm atracción} * d_4 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 4,80644 \text{ m} = 1.065.107,324 \text{ kg.m}$$

$$Md_5 = \text{Cap adm atracción} * d_5 = 110.800 \text{ kg} * 5,55 \text{ m} = 614.940 \text{ kg.m}$$

- c. 3er círculo de pilotes (16 pilotes) $Cp_3 = 15,9 \text{ m}$

- Distancia de los pilotes

$$d_6 = \frac{Cp_3}{2} * \cos 45^\circ = 562,15 \text{ cm}$$

$$d_7 = \frac{Cp_3}{2} * \cos 22,5^\circ = 734,484 \text{ cm}$$

$$d_8 = \frac{Cp_3}{2} * \cos 67,5^\circ = 304,233 \text{ cm}$$

$$d_9 = \frac{Cp_3}{2} = 7,95 \text{ cm}$$

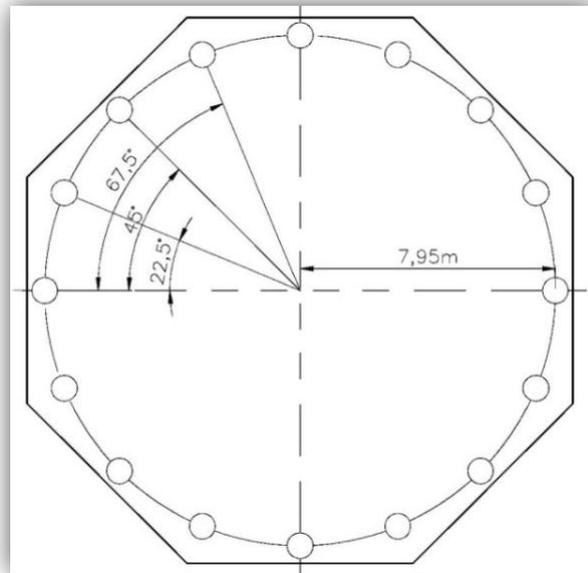


Figura 50: momentos del tercer círculo de pilotes
Fuente: Autor

- Momento de los pilotes

$$Md_6 = 2 * \text{Cap adm atracción} * d_6 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 5,6215 \text{ m} = 1.245.724,159 \text{ kg.m}$$

$$Md_7 = 2 * \text{Cap adm atracción} * d_7 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 7,34484 \text{ m} = 1.627.617,05 \text{ kg.m}$$

$$Md_8 = 2 * \text{Cap adm atracción} * d_8 = 2 * 110.800 \text{ kg} * 3,04233 \text{ m} = 674.181,056 \text{ kg.m}$$

$$Md_9 = \text{Cap adm atracción} * d_9 = 110.800 \text{ kg} * 7,95 \text{ m} = 880.860 \text{ kg.m}$$

Tabla 38:
Momentos por volcamiento

MOMENTOS POR VOLCAMIENTO	
Circulo	Momentos (kg.m)
Cp1	493.588,82
	349.020
Cp2	614.940,00
	1.065.107,32
	614.940,00
Cp3	1.245.724,16
	1.627.617,05
	674.181,06
	880.860,00

Fuente: Autor

$$M_{\text{total}}=2* \quad \text{Momentos de cada pilotes}=15.131.956,812 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{total}} > M_{\text{volcamiento}}$$

- Chequeo por volcamiento en sismo

$$15.131.956,812 \text{ kg.m} > 11.631.546,969 \text{ kg.m} \quad \text{ok}$$

- Chequeo por volcamiento en viento

$$15.131.956,812 \text{ kg.m} > 653.073,345 \text{ kg.m} \quad \text{ok}$$

Definido el tamaño del cabezal, se determina la altura del cabezal considerando dos criterios diferentes de diseño, el primero de ellos analizando la fundación rígida, empleando el modelo puntal-tensor conocido como el Método de

las bielas y tirante, y el segundo analiza la fundación flexible, empleando el Método de la flexión la cual considera el miembro como si se tratase de una viga plana.

4.3.3.1. Método de las bielas y tirantes

Conocido el método de las bielas y tirantes como el más adecuado para realizar el dimensionamiento en zonas, se utilizó para determinar la altura mínima del cabezal. La norma ACI 318 en su sección 23.2.7 establece que el ángulo mínimo entre puntales (bielas) y tensores (tirantes) no debe ser menor a 25 grados. Considerando así el ángulo por norma, se obtuvo el valor aproximado de la altura “d” del cabezal. Posteriormente se le sumo un incremento de 15 cm asumiendo ser esa distancia lo que penetren los pilotes al cabezal. Quedando en definitiva la altura del cabezal de la siguiente manera:

$$d = \frac{Cp_3}{2} \tan 25^\circ = 3,707 \text{ m} \approx 3,8 \text{ m}$$

$$\text{Altura}_{\text{cabezal}} = 3,8 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

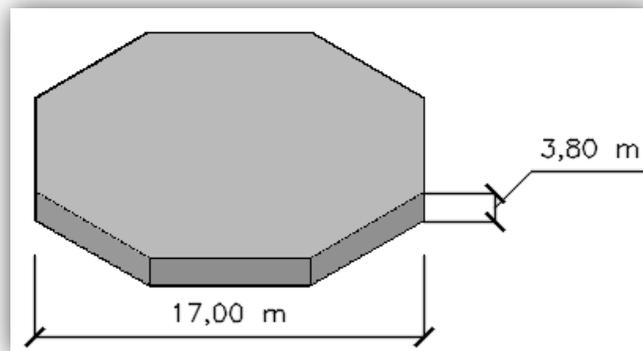


Figura 51: Altura del cabezal. Método de las bielas
Fuente: Autor

Definida la altura del cabezal a través del método de las bielas y tirantes se chequeó el peso total del equipo y la fundación sobre los pilotes, permitiendo conocer cuánto resistente en relación al peso al que serán expuestos. Para determinar la

resistencia de los pilotes y el peso sobre ellos, se analizó cada una de las dimensiones del cabezal considerando su área, volumen y peso como se presenta a continuación.

- Longitud de la cara del Cabezal

$$\text{Longitud de la cara del cabezal} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{\text{ancho del cabezal}}{2} \quad (\text{ec.80})$$

$$\text{Longitud de la cara del cabezal} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{17 \text{ m}}{2} = 7,042 \text{ m}$$

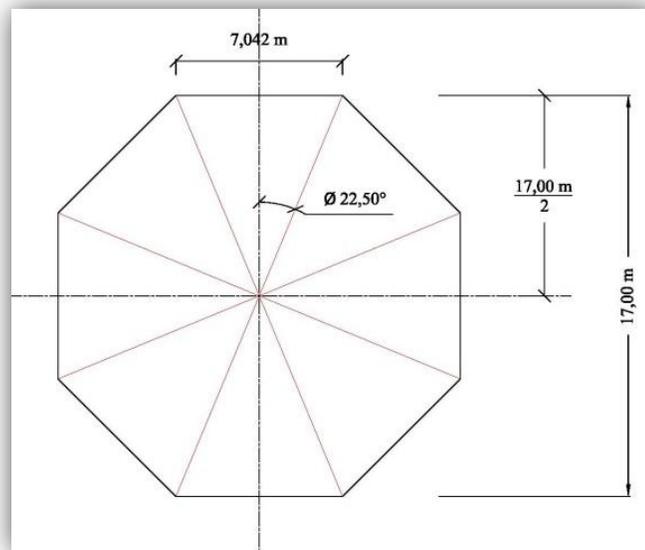


Figura 52: longitud del cabezal. Dimensionado
Fuente: Autor

- Área del Cabezal

$$\text{Área}_{\text{cabezal}} = \frac{(8 * \text{longitud de la cara del cabezal}) * \frac{\text{Ancho del cabezal}}{2}}{2} \quad (\text{ec.81})$$

$$\text{Área}_{\text{cabezal}} = \frac{(8 * 7,042 \text{ m}) * \frac{17 \text{ m}}{2}}{2} = 239,425 \text{ m}^2$$

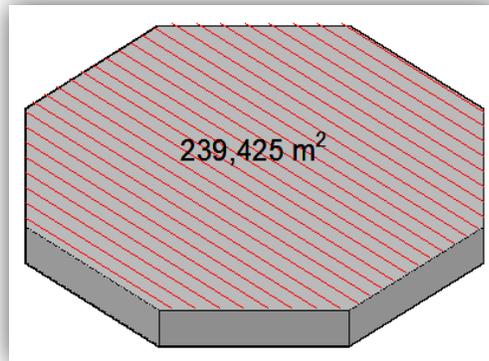


Figura 53: Área del cabezal. Dimensionado
Fuente: Autor

- Volumen del Cabezal

$$\text{Volumen}_{\text{cabezal}} = \text{Área}_{\text{cabezal}} * d \quad (\text{ec.82})$$

$$\text{Volumen}_{\text{cabezal}} = 239,425 \text{ m}^2 * 3,8 \text{ m} = 909,815 \text{ m}^3$$

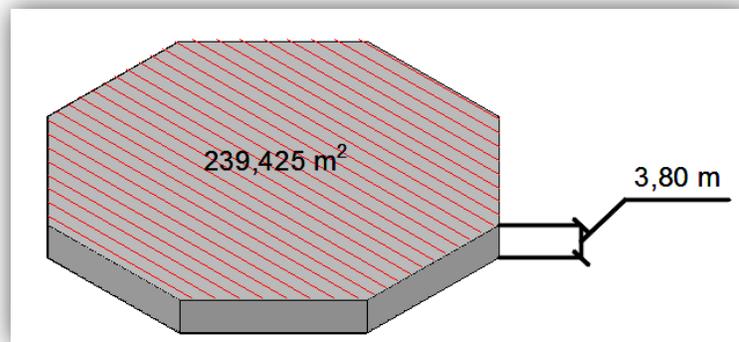


Figura 54: Volumen del cabezal. Dimensionado
Fuente: Autor

- Peso del Cabezal

$$\text{Peso}_{\text{cabezal}} = \text{Volumen}_{\text{cabezal}} * \rho_{\text{concreto}} \quad (\text{ec.83})$$

$$\text{Peso}_{\text{cabezal}} = 909,815 \text{ m}^3 * 2.500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 2.274.537,5 \text{ kg}$$

Uno de los factores determinantes en el cabezal es el área, volumen y peso de la tierra. Para el caso del peso de la tierra su cálculo se obtuvo como el producto entre la densidad del material y el volumen que ocupa el mismo. Una vez obtenidas todas estas variables se determinó el peso que recibirán los pilotes, analizando todos los pesos a los que serán expuestos (Peso en operación, peso del pedestal, peso del cabezal y peso de la tierra).

- Área de tierra

$$\text{Área}_{\text{tierra}} = \text{Área}_{\text{cabezal}} - \text{Área}_{\text{pedestal}} \quad (\text{ec.84})$$

$$\text{Área}_{\text{tierra}} = 239,425 \text{ m}^2 - 67,104 \text{ m}^2 = 172,321 \text{ m}^2$$

- Volumen de tierra

$$\text{Volumen}_{\text{tierra}} = \text{Área}_{\text{tierra}} * \text{Altura}_{\text{pedestal}} - 0,30 \text{ m} \quad (\text{ec.85})$$

$$\text{Volumen}_{\text{tierra}} = 172,321 \text{ m}^2 * 1,70 \text{ m} - 0,30 \text{ m} = 241,249 \text{ m}^3$$

- Peso tierra

$$\text{Peso}_{\text{tierra}} = \text{Volumen}_{\text{tierra}} * \rho_{\text{tierra}} \quad (\text{ec.86})$$

$$\text{Peso}_{\text{tierra}} = 241,249 \text{ m}^3 * 1.800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 434.248,2 \text{ kg}$$

- Peso sobre los pilotes

$$\text{Peso sobre los pilotes} = \text{Peso}_{\text{operación}} + \text{Peso}_{\text{pedestal}} + \text{Peso}_{\text{cabezal}} + \text{Peso}_{\text{tierra}} \quad (\text{ec.87})$$

$$\text{Peso sobre los pilotes} = 823.700 \text{ kg} + 285.192,5 \text{ kg} + 2.274.537,5 \text{ kg} + 434.248,2 \text{ kg}$$

$$= 3.817.678,2 \text{ kg}$$

Definido el peso sobre los pilotes se calculó la resistencia de los pilotes como grupo, considerando la capacidad admisible a compresión de 144.300 kg según dato suministrado por el estudio geotécnico, por la cantidad de pilotes preestablecida. Posteriormente se verifico que la resistencia de los pilotes sea mucho mayor al peso que recibirán, tal como se puede apreciar en las siguientes ecuaciones:

- Resistencia de los pilotes como grupo

$$\text{Resistencia de los pilotes} = 37 * 144.300 \text{ kg} = 5.339.100 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia de los pilotes} > \text{Peso sobre pilotes}$$

$$5.339.100 \text{ kg} > 3.817.678,2 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

En función de cumplir con los parámetros que define la sección 13.4.2.3 de la norma ACI318, el chequeo por punzonado y chequeo por corte para ese técnica no se analizó, debido a que la norma hace referencia de que ante el uso del método de las bielas y tirantes no se deben realizar dichos chequeos ya que el método considera la fundación un elemento rígido para efectos de cálculo durante su dimensionado.

4.3.3.2. Cálculo de tensiones

En relación al método de las bielas, se procedió calcular las tensiones horizontales sobre los pilotes, considerando solo el peso del cabezal, el peso del pedestal y la combinación de carga más desfavorable en estado último, establecida en la tabla 10 del presente trabajo de investigación, permitiendo así determinar la carga a la que serán sometidos cada uno de los pilotes por igual. Siendo P_{u33}

$$\text{Prueba} = \text{Peso}_{\text{prueba hidrostática}} + \text{Peso}_{\text{pedestal}} + \text{Peso}_{\text{tierra}} \quad (\text{ec.88})$$

$$\text{Prueba} = 1.698.700 \text{ kg} + 285.192,5 \text{ kg} + 434.248,2 \text{ kg} = 2.418.140,7 \text{ kg}$$

$$P_{u_i} = 1.4 * \text{Prueba}$$

$$Pu_{33}=1,4*2.418.140,7 \text{ kg}=3.385.396,98 \text{ kg}$$

- Carga de los pilotes

$$Pu_{\text{individual}}=\frac{3.385.396,98 \text{ kg}}{37}=91.497,216 \text{ kg} \quad (\text{ec.37})$$

Por relación de triangulo se determinó la componente horizontal para cada pilote estudiada desde el baricentro del cabezal. La tensión de los pilotes se analizó en función del circulo de pilotes al que pertenecen, para la tensión del primer círculo de pilotes se considero “e” como la horizontal del triángulo y la altura “d” definida por el método de las bielas como la vertical del mismo. Seguidamente, conocida la carga individual por pilote, la cual corresponde a la componente vertical de la tensión se procedió a determinar el valor de la componente horizontal de la misma:

- Primer círculo de pilotes: $Cp_1=6,3\text{m}$

$$e = \frac{6,3 \text{ m}}{2}=3,15 \text{ m} \quad (\text{ec.38})$$

Para $d=3,80\text{m}$

$$T_1=\frac{3,15 \text{ m}}{3,80 \text{ m}}*91.497,216 \text{ kg}=75.846,376 \text{ kg} \quad (\text{ec.39})$$

Definida la primera tensión y debido a que no todos los pilotes se encuentran a la misma distancia del baricentro del cabezal, se determinaron las demás tensiones de los pilotes con el propósito de definir por cada circulo de pilotes la tensión resultante actuante. Considerando la ubicación de los demás pilotes del círculo a 45 grados de la tensión del pilote previamente calculado se obtuvo:

$$T_{cp1}=T_1+(2*\cos 45^\circ *T_1)$$

$$T_{cp1}=75.846,376 \text{ kg}+ 2*\cos 45^\circ *75.846,376 \text{ kg} =183.109,350 \text{ kg}$$

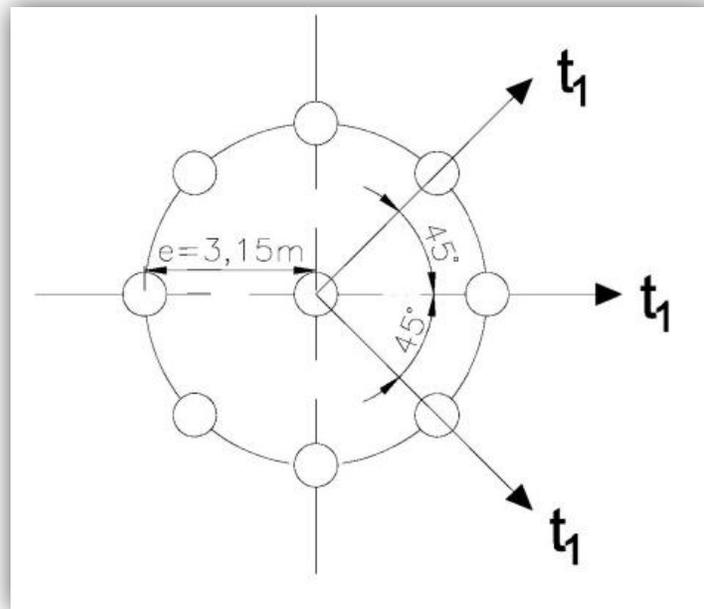


Figura 55: Tensión 1, del primer círculo de pilotes

Fuente: Autor

Calculadas las tensiones por pilotes al final se sumaron, para determinar el valor de la tensión en una sola dirección del cabezal. De igual manera se determinaron las tensiones para los círculos Cp_2 y Cp_3 considerando que para Cp_2 hay 2 pares de pilotes a 30° y 60° y que para Cp_3 hay 3 pares a $22,5^\circ$; 45° y $67,5^\circ$ respectivamente. Determinadas las tensiones por círculo de pilotes se procedió a la sumatoria de ellas para generar una tensión total.

- Tensión segundo círculo de pilotes

$$T_{cp2}=498.729,221 \text{ kg}$$

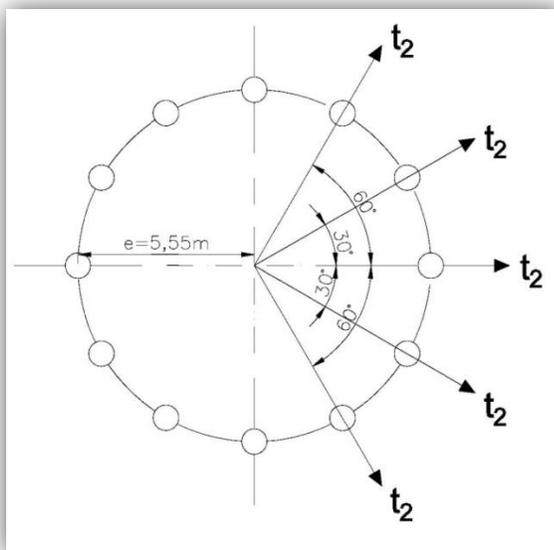


Figura 56: Tensión 2, segundo círculo de pilote
Fuente: Autor

- Tensión tercer círculo de pilotes

$$T_{cp3} = 962.342,41 \text{ kg}$$

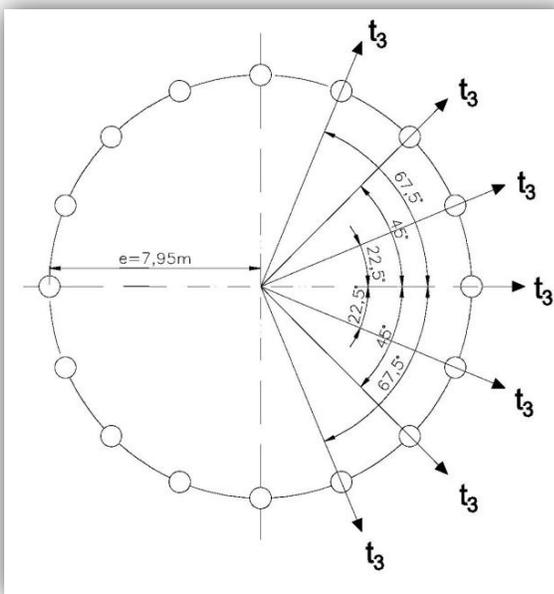


Figura 57: Tensión 3, tercer círculo de pilotes
Fuente: Autor

- Tensión total

$$T=183.109,350 \text{ kg}+498.729,221 \text{ kg}+962.342,41 \text{ kg}=1.644.180,981 \text{ kg}$$

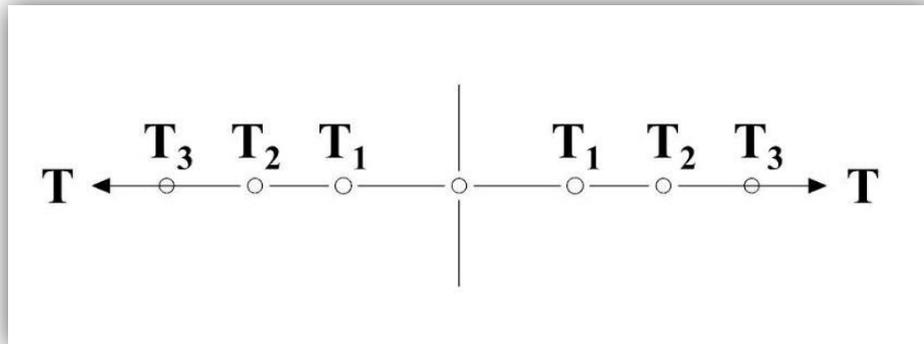


Figura 58: Sumatoria de las tensiones por cada circulo de pilotes
Fuente: Autor

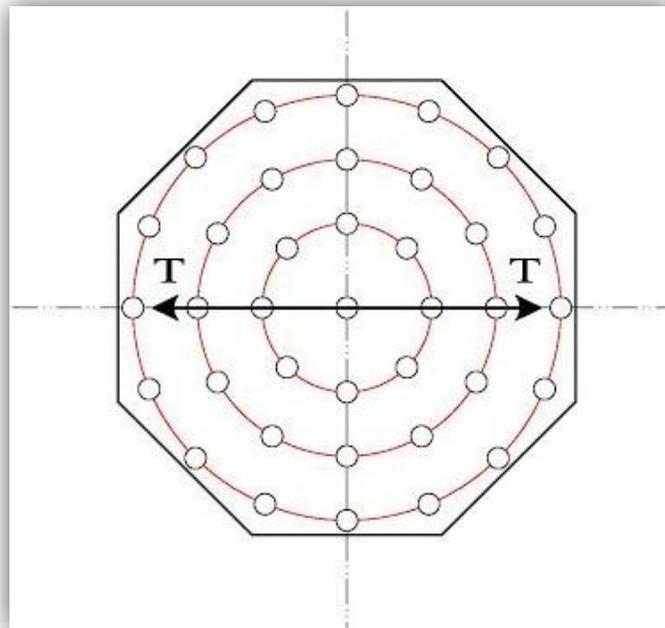


Figura 59: Tensión total actuante en el cabezal
Fuente: Autor

4.3.3.3. Cálculo de la altura del cabezal por flexión

Aun cuando fue definida la altura del cabezal por el método de las bielas, se recurrió a analizar otra posible altura, aplicando el método de la flexible con la finalidad de reducir a una cantidad considerable la altura del cabezal. Recordando que este método analiza el miembro a través de la idealización de una viga se designaron las siguientes dimensiones: $b=1$ y $d=2.25 \cdot \text{diámetro del pilote}$. Con una carga distribuida, con magnitud dada por la combinación de cargas en estado último más desfavorable, considerando solo el peso del pedestal entre la longitud del mismo.

$$\text{Prueba} = \text{Peso}_{\text{prueba hidrostática}} + \text{Peso}_{\text{pedestal}}$$

$$\text{Prueba} = 1.698.700 \text{ kg} + 285.192,5 \text{ kg} = 1.983.892,5 \text{ kg}$$

$$P_{u33} = 1,4 \cdot 1.983.892,5 \text{ kg} = 2.777.449,5 \text{ kg}$$

- Carga distribuida

$$P_{\text{distribuida}} = \frac{P_{ui}}{\text{Ancho pedestal}} \quad (\text{ec.89})$$

$$P_{\text{distribuida}} = \frac{2.777.449,5 \text{ kg}}{9 \text{ m}} = 308.605,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

En este caso para determinar las reacciones de los pilotes (ec.49) ante las cargas a las que serán expuestos se consideró su análisis a través de la combinación en estado de servicio más desfavorable deducida en la tabla 10 del presente trabajo de investigación, con respecto al peso total sobre los pilotes y las dimensiones del cabezal con la altura de la idealización. La combinación en estado de servicio más desfavorable fue la siguiente:

$$P_{u8} = \text{Operacion} + 0,7 \cdot \text{sismo}$$

$$P_{u8} = 2.620.553,20 \text{ kg} + 0,7 \cdot 182.779,03 \text{ kg} = 2.748.498,52 \text{ kg}$$

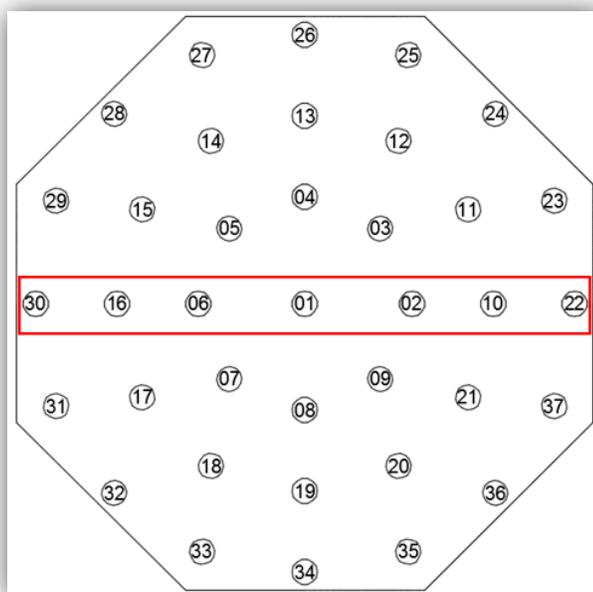
Tabla 39:

Reacciones de los pilotes según viga idealizada

REACCIONES DE LOS PILOTES		
pilote	Pn	
30	9.334,29	Kg
16	28.941,67	Kg
6	48.549,05	Kg
1	74.283,74	Kg
2	100.018,43	Kg
10	119.625,82	Kg
22	139.233,2	Kg

Fuente: Autor

El cálculo de las reacciones fue en base a los pilotes seleccionados para conformar la idealización, tal como se muestran en la figura 60. El modelado de la viga idealizada y el diagrama de momento se realizaron a través del programa ETABS 2013 permitiendo determinar el momento máximo como se muestra en la figura 62. Una vez obtenido el momento último, es utilizado para determinar la altura requerida mediante el método de la flexión.

**Figura 60:** Pilotes seleccionados para la viga idealizada

Fuente: Autor

En la figura 61 se puede apreciar en la parte superior, los pilotes seleccionados para realizar la idealización de la viga mediante el método de la flexión. Seguidamente se muestra la carga distribuida de $308.605,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ calculada previamente a través de la combinación de carga en estado último más desfavorable, y posteriormente el comportamiento del momento último. Este último obtenido a través del software ETABS.

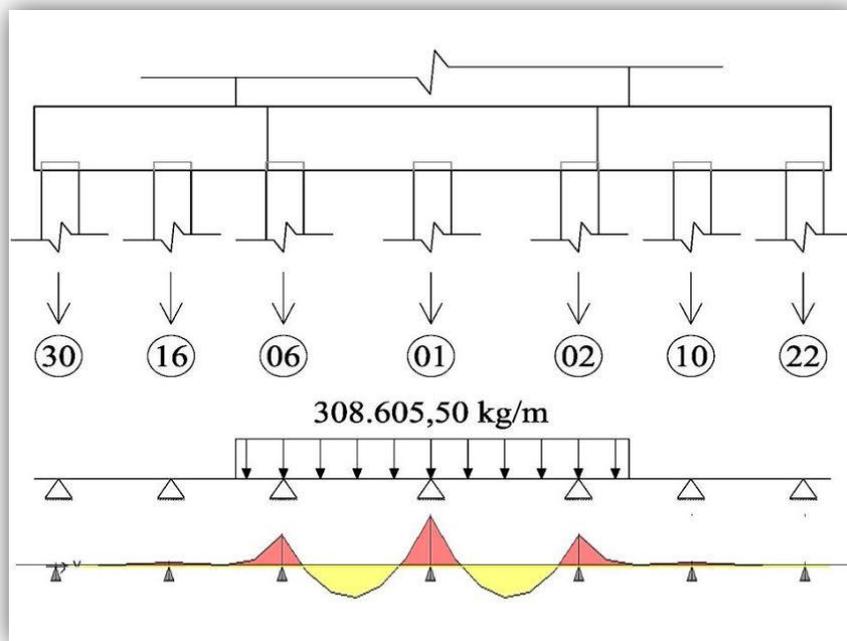


Figura 61: Modelado y Diagrama de momento
Fuente: Resultados del programa ETABS

Obtenido el momento último $M_u = 273.835,47 \text{ Kg.m}$ se calcula la siguiente altura requerida para el dimensionado del cabezal mediante el uso del método de la flexión. Cabe destacar que para efectos de este método a diferencia del método de las bielas, se requiere realizar el chequeo por corte y punzonado. A través de la siguiente ecuación (ec.44) se determinó el primer valor de la altura d para definir posteriormente con el chequeo por corte la altura del cabezal por flexión.

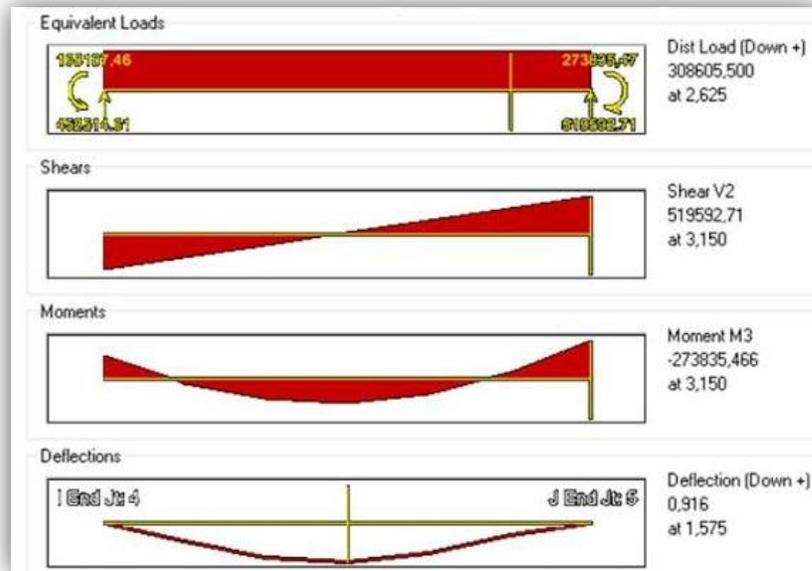


Figura 62: Valores de los diagramas en la sección del momento máximo
Fuente: Fuente: Resultados del programa ETABS

$$d = \frac{27.383.547 \text{ Kg.cm}}{0,90 * 0,025 * 100 \text{ cm} * 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1 - 0,59 * \rho * \frac{4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} =$$

$$d = 62,067 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm} \quad (\text{ec.44})$$

Dónde:

$$\phi M_n = M_u$$

Φ (flexión) = 0,90 Considerado según los factores de minoración por flexión que señala la Norma COVENIN 1.753

$$\rho = \rho_{\text{max}} = 0,025$$

$$f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

b=1m (Según la idealización)

a. Chequeo por corte

Para la verificación de los esfuerzos de corte en el cabezal se consideraron la magnitud de las reacciones de los pilotes, evitando que las mismas no superen la admisible. Se chequeo por corte considerando en primera instancia el factor de minoración por corte $\Phi=0,75$ y la siguiente ecuación de la resistencia teórica al corte V_c que establece la norma COVENIN 1753.

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 70 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 43.995,188 \text{ kg} \quad (\text{ec.46})$$

El valor de la variable d fue definida según la altura calcula previamente en el método de la flexión y el de b, de acuerdo a la viga idealizada. Determinada la resistencia teórica al corte V_c , el chequeo debe cumplir con que $\phi V_c > V_u$ siendo V_u la fuerza cortante mayorada, que para efectos de este análisis se asumió igual a la reacción del pilote más cargado estudiando únicamente los que se analizaron en la viga idealizada, se obtiene:

$$V_u = P_{22} = 139.233,20 \text{ kg}$$

- Primer chequeo

$$\phi V_c > V_u \quad (\text{ec.45})$$

$$43.995,188 \text{ kg} > 139.233,20 \text{ kg} \quad \text{no cumple}$$

Al no cumplir con el chequeo se procede a realizar varias iteraciones hasta llegar al valor deseado y lograr chequear el esfuerzo por corte. Para la primera aproximación de la altura del cabezal se consideró $\phi V_c = V_u$, estudiando así la altura

del cabezal en función de la reacción del pilote más cargado obtenido en la idealización, despejando el valor de d en la ecuación de la resistencia teórica al corte se obtiene:

- Primera aproximación de d

$$d = \frac{139.233,20 \text{ kg}}{0,75 * 0,53 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}} = 221,531 \text{ cm} \quad (\text{ec.44})$$

Por lo general el chequeo del esfuerzo cortante se realiza a una distancia "x" considerada como (corte crítico). La fuerza cortante mayorada V_u fue recalculada a esa distancia x de la cara del pilote, considerando una carga distribuida equivalente a las cargas sobre los pilotes. Las reacciones de los pilotes se analizaron en función del último círculo de pilotes por estar ahí el pilote más cargado de la idealización, permitiendo obtener una carga equivalente en su condición más desfavorable considerada para la fuerza crítica. Para determinar la carga equivalente fue utilizada la ecuación 55

$$\text{Carga equivalente} = \frac{519.986,20 \text{ kg}}{15,90 \text{ m}} = 32.703,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad (\text{ec.48})$$

Tabla 40:

Sumatoria de las reacciones de los pilotes según la viga idealizada

Pilote	Pn	
30	9.334,29	kg
16	28.941,67	kg
6	48.549,05	kg
1	74.283,74	kg
2	100.018,43	kg
10	119.625,82	kg
22	139.233,2	kg
Σ=	519.986,20	kg

Fuente: Autor

Definida la carga equivalente se procedió al cálculo del corte crítico, considerando d = altura del cabezal, calculada en el primer chequeo y el diámetro del pilote= 80 cm. Posteriormente se recalculo nuevamente la fuerza cortante mayorada V_u en función del pilote más cargado (P_{22}), pero en este caso se analizó con respecto al punto crítico y a la carga equivalente previamente calculada.

$$x=221,531\text{cm}+\frac{80\text{ cm}}{2}=261,531\text{cm} \quad (\text{ec.49})$$

- Fuerza cortante V_u

$$V_u= -32.703,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2,61531 \text{ m} + 139.233,20 \text{ kg} = 53.703,33 \text{ kg} \quad (\text{ec.47})$$

- Segundo chequeo

$$\phi V_c > V_u$$

$$43.995,188 \text{ kg} > 53.703,33 \text{ kg} \quad \text{no cumple}$$

- Segunda aproximación de d

$$d= \frac{53.703,33 \text{ kg}}{0,75 * 0,53 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}} = 85,446 \text{ cm} \quad (\text{ec.50})$$

- Corte crítico

$$x=85,446\text{cm}+\frac{80\text{cm}}{2}=125,446 \text{ cm} \quad (\text{ec.49})$$

- Fuerza cortante V_u

$$V_u= -32.703,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,25446 \text{ m} + 139.233,20 \text{ kg} = 98.207,930 \text{ kg} \quad (\text{ec.47})$$

- Tercer chequeo

$$\phi V_c > V_u$$

$$43.995,188 \text{ kg} > 98.207,930 \text{ kg} \quad \text{no cumple}$$

Posteriormente, con la tercera aproximación de d , se calcula el valor de la resistencia cortante. Determinado el valor de la resistencia cortante se realiza una tercera aproximación de d para conocer donde se origina el corte crítico definitivo, posteriormente se analiza la fuerza cortante con respecto al nuevo valor crítico, manteniendo la carga equivalente calculada en función de la reacción de los utilizados para la idealización de la viga.

- Tercera aproximación de d

$$d = \frac{98.207,930 \text{ kg}}{0,75 * 0,53 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}} = 156,26 \text{ cm} \approx 160 \text{ cm} \quad (\text{ec.44})$$

$$x = 160 \text{ cm} + \frac{80 \text{ cm}}{2} = 200 \text{ cm} \quad (\text{ec.49})$$

$$V_u = -32.703,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2,00 \text{ m} + 139.233,20 \text{ kg} = 73.825,99 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 160 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 100.560,430 \text{ kg}$$

- Tercer chequeo

$$\phi V_c > V_u$$

$$100.560,430 \text{ kg} > 73.825,99 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

La altura total del cabezal por el método de la flexión será en total de 180 cm considerando, los 160 cm calculados como valor de d más 20 cm de recubrimiento en relación al espesor que penetran los pilotes. Por consiguiente, en comparación con las dimensiones calculadas del cabezal por el método de las bielas con respecto al método por flexión se puede apreciar la disminución de altura requerida del cabezal, consiguiendo disminuir a su vez el peso de la fundación y cumpliendo con la condición de que:

$$\text{resistencia de los pilotes} > \text{peso sobre los pilotes}$$

b. Chequeo por punzonado

El punzonado como efecto resultante de los esfuerzos por corte, aplacados en un área localizada será calculado a una distancia $d/2$ de la cara del pedestal permitiendo determinar el perímetro b_o donde se encuentre la sección crítica causada por el punzonado. Los chequeos se verificaron tanto para el pedestal que transmite las cargas de la superestructura, como para el pilote más cargado del grupo.

1. Chequeo por punzonado del pilote

El área de punzonado será calculado a una distancia $d/2$ desde la pared del pilote 23 por ser este el más cercano al borde del cabezal y tomando $d=160$ como altura requerida del cabezal, determinada previamente a través del chequeo por corte. Definida la distancia del punzonado, se analizó el perímetro b_o que delimita el área crítica del punzonado en relación al pilote más cargado.

- Distancia del punzonado ($d/2$)

$$d_{\text{punz}} = \frac{160 \text{ cm}}{2} = 80 \text{ cm}$$

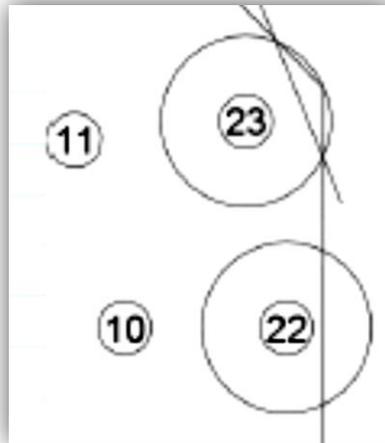


Figura 63: Ubicación del pilote 22 en relación al punto crítico
Fuente: Autor

- Perímetro crítico de punzonado b_o

Siendo el perímetro b_o de gran importancia para conocer el área del punzonado y evaluado en este caso en relación al pilote mas cargado, se dedujo su valor analizando la circunferencia del pilote en relación a su área crítica. En siguientes ecuaciones se muestra el procedimiento que se utilizó para determinar el perímetro crítico, considerando cada uno de los elementos que se presentan en la figura 64.

- Radio del punzonado

$$R = \frac{80 \text{ cm}}{2} + 80 \text{ cm} = 120 \text{ cm} \quad (\text{ec.90a})$$

- Angulo Θ

$$\Theta = 2 * \cos^{-1} \frac{40 \text{ cm} + 15 \text{ cm}}{120 \text{ cm}} = 125,44^\circ \approx 2,19 \text{ rad} \quad (\text{ec.90b})$$

- Longitud de arco del punzonado fuera del cabezal (L_{fp})

$$L_{fp} = 2,19 * 120 \text{ cm} = 262,8 \text{ cm} \quad (\text{ec.90c})$$

- Longitud del círculo tita (L_{ct})

$$L_{ct} = 2 * \pi * 120 \text{ cm} = 753,98 \text{ cm} \quad (\text{ec.90d})$$

- Perímetro crítico b_o

$$b_o = 753,98 \text{ cm} - 262,8 \text{ cm} = 491,18 \text{ cm} \quad (\text{ec.90e})$$

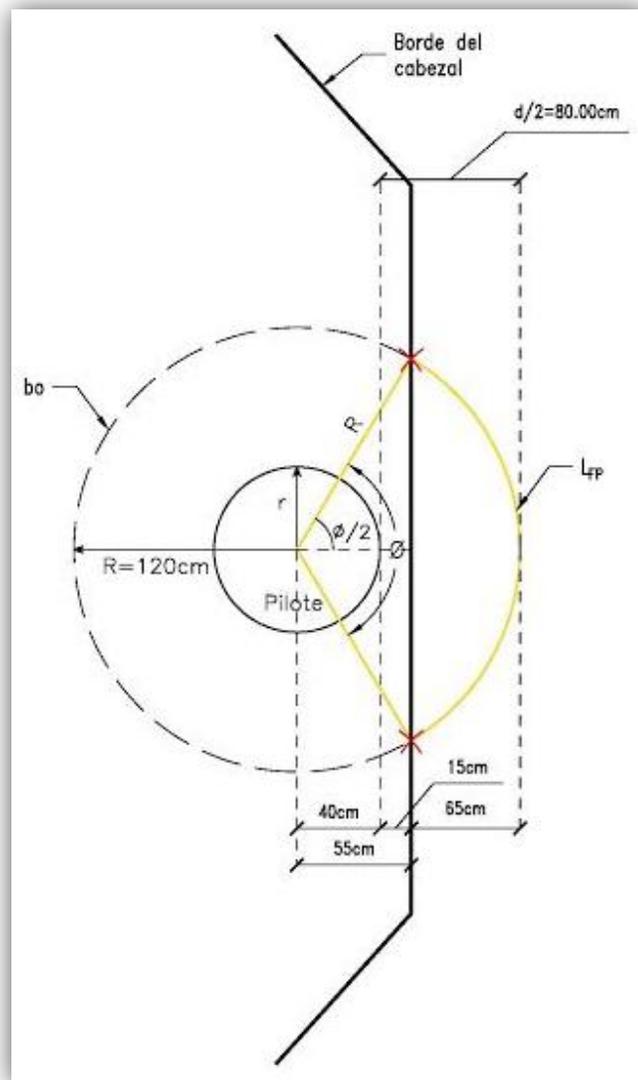


Figura 64: Perímetro del punzonado

Fuente: Autor

- Fuerza cortante por punzonado V_u

En este caso para determinar el valor de la fuerza cortante V_u para el punzonado, se calcula la carga sobre los pilotes nuevamente con las nuevas dimensiones del cabezal definidas por el método de la flexión, es decir se considera el peso del cabezal en función de la altura $d = 160$ cm. Al igual que el chequeo por corte se selecciona el valor del pilote más cargado.

$$P_{23} = 138.509,84 \text{ kg}$$

$$V_u = P_{23} = 138.509,84 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte por punzonado V_c según la norma ACI 318

$$\text{Opción 1: } 2 + \frac{4}{\beta} * \bar{f}_c * b_o * d$$

$$\text{Opción 2: } \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 * \bar{f}_c * b_o * d$$

$$\text{Opción 3: } 4 * \bar{f}_c * b_o * d$$

Para este chequeo la resistencia al corte por punzonado V_c depende de las tres opciones expuestas. Donde $\beta = 1$ debido a que las dimensiones de largo y ancho del cabezal son iguales, $\alpha_s = 30$ por ubicarse el pilote más cargado al borde del cabezal y d la altura del cabezal calculada por corte. Sustituyendo los valores en las ecuaciones se selecciona la opción 3 debido a que la norma ACI 318-14 establece seleccionar la menor de ellas. El resultado de la resistencia al corte por punzonado fue el siguiente:

$$V_c = 4 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 491,18 \text{ cm} * 160 \text{ cm} = 4.970.392,13 \text{ kg}$$

- Chequeo de punzonado

$$4.970.392,13 \text{ kg} > 138.509,84 \text{ kg}$$

$$V_c > V_u \quad \text{ok}$$

2. Chequeo por punzonado del pedestal

Al igual que el área de punzonado del pilote, el área de punzonado del pedestal será calculado a una distancia $d/2$ desde la pared del pilote, pero en relación al borde del pedestal, tomando $d=160$ como altura requerida del cabezal. Para este chequeo el perímetro crítico b_o se determinará en función de la geometría del octágono, para establecer el área crítica del punzonado del cabezal en función del pedestal.

$$d_{\text{punz}} = \frac{160 \text{ cm}}{2} = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Cara del polígono punz} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{\text{Ancho del pedestal}}{2} + d_{\text{punz}}$$

$$\text{Cara del polígono punz} = 2 * \tan 22,5^\circ * \frac{900 \text{ cm}}{2} + 80 \text{ cm} = 439,07 \text{ cm}$$

- Perímetro crítico de punzonado b_o

$$b_o = 8 * 439,07 \text{ cm} = 3.512,56 \text{ cm} \quad (\text{ec.90e})$$

- Fuerza cortante por punzonado V_u considerando solo el peso del pedestal y la combinación de carga en estado ultimo

$$P_{u33} = 2.777.449,50 \text{ kg}$$

$$V_u = P_{33} = 2.777.449,50 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte por punzonado V_c según la norma ACI 318

$$\text{Opción 1: } 2 + \frac{4}{\beta} * \bar{f}_c * b_o * d$$

$$\text{Opción 2: } \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 * \bar{f}_c * b_o * d$$

$$\text{Opción 3: } 4 * \bar{f}_c * b_o * d$$

Al igual que el chequeo por punzonado del pilote, $\beta=1$ debido a que las dimensiones de largo y ancho del cabezal son iguales, para esta oportunidad $\alpha_s=40$ por considerarse el pedestal como una columna interior. Sustituyendo los valores en las ecuaciones se seleccionó la opción 2 y se obtuvo el siguiente resultado de la resistencia al corte por punzonado.

$$V_c = \frac{40 * 160 \text{ cm}}{3.512,56 \text{ cm}} + 2 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} 3.512,56 \text{ cm} * 160 \text{ cm} = 33.963.165,65 \text{ kg}$$

- Chequeo de punzonado

$$33.963.165,65 \text{ kg} > 2.777.449,50 \text{ kg}$$

$$V_c > V_u \quad \text{ok}$$

c. Chequeo por aplastamiento

Considerando el cabezal como un área sometida a compresión se chequea por aplastamiento para pilotes y pedestal siguiendo las ecuaciones expuestas en la norma COVENIN 1.753. Para efectos de este chequeo, la resistencia teórica al aplastamiento B_n debe ser mayor o igual que la carga mayorada de aplastamiento B_u , en función de las superficies conocidas por norma como A_1 y A_2 . La ecuación utilizada para el chequeo por aplastamiento fue la siguiente:

$$\Phi B_n \geq B_u$$

1. Chequeo por aplastamiento de pilotes

El cálculo de la resistencia teórica al aplastamiento B_n se considera a un área cargada A_1 . Para su análisis se evalúo lo establecido en la norma COVENIN 1753, la cual establece que el área de apoyo definida como A_2 si es mucho más ancha que la que transmite la carga, la resistencia teórica al aplastamiento deberá ser multiplicada por Φ , conocido por norma como la relación entre las áreas. A continuación, se presenta el cálculo de B_n cuya ecuación general es la siguiente:

$$\Phi B_n = \Phi(0,85 * f_c * A_1)$$

- Área cargada A_1

$$A_1 = \frac{\pi * \text{diámetro del pilote}^2}{4} = 5.026,548 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.54a})$$

- Área cargada A_2

$$A_2 = \frac{\pi * \text{diámetro del pilote} + 4d^2}{4} = 407.150,41 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.54b})$$

$$A_2 > A_1$$

Para el cálculo de las áreas, debido a que se analiza el aplastamiento del pilote se considero el diámetro del pilote = 80 cm y el valor de $d = 135$ cm como la altura del cabezal designado por el método de la flexión. Debido a que el área de apoyo A_2 es más ancha que el área que transmite la carga, el valor de B_n se multiplico por el valor resultante de la siguiente ecuación.

$$\Phi = \frac{407.150,41 \text{ cm}^2}{5.026,548 \text{ cm}^2} = 9,000 \leq 2 \quad (\text{ec.55})$$

- Resistencia teórica al aplastamiento ΦB_n

$$\Phi B_n = 2 \cdot 0,85 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 5.026,548 \text{ cm}^2 = 2.136.282,9 \text{ kg} \quad (\text{ec.56})$$

- Carga mayorada al aplastamiento B_u considerando el pilote más cargado

$$P_{23} = 138.509,84 \text{ kg}$$

$$B_u = P_{23} = 138.509,84 \text{ kg}$$

- Chequeo por aplastamiento

$$2.136.282,9 \text{ kg} \geq 138.509,84 \text{ kg}$$

$$\Phi B_n \geq B_u \quad \text{ok}$$

2. Chequeo por aplastamiento del pedestal

Tomando como referencia las mismas ecuaciones previstas en el chequeo por aplastamiento del pilote, se realiza el chequeo por aplastamiento con respecto al pedestal, con el propósito de que la resistencia teórica al aplastamiento B_n sea mayor o igual que la carga mayorada de aplastamiento B_u . Para este caso B_u será igual al P_{33} considerando la combinación de carga más desfavorable en estado último con solo el peso del pedestal.

- Carga mayorada al aplastamiento B_u

$$B_u = 2.777.449,50 \text{ kg}$$

- Área cargada A_1

$$A_1 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 636.172,51 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.54a})$$

- Área cargada A_2

$$A_2 = \frac{\pi * D + 4d^2}{4} = 1.862.650,28 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.54b})$$

$$A_2 > A_1$$

En esta ocasión en vista de que el chequeo se realiza en función del pedestal se consideró D = ancho del pedestal y al igual que el chequeo por aplastamiento del pilote, d = 135 cm. Del mismo modo que el chequeo anterior el área del apoyo A_2 es más ancha que el área que transmite la carga, por consiguiente, el valor de B_n fue multiplicado por el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$\Phi = \frac{1.862.650,28 \text{ cm}^2}{636.172,51 \text{ cm}^2} = 1,711 \leq 2 \quad (\text{ec.55})$$

- Resistencia teórica al aplastamiento ΦB_n

$$\Phi B_n = 1,711 * 0,85 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 636.172,51 \text{ cm}^2 = 231.304.372,5 \text{ kg} \quad (\text{ec.56})$$

- Chequeo por aplastamiento

$$231.304.372,5 \text{ kg} \geq 2.777.449,50 \text{ kg}$$

$$\Phi B_n \geq B_u \quad \text{ok}$$

4.3.3.4. Acero por flexión

Determinada la dimensión del cabezal a través del método de la flexión y cumpliendo con cada uno de los chequeos que deben realizarse según el método aplicado, se calculó el acero de refuerzo requerido en esa área. La función de este acero es contrarrestar cualquier tipo de fisuración que se presente en el miembro a

causa de una fuerza a tracción. Para conocer la cantidad mínima de acero de refuerzo a flexión se calculó la cuantía mínima a través de la siguiente ecuación:

- Cuantía mecánica

$$\rho=0,85* 1- 1-\frac{2*27.383.547 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{0,85*250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} *100 \text{ cm}*160 \text{ cm}^2} =0,044 \quad (\text{ec.57})$$

- Acero principal

Para el acero principal del cabezal se consideró la cantidad mínima de refuerzo obtenida a través de la cuantía y se asumió 100% del acero de refuerzo calculado para otorgarle mayor ductilidad e incrementar la capacidad resistente del miembro. Para efectos de cálculo se analizó el acero principal considerando un $f_y= 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $f_c= 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ mediante la ecuación conocida para calcular el acero requerido por flexión.

$$A_{S_{\text{principal}}} = \frac{0,044*250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} *100 \text{ cm}*160 \text{ cm} = 41,905 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.58})$$

Tabla 41:

Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. Acero principal por flexión

Diámetro cm		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
		N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°11
7	A=	10,14	18,14	28,29	40,71	55,43	72,43	143,86
7	P=	42,71	57,00	71,29	85,57	99,71	114,00	160,71
8	A=	8,88	15,88	24,75	35,63	48,50	63,38	125,88
8	P=	37,38	49,88	62,18	74,88	87,25	99,75	140,63
9	A=	7,89	14,11	22,00	31,67	43,11	56,33	111,89
9	P=	33,22	44,33	55,44	66,56	77,56	88,67	125,00
10	A=	7,10	12,70	19,80	28,50	38,88	50,70	100,70
10	P=	29,90	39,90	49,90	49,92	69,80	79,80	112,50

Fuente: Arnal (1.992). Editada por el autor.

El resultado del área de acero corresponde a un metro lineal, por lo tanto, se distribuirán las barras en modo de malla, de cabillas $\phi 7/8''$ con separación de 9 cm que equivalen a un área de $43,11 \text{ cm}^2$ por metro lineal en relación a la tabla 41. Para calcular la cantidad de barras de acero principal en todo el cabezal se procedió a multiplicar la cantidad de cabilla por metro lineal, por longitud del cabezal menos el recubrimiento (16,85 m) dando como resultado un total de 186 cabillas.

- Acero superior

Para el acero superior se analizó el 30% del acero principal requerido y el acero de refuerzo para controlar la retracción del fraguado del concreto. Para su selección se evaluó el mayor de ellos en función del requisito que establece la norma COVENIN 1.753, de “garantizar la integridad estructural que globalmente mejora la ductilidad y la estabilidad de la estructura”, el acero definido se dispuso en forma de malla, cabillas $\phi 7/8''$ con separación de 13 cm con respecto a un área de $29,85 \text{ cm}^2$, tal como se muestra en la tabla 42.

$$A_{S_{\text{superior}}} = 30\% * 41,905 \text{ cm}^2 = 12,572 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{retracción}}} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 160 \text{ cm}^2 = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{superior}}} = A_{S_{\text{retracción}}}$$

Tabla 42:

Áreas y perímetros de barras por metro de ancho de losa. As por retracción y fraguado

Diámetro		3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
	cm	N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°11
	separación							
13	A=	5,46	9,77	15,23	21,92	29,85	39,00	77,46
13	P=	23,00	30,69	38,38	46,08	53,69	61,38	86,54
14	A=	5,07	9,07	14,14	20,36	27,71	36,21	71,93
14	P=	21,36	28,50	35,64	42,79	49,86	57,00	80,36
15	A=	4,73	8,47	13,20	19,00	25,87	33,80	67,13
15	P=	19,93	26,60	33,27	39,93	46,53	53,20	75,00

Fuente: Arnal (1.992). Editada por el autor.

Para calcular la cantidad de barras de acero superior en todo el cabezal se procedió a multiplicar la cantidad de cabilla por metro lineal, por la longitud del cabezal menos el recubrimiento (16,85 m) dando como resultado 136 cabillas. Posteriormente, en vista de que la altura del cabezal supera los 75 cm se colocara una armadura adicional en el medio del miembro conocida como Acero de paramento A_{sp} o armadura longitudinal de piel, la misma debe tener por lo menos el 10% del Acero principal. La función de este refuerzo es el de evitar las fisuras que pueden aparecer por encima del acero principal, considerando el 30% del acero principal así como también el tipo de barras que se utilizó en la misma.

4.3.3.5. Chequeo de los pernos de anclaje

Considerando 56 pernos preinstalados tipo A 307-grado A, de diámetro 3" con cabeza hexagonal separados a 44,86 cm, con una longitud de 2,3 m (según datos suministrados por el fabricante del equipo) y embebida en el concreto (hef) de 1,27 m, se procedió a chequear la tensión a tracción y compresión que soportaran los pernos de la torre desmetanizadora. La tensión a tracción deberá ser menor o igual a la resistencia admisible del mismo de acuerdo al valor suministrado por la norma COVENIN 1618-99 "Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites".

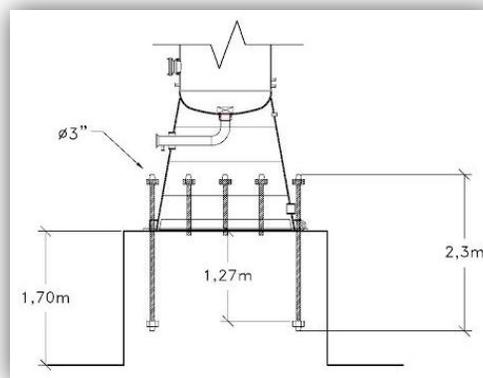


Figura 65: Dimensión de los pernos de anclaje
Fuente: Autor

a. Tensión a tracción que soportaran los pernos de la torre (T_p)

Para el cálculo de T_p se consideró el momento máximo de volcamiento en la base del recipiente M , el peso de operación del recipiente W , el diámetro del círculo de pernos BC y el número de pernos de anclaje N . En el caso del cálculo de la tensión admisible del perno, se determinó su valor en relación a la resistencia teórica $F_u = 3.160 \text{ kg/cm}^2$ que corresponde al 75% de la resistencia del perno a tracción, así como también el área del círculo de pernos A_{perno} y al factor de minoración de la resistencia teórica ϕ que establece la norma COVENIN 1618 según la calidad del perno del anclaje. Mientras que para el cálculo de P_u , se uso como referencia el brazo de palanca LA a $2/3$ del círculo de los pernos de anclaje.

$$T_p = \frac{4 * 7.754.364,646 \text{ kg} * \text{m}}{7,996 \text{ m} * 56} - \frac{823.700 \text{ kg}}{56} = 54.561,10507 \text{ kg} \quad (\text{ec.59})$$

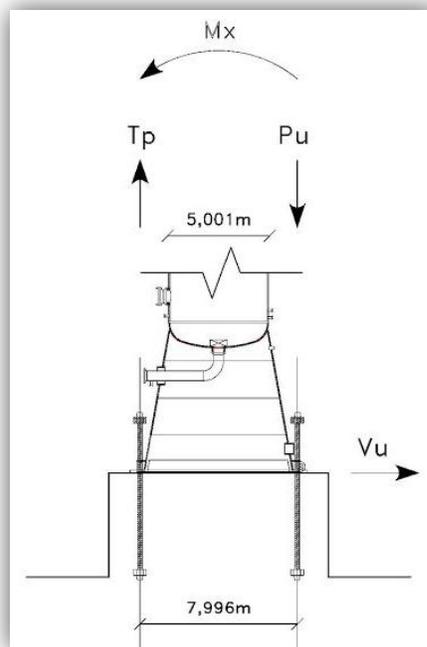


Figura 66: Representación grafica de las tensiones
Fuente: Autor

- Tensión admisible del perno A 307 (T_{adm})

$$T_{adm} = F_u * A_{perno} * \phi$$

$$T_{adm} = 3.160 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{\pi * 7,62 \text{ cm}^2}{4} * 0,75 = 108.080,71 \text{ kg}$$

- Verificación de la resistencia de tensión de los pernos de anclaje

$$T_{adm} \geq T_p$$

$$108.080,71 \text{ kg} \geq 54.561,10507 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

- b.** Tensión a compresión que soportaran los pernos de la torre (P_u)

$$P_u = \frac{7.754.364,646 \text{ kg} * \text{m}}{\frac{2}{3} * 7,996 \text{ m}} + \frac{0,9 * 823.700 \text{ kg}}{2} = 1.866.520,706 \text{ kg} \quad (\text{ec.60})$$

- c.** Resistencia a la tracción de diseño

Tal como lo establece la norma ACI 318-14, la resistencia de un grupo de anclaje se encuentra determinada por la rotura del concreto y los mismos deben diseñarse en función de los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas. Verificando en primer lugar que la distancia crítica al borde para pernos con cabeza ($1,5 * h_{ef}$) sea mayor a la separación entre los anclajes, se procedió a calcular la resistencia de un anclaje a tracción.

$$\text{Distancia crítica al borde} = 1,5 * h_{ef}$$

$$\text{Distancia crítica al borde} = 1,5 * 1,27 \text{ m} = 1,905 \text{ m}$$

separación entre pernos < distancia crítica al borde para pernos con cabeza

$$0,4486 \text{ m} < 1,905 \text{ m} \quad \text{OK}$$

- Resistencia del acero de un grupo de anclaje en tracción (N_{sa})

En este caso la resistencia en tracción se obtuvo considerando las propiedades del material del anclaje, seleccionando de la tabla 43 el área efectiva del anclaje (f_{uta}) de ASTM A307 de grado A igual a $4.218,288 \text{ kg/cm}^2$ según datos suministrado por el fabricante del equipo y las dimensiones físicas del mismo (A_{se} , N) (ver tabla 19) en relación al diámetro del anclaje igual a 3", deduciendo así la resistencia del elemento a través de la siguiente expresión establecida por la norma ACI 318-14.

$$N_{sa} = 56 * 38,516 \text{ cm}^2 * 4.218,288 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 9.098.408,514 \text{ kg} \quad (\text{ec.61})$$

- d.** Resistencia al arrancamiento del concreto (N_{cbg})

Para determinar la resistencia de arrancamiento del concreto en tracción en primer lugar se halló el valor del área proyectada de la superficie de falla A_{Nc} , considerando la base del pedestal al proyectar la superficie de falla hacia fuera a $1,5 * h_{ef}$ partiendo desde el eje de los anclajes y valor de A_{Nco} siendo este último el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1,5 * h_{ef}$, esto según lo establece la norma ACI 318-14. De la misma manera en la ecuación 62 se hallaron y sustituyeron los factores de modificación, los cuales se desglosaran a continuación.

- Área proyectada de la superficie de falla (A_{Nc})

Analizando la proyección de la superficie de falla del grupo de anclaje en relación con la base del pedestal, se calculó un diámetro equivalente d_{eq} considerando el área del pedestal A_p y para la ecuación general la cantidad de los pernos de anclaje n , permitiendo así conocer la proyección de falla. Es importante destacar que el valor de A_{Nc} no deberá exceder el valor calculado de nA_{Nco} .

- Diámetro equivalente d_{eq}

$$d_{eq} = \frac{\sqrt{4 \cdot A_p}}{\pi} \quad (\text{ec.91})$$

$$d_{eq} = \frac{4 \cdot \frac{8 \cdot 372,8 \text{ cm} \cdot \frac{900 \text{ cm}}{2}}{2}}{\pi} = 924,335 \text{ cm}$$

$$A_{Nc} = \frac{\pi \cdot d_{eq}^2}{4 \cdot n} \quad (\text{ec.92})$$

$$A_{Nc} = \frac{\pi \cdot 924,335 \text{ cm}^2}{4 \cdot 56} = 11.982,865 \text{ cm}^2$$

- Área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1,5 \cdot h_{ef}$ (A_{Nco})

$$A_{Nco} = 9 \cdot 1,27 \text{ cm}^2 = 145,161 \text{ cm}^2 \quad (\text{ec.63})$$

Para conocer si A_{Nc} excede o no el valor de nA_{Nco} se determinó la cantidad de pernos de anclaje que resisten a tracción y a compresión. Ejemplificando el comportamiento de los mismos en el diagrama de la figura 67 se puede apreciar que 41 pernos trabajan a tracción ubicados dentro del límite de J_u y 15 trabajan a compresión una vez fijado el punto donde es aplicada P_u . Para el cálculo de J_u fue necesario conocer la distancia desde el perno al equipo d_{pe} como eje de referencia, un espesor de 1" de la placa de fijación desde el elemento sujetado, el diámetro del círculo de pernos BC y el diámetro del recipiente, quedando las expresiones de la siguiente manera:

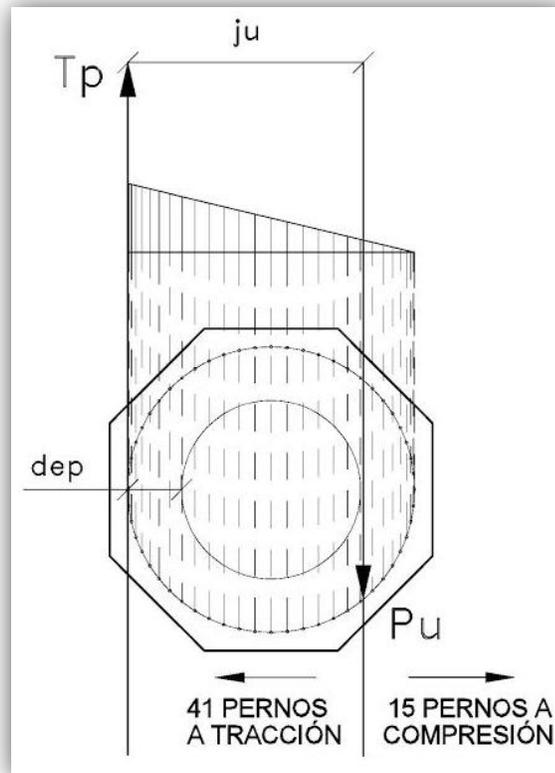


Figura 67: Representación grafica de los pernos a tracción y a compresión
Fuente: Autor

- Distancia desde el perno al equipo

$$d_{ep} = \frac{BC\text{-diámetro del equipo}}{2} \quad (\text{ec.93a})$$

$$d_{ep} = \frac{7,996 \text{ m} - 5,001 \text{ m}}{2}$$

$$d_{ep} = 1,498 \text{ m}$$

- Distancia Ju

$$ju = d_{eq} + \text{diámetro del quipo} + 0,025 \text{ m} \quad (\text{ec.93b})$$

$$ju = 1,498 \text{ m} + 5,001 \text{ m} + 0,025 \text{ m}$$

$$j_u = 6,524 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$A_{Nc} \leq n A_{Nco}$$

$$11.982,865 \text{ cm}^2 \leq 41 * 145.161 \text{ cm}^2$$

$$11.982,865 \text{ cm}^2 \leq 5.951.601 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

- Excentricidad de la fuerza resultante a tracción e'_N

$$e'_N = \frac{BC}{2} - (j_u - LA) \quad (\text{ec.94})$$

$$e'_N = \frac{7.996 \text{ mm}}{2} - (6.542 \text{ mm} - 5.330,67 \text{ mm})$$

$$e'_N = 2.804,67 \text{ mm}$$

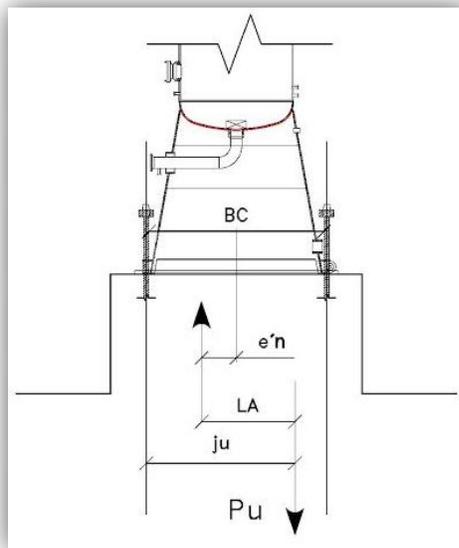


Figura 68: Representación gráfica de la excentricidad y distancias resultantes a tracción
Fuente: Autor

En el cálculo de un grupo de anclaje sometido a cargas excéntricas solamente los anclajes en tracción deben ser considerados para determinar tal excentricidad con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tracción, por lo que fue considerada la distancia j_u y el brazo de palanca LA , la cual se puede apreciar gráficamente en la figura 68:

- Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción ($\Psi_{ec,N}$)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 * 2.804,67 \text{ mm}}{3 * 1.270 \text{ mm}}} \quad (\text{ec.64})$$

$$\Psi_{ec,N} = 0,404$$

- Factor de modificación de efectos de borde para grupos de anclajes en tracción ($\Psi_{ed,N}$)

Considerando que la distancia mínima al borde $C_{a, \min}$ sea menor a $1,5d$ utilizando para su cálculo el diámetro equivalente del pedestal y el diámetro del círculo de pernos, se calculó el factor de modificación de efectos de borde a través de la siguiente ecuación. Destacando además un factor de modificación $\Psi_{c, N}=1,25$ para anclajes preinstalados donde el análisis señala que no hay fisuración del concreto y un factor de modificación $\Psi_{cp, N}=1$ asumido, en vista de que el factor solo corresponde a anclajes postinstalados y no es aplicable en este caso.

- Distancia mínima al borde $C_{a, \min}$

$$C_{a, \min} = \frac{9.243,35 \text{ mm} - 7.996 \text{ mm}}{2} \quad (\text{ec.66})$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \frac{623.675 \text{ mm}}{1,5 * 1.270 \text{ mm}} = 0,79 \quad (\text{ec.65})$$

- Resistencia básica al arrancamiento del concreto (N_b)

En este caso la resistencia al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado se determinó en función de los valores: $k_c=24$ para anclajes preinstalados y del factor de modificación $\lambda_a=1$ para concreto de peso liviano en anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto, esto según la norma ACI 318-14.

$$N_b = 24 * 1 * \sqrt{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 127 \text{ cm}^{1.5} \quad (\text{ec.67})$$

$$N_b = 543.108,785 \text{ kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{11.982,865 \text{ cm}^2}{145.161 \text{ cm}^2} * 0,404 * 0,79 * 1,25 * 1 * 543.108,785 \text{ kg} = 17.886,115 \text{ kg} \quad (\text{ec.71})$$

e. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado (N_{pn})

Para poder obtener la resistencia por deslizamiento por tracción de un perno se asumió el valor de $\Psi_{c,p}$ siendo éste factor de 1,4 para anclajes ubicados en la región de concreto. Seguidamente, se halló N_p , permitiendo conocer la carga a la cual ocurre la falla del concreto por aplastamiento como consecuencia de la cabeza del anclaje, por lo que se utilizó la superficie de apoyo de la tuerca hexagonal del perno de 3” (A_{brg}) tal como se muestra en la siguiente ecuación.

$$N_p = 8 * 73,909 \text{ cm}^2 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ec.69})$$

$$N_p = 147.818 \text{ kg}$$

$$N_{pn} = 1,4 * 147.818 \text{ kg} = 206.945,2 \text{ kg} \quad (\text{ec.68})$$

f. Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza (N_{sb})

Para un grupo de anclajes con cabeza que en general son anclajes preinstalados, se calculó considerando las distancia s entre los pernos de anclaje y el valor de la distancia mínima al borde $C_{a, \min}$ anteriormente designado, utilizando además la resistencia de un solo anclaje N_{sb} , el factor de modificación $\lambda_a=1$ para falla en el concreto y la superficie de apoyo de la tuerca hexagonal del anclaje A_{brg} .

- Resistencia de un solo anclaje

$$N_{sb} = 160 * 62,37 \text{ cm} * \sqrt{73,909 \text{ cm}^2 * 1} * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ec.71})$$

$$N_{sb} = 1.356.483,121 \text{ kg}$$

$$N_{sbg} = 1 + \frac{44,86 \text{ cm}}{6 * 62,37 \text{ cm}} * 1.356.483,121 \text{ kg} = 1.519.092,904 \text{ kg} \quad (\text{ec.70})$$

Con el fin de reducir las resistencias calculadas, para el caso de la resistencia del acero relacionada directamente con el tipo de material del anclaje y las demás resistencias analizadas ante las cargas a tracción, considerando que no existe refuerzo suplementario, fueron afectadas por factores de reducción ϕ de 0,75 y 0,70 respectivamente. Una vez reducidas, para determinar cuál de las resistencias predomina más en el diseño, fue seleccionada la menor de ellas y designada como ϕN_n (Resistencia nominal en tracción) y a su vez se verificó que su valor no superara al de la carga a tracción T_p .

Tabla 43:
Resistencia nominal en tracción

RESISTENCIAS	FACTOR			
	ϕ			
Del acero	0,75	N_{sa}	6.824.160,72	kg
Arrancamiento del concreto	0,7	N_{cbg}	12.520,28	kg
Extracción de un anclaje	0,7	N_{pn}	144.861,64	kg
Desprendimiento lateral del concreto	0,7	N_{sbg}	1.063.365,03	kg

Fuente: Autor

- Selección de la resistencia a tracción de diseño. Considerando el 75% de la resistencia más desfavorable.

$$\phi N_n = N_{cbg}$$

$$\phi N_n < T_p$$

$$0,75 * 12.520,28 \text{ kg} < 54.561,105 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

g. Resistencia al corte de diseño

Es muy poco usual el que sobre los pernos de anclaje actué la acción por corte ya que por lo general la carga es resistida por la fricción a consecuencia del momento de volcamiento. Sin embargo, considerando la resistencia a la fricción V_f con coeficiente $\mu=0,55$ y $\phi=0,75$, se analizó si la cortante V_u obtenida a través del cálculo de la acción sísmica resiste por fricción cumpliendo con que $V_u \leq \phi V_f$.

- Resistencia a la fricción

$$\phi V_f = 0,75 * 0,55 * 1.866.520,706 \text{ kg} \quad (\text{ec.72})$$

$$\phi V_f = 769.939,7912 \text{ kg}$$

$$204.331 \text{ kg} \leq 769.937,7912 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

h. Refuerzo para pernos de anclaje

Considerando que el refuerzo para pernos de anclaje por lo general solo se utiliza para anclajes preinstalados, según la norma ACI 318-14, se procedió a su cálculo, el cual consistió en estribos # 6 colocado lo más cerca posible de los anclajes. Tal como lo establece la norma al dimensionar el refuerzo se designó un factor de reducción $\phi=0,75$, la cantidad de número de anclajes $n=56$ y la fuerza a tracción T_p previamente analizada.

$$A_s = 56 * \frac{54.561,105 \text{ kg}}{0,90 * 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \quad (\text{ec.73})$$

$$A_s = 808,313 \text{ cm}^2$$

Seleccionando para el refuerzo de anclaje cabilla de $\frac{3}{4}$ "-#6 y considerando su área de acero de $2,85 \text{ cm}^2$ se obtuvieron 314 cabillas ubicadas y separadas entre ellas a 8 cm perimetralmente alrededor del círculo de pernos, contando con una separación entre perno y refuerzo de $0,5 * h_{ef}$ según norma ACI 318 y destacando además que el diámetro del círculo del refuerzo de pernos DCRP fue designado a 829,6 cm determinado a través de la ecuación del DCRP y representado en la figura 69.

- Perímetro del círculo de pernos (P_{cp})

$$P_{cp} = \pi * D$$

$$P_{cp} = \pi * 7,996 \text{ m} = 25,120 \text{ m} \approx 2.512 \text{ cm}$$

- Separación entre estribos (S_{ep})

$$S_{ep} = \frac{P_{cp}}{\#cabillas}$$

$$S_{ep} = \frac{2.512 \text{ cm}}{314\emptyset} = 8 \text{ cm}$$

- Diámetro del círculo del refuerzo de pernos

$$DCRP = (799,6 \text{ cm} + 2) * 15 \text{ cm} \quad (\text{ec.74})$$

$$DCRP = 829,6 \text{ cm}$$

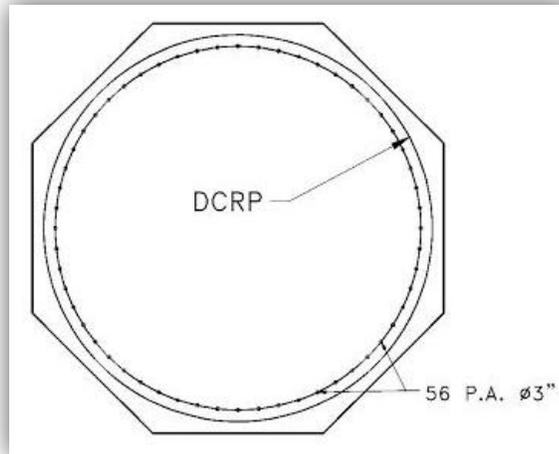


Figura 69: Representación grafica del diámetro del círculo del refuerzo de pernos
Fuente: Autor

- Desarrollo de las barras corrugadas con cabeza a tracción

Permitiendo a través del análisis de la longitud de desarrollo conocer la longitud del refuerzo de pernos, se seleccionó un desarrollo de 15,24 cm deducida de las siguientes ecuaciones. El valor de la longitud de desarrollo fue sumado a la longitud del perno embebida en el concreto $h_{ef} = 127 \text{ cm}$ menos el recubrimiento del concreto (7,5 cm), quedando así la longitud del refuerzo de pernos igual a 134,74 cm $\approx 135 \text{ cm}$.

$$\mathbf{a.} \quad \frac{0,016 * f_y * \Psi_e}{f_c} * d_b$$

$$\frac{0,016 * 4.200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,2}{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 1,905 \text{ cm} = 9,71 \text{ cm}$$

Dónde:

$$F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Psi_e = 1.2$$

$$F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = \frac{3}{4}'' \text{ (asumido)}$$

b. $8 \cdot d_b$

$$8 \cdot 1,905 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm}$$

c. 6 pulg

$$15,24 \text{ cm}$$

En la siguiente figura se puede apreciar gráficamente como quedaron ubicados los refuerzos de los pernos de anclaje, su longitud, definida a través de la suma entre la longitud de desarrollo previamente calculada más la longitud del perno embebida en el concreto, así como también la separación entre perno y refuerzo, la cual cumple con la condición de ser menor a $0,5 \times h_{ef}$ según la norma ACI 318.

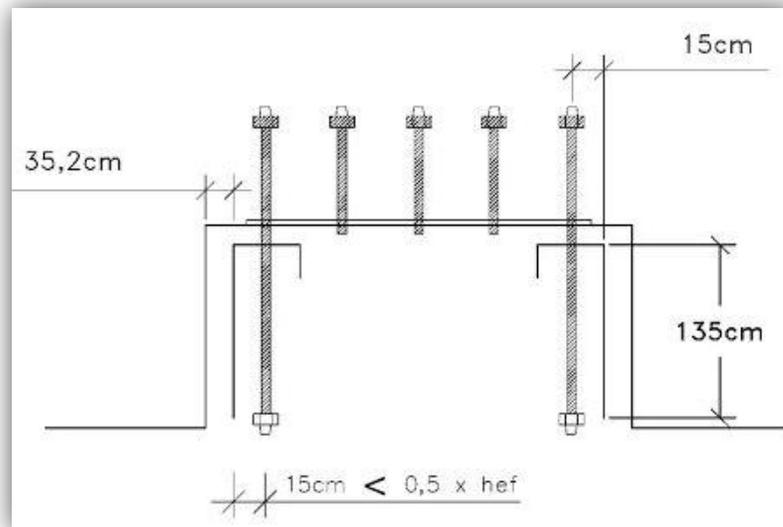


Figura 70: Representación grafica de los refuerzos de pernos

Fuente: Autor

4.4. Verificación de los cálculos analíticos a través del programa comercial STAAD.Pro v8i.

Con el propósito de verificar que los resultados de las acciones sísmicas que actúan sobre la estructura, obtenidos en los cálculos analíticos a través del método de superposición modal-método dinámico, son confiables, se compararon con los resultados adquiridos por medio del uso del programa comercial STAAD. Pro V8i. El motor de análisis del programa se basa en la respuesta dinámica de la estructura a la fundación, utilizando como modelo matemático el método de los elementos finitos para discretizar la estructura permitiendo conseguir resultados más cercanos a la realidad, esto; en relación a su comportamiento ante las cargas que será expuesta. La verificación se presenta a través de tablas comparativas en donde se observa el comportamiento de cada uno de los análisis de la torre Desmetanizadora. Luego de realizar los procedimientos expuesto en el punto anterior, se observaron los siguientes resultados.

a. Análisis dinámico-Cálculos analíticos

La torre desmetanizadora fue discretizada en diez (10) niveles y modelada como un sistema de masas concentradas y distribuidas en cada nivel, considerando para la distribución de las masas por nivel el peso en operación del equipo y permitiendo plantear el equilibrio dinámico en cada masa en forma matricial, luego para conocer la frecuencia natural con la que la estructura podrá vibrar de forma natural, se determinaron los periodos de frecuencia y los modos de vibración para indicar la forma de la deformada que se produce en la estructura a causa de esas frecuencias sísmicas. Una vez conocido los modos con sus respectivos desplazamientos, se calcularon las fuerzas sísmicas por modo y a la final la sumatoria algebraica de las fuerzas con sus momentos dio como resultado las acciones sísmicas. Se presenta a continuación un resumen de los cálculos.

- Masas por nivel

Tabla 27
Cálculo de las masas concentradas por nivel

NIVEL	LONG (M)	MASA POR NIVEL (kg)
1	7,503	102.917,92
2	5	68.584,51
3	5	68.584,51
4	5	68.584,51
5	7,554	103.617,48
6	9,224	126.524,71
7	9,224	126.524,71
8	2,22	30.451,52
9	7,07	96.978,50
10	2,255	30.931,62

Fuente: Autor

- Modos de vibración

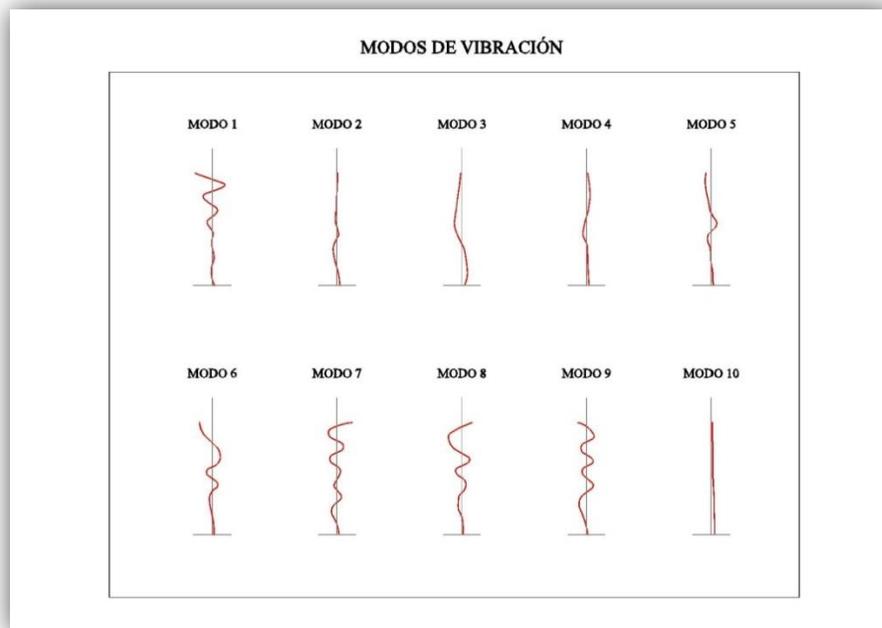


Figura 39: Representación gráfica de los modos de vibración por nivel
Fuente: Autor

Tabla 33:

Calculo total de las fuerzas y momentos en la base

Modo	F (kg)	(F)²=V (kg)	M (kg.m)
1	30.361,21	921.803.072,66	225.712,37
2	45,03815	2.028,43	4.762,42
3	52.414,49	2.747.278.761,96	360.835,76
4	13.907,84	193.428.013,47	180.525,51
5	5.526,04	30.537.129,13	-41.226,16
6	2.601,29	6.766.704,46	-31.792,29
7	30.214,56	912.919.635,99	224.266,99
8	175,426	30.774,28	627,17875
9	54,99226	3.024,15	417,8843
10	192.194,10	36.938.572.074,81	8.505.612,40

Fuente: Autor

- Corte y momento en la base

Tabla 44:

Resultados de las acciones sísmicas calculo analítico

	CORTANTE		MOMENTO	
CALCULOS ANALÍTICOS	204.331,43	kg	8.521.279,83	kg.m

Fuente: Autor

b. Software STAAD Pro

Para el caso del programa STAAD pro, la estructura fue discretizada en 62 niveles a través de mallas de elementos finitos, para un mejor análisis se distribuyeron los niveles de la torre en grupos (falda, cuerpo, cuello y cabeza). El

método empleado para el análisis fue el método dinámico CQC “Combinación Cuadrática Completa”, permitiendo obtener valores más probables de deslizamiento y fuerzas actuantes. En relación a los modos de vibración, se trabajó hasta el modo 150, aun cuando en el modo 135 se pudo precisar que cumple con el 90% de masa participativa asociada a la masa total de la estructura, en cada dirección de análisis según los establece la Norma PDVSA 90615.1.013. “Cargas Sísmicas en Recipientes Verticales, Chimeneas y Torres”.

Por consiguiente, en la tabla 45 se puede apreciar la fuerza cortante obtenida a través del programa así como también el porcentaje de masa participativa en relación al último modo analizado. Para el caso de la tabla 46 se puede identificar el momento sobre el origen igual a 7.349.635,19 kg.m seleccionando su valor considerando el primer modo de vibración por ser este el más desfavorable.

Tabla 45:
Fuerza Cortante

MODO	MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT						BASE SHEAR IN KG		
	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
140	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
141	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
142	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
143	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
144	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
145	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
146	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
147	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
148	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
149	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
150	0,00	0,00	0,00	96,076	92,025	96,078	0,00	0,00	0,00
				TOTAL	SRSS	SHEAR	170.219,06	0	0
				TOTAL	10PCT	SHEAR	192.892,47	0	0
				TOTAL	ABS	SHEAR	299.276,78	0	0
				TOTAL	CQC	SHEAR	193.052,42	0	0

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

Tabla 46:
Momento sobre el Origen

MODAL BASE ACTIONS		FORCES IN KG			LENGTS IN METER		
MODE	PERIOD	FX	FY	MOMENTS ARE ABOUT THE ORIGIN			
				FZ	MX	MY	MZ
1	0,803	159.066,55	0,00	57.398,70	2.652.094,45	0,00	7.349.635,19
2	0,803	20.708,78	0,00	-57.394,63	-2.651.906,54	0,00	-.956.844,65
3	0,134	47.489,05	0,00	27.384,51	414.005,98	0,00	-.717.951,55
4	0,134	15.791,25	0,00	-27.384,51	-414.005,98	0,00	-.238.736,10
5	0,125	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,125	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,111	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,111	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,091	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,070	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,070	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,055	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,052	764,28	0,00	-.4.114,58	-.40.248,57	0,00	-.7.476,10
14	0,052	22.151,39	0,00	4.114,58	40.248,57	0,00	-.216.683,51
15	0,046	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,046	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17	0,044	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	0,044	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	0,043	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,043	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	0,040	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	0,040	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23	0,370	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24	0,370	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

Seguidamente se presenta una tabla comparativa donde se muestran los resultados adquiridos en ambos análisis, así como también los resultados suministrados por el fabricante en cuanto a los valores de cortante y momento en la base del equipo que serán aplicados a la fundación. Es importante destacar que los resultados a presentar corresponden al diseño detallado de fuerza-resistencia sísmica es decir, al análisis dinámico que se le aplicó a estructura para conocer su

comportamiento ante una acción sísmica, por ser la que originó la reacción más desfavorable de la estructura al ser aplicada esta fuerza.

Tabla 47:

Comparación de los cálculos analíticos con el programa STAAD Pro y datos suministrados por el fabricante

COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS				
	CORTANTE		MOMENTO	
CALCULOS ANALÍTICOS PROGRAMA	204.331,43	kg	8.521.279,83	kg.m
FABRICANTE	193.058,26	kg	7.349.635,19	kg.m
	192.726,32	kg	7.725.879,89	kg.m

Fuente: Autor

Tabla 48:

Comparación de los resultados de los cálculos analíticos con el programa STAAD pro

PORCENTAJE DE DIFERENCIA		
	CORTANTE	MOMENTO
CALCULOS ANALÍTICOS PROGRAMA	5,52%	13,47%

Fuente: Autor

Tabla 49:

Comparación de los cálculos analíticos con los datos suministrados por el fabricante

PORCENTAJE DE DIFERENCIA		
	CORTANTE	MOMENTO
CALCULOS ANALÍTICOS FABRICANTE	5,78%	9,33%

Fuente: Autor

4.4.1. Modelado con el software

- a. Se especifico el nombre del archivo, unidades con las que se trabajo y se identifico la manera en cómo se trabajo el modelado, si es en el plano o en el espacio.

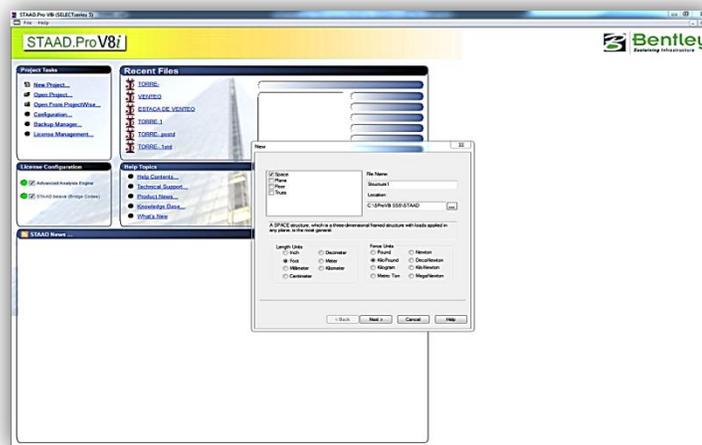


Figura 73: Identificación de los datos
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- b. Se selecciono el método dinámico para construir la geometría del pórtico debido a la restricción de la altura del equipo.

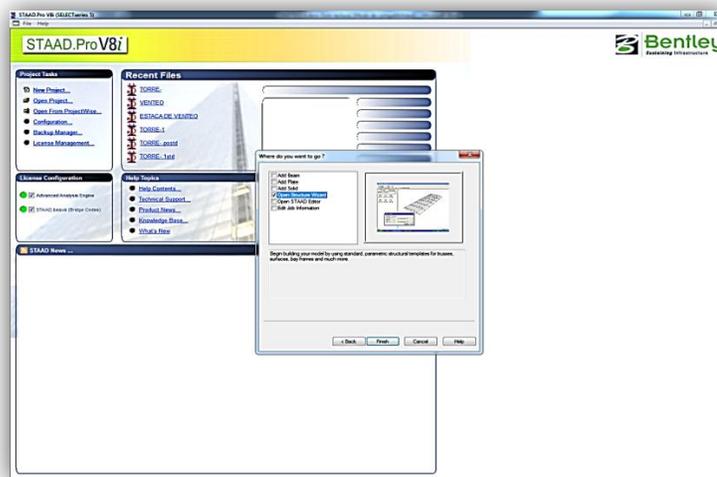


Figura 74: Selección del método utilizado
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- c. Tomando como referencia la figura del equipo, el tipo de estructura seleccionada fue la cilíndrica

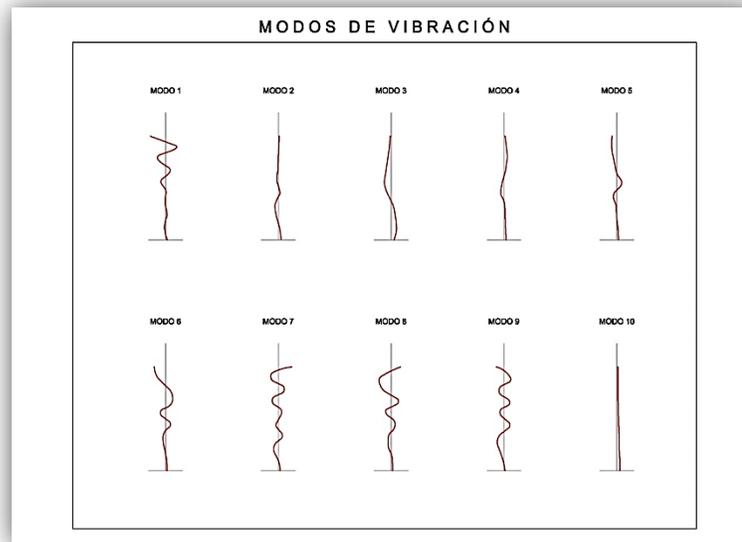


Figura 75: Selección del tipo de figura del equipo
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- d. En este punto se consideraron los datos suministrados por el fabricante para especificar las dimensiones de la torre (diámetro y secciones)

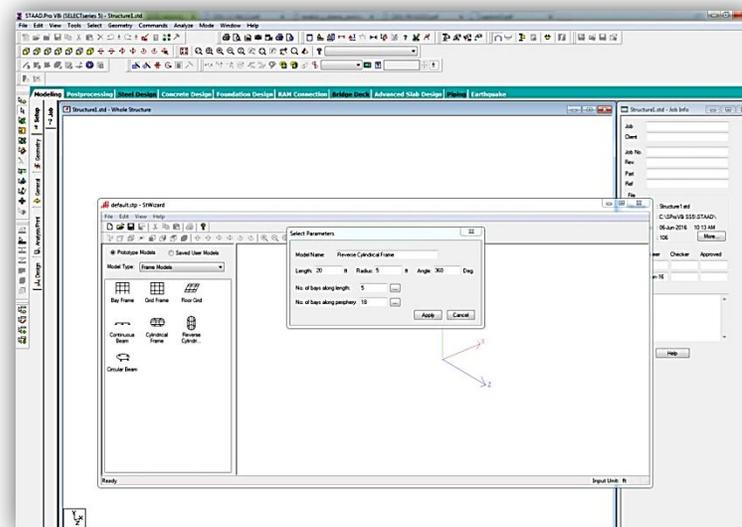


Figura 76: Especificación de los datos de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

e. Introducción de la geometría de la Torre al STAAD PRO. Se crearon mallas de elementos finitos para discretizar la estructura en un total de 62 niveles, estructurados de la siguiente manera:

- Falda: 9 niveles
- Cuerpo: 43 niveles
- Cuello: 2 niveles
- Cabeza: 8 niveles

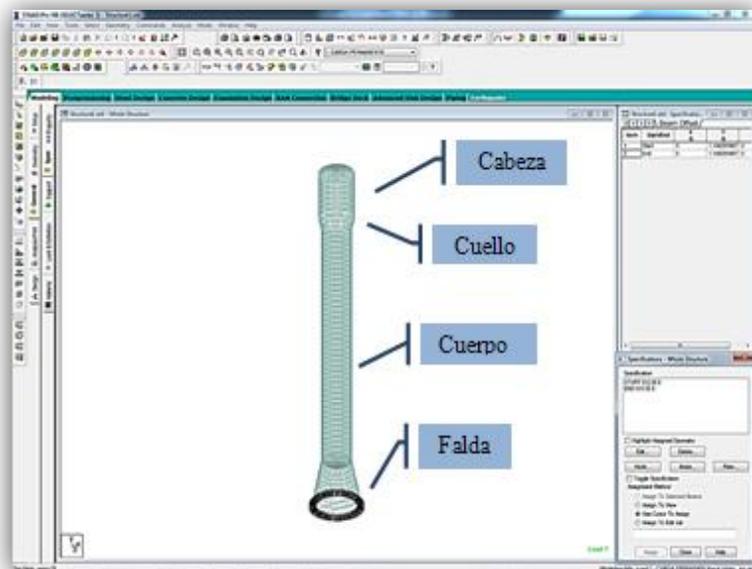


Figura 77: Discretización del equipo según su forma
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

f. Se seleccionaron y crearon 7 cargas básicas aplicadas a la torre, las mismas fueron:

1. Carga permanente
2. Carga operación
3. Carga por prueba hidrostática
4. Carga por viento
5. Carga sísmica en X
6. Carga sísmica en Y

7. Carga sísmica en Z

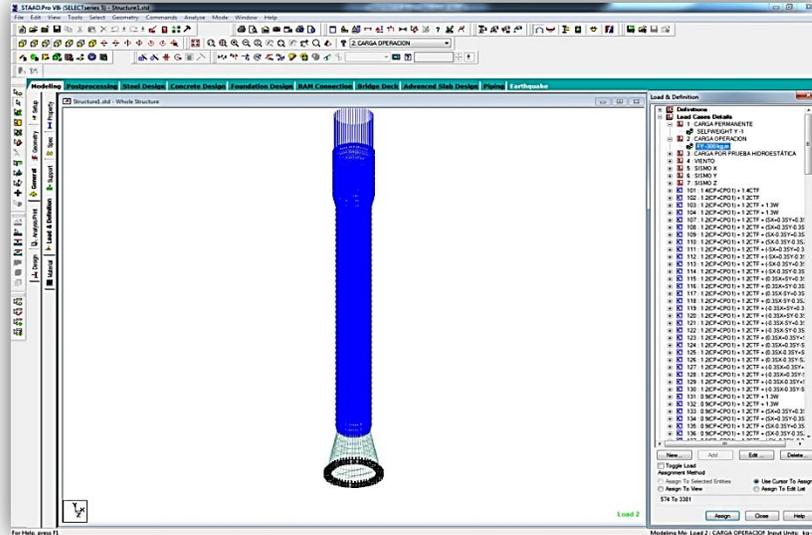


Figura 78: Selección de las cargas básicas
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- g. Se le determinaron 876 combinaciones diferentes en relación a las cargas básicas previamente designadas.

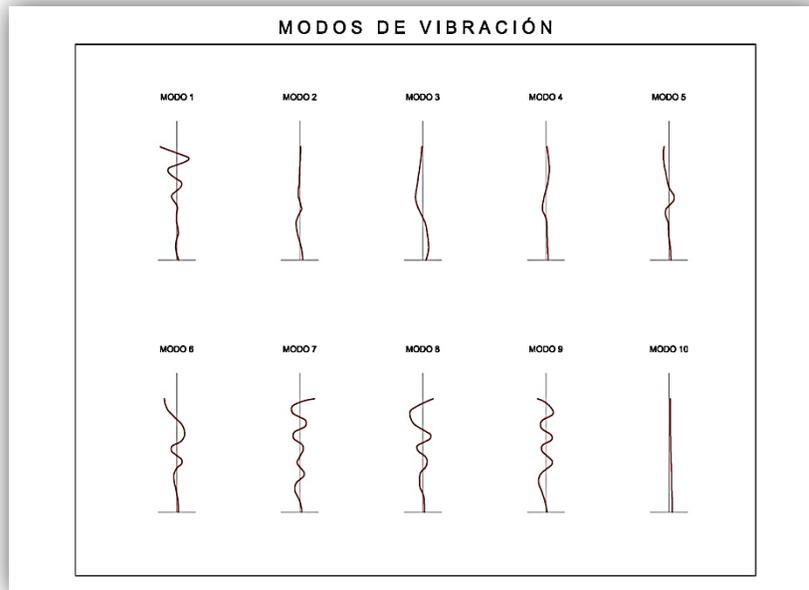


Figura 79: Selección de las combinaciones de carga
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

La norma utilizada fue la COVENIN 1618-98 “Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites” para deducir las combinaciones modales en el programa STAAD Pro.

- h. Se asignaron los valores del espectro, para la carga sísmica. El espectro fue lo último que se cargó. Para efectos del programa, el método utilizado para asignar los valores del espectro es a través del método CQC. Los pesos en el espectro fueron asignados a una sola dirección “x”

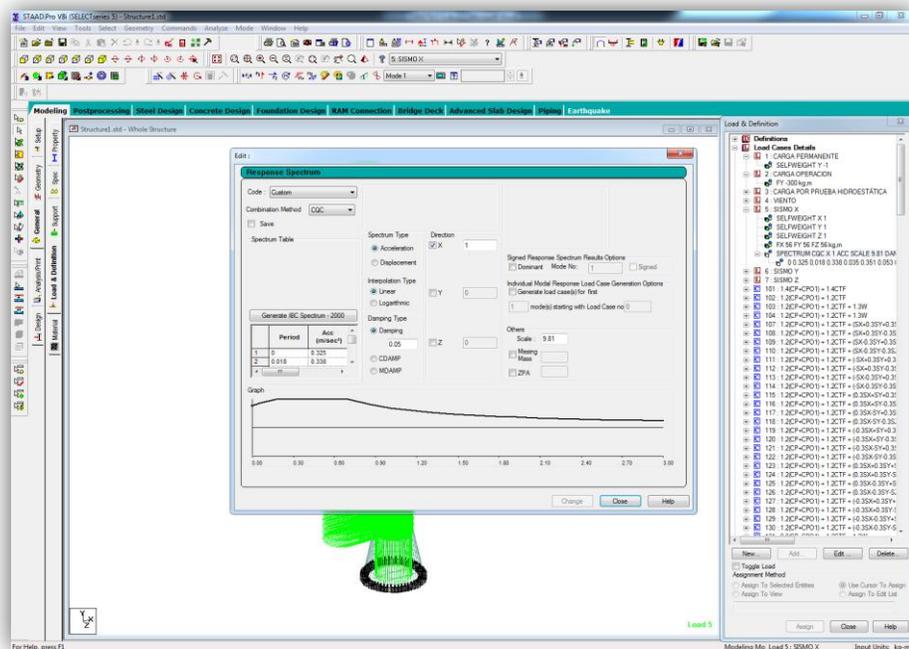


Figura 80: Valores del espectro
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

Se especificaron los comandos analizados y cálculos necesarios para la comparación. Se empleó el Método Dinámico para la resultante final de cortante y momento en la base del equipo a través del método de la Combinación Cuadrática Completa (Método CQC) el cual permite obtener los valor más probables de desplazamiento y fuerzas actuantes.

- Dimensiones de la torre desmetanizadora utilizadas en el programa STAAD PRO V8.

a. Falda = 7,65 m

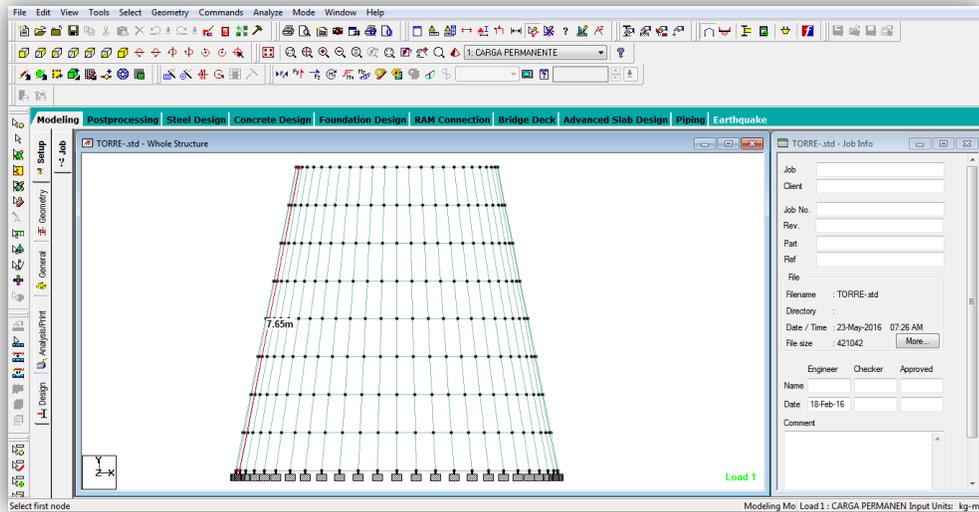


Figura 81: Dimensión de la falda de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

b. Cuerpo = 42,50 m

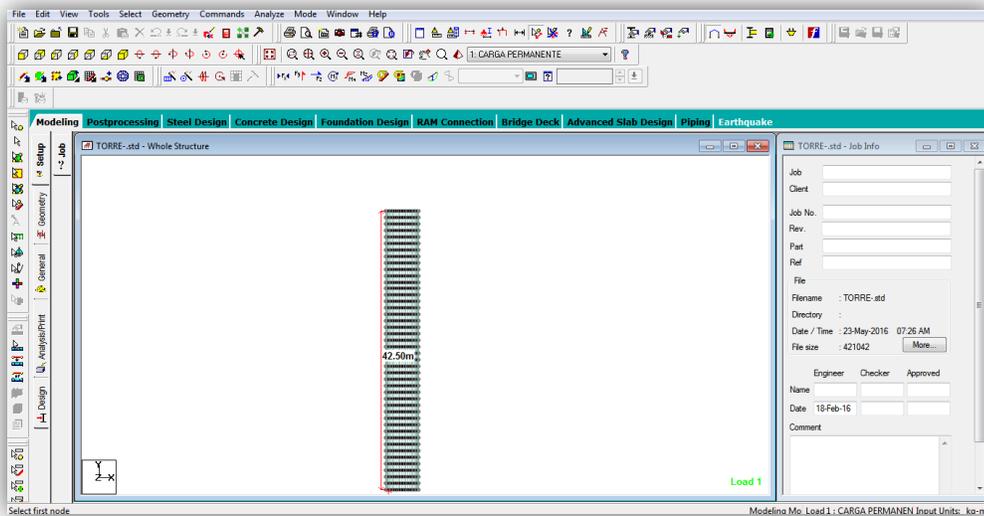


Figura 82: Dimensión del cuerpo de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

c. Cuello = 2,06 m

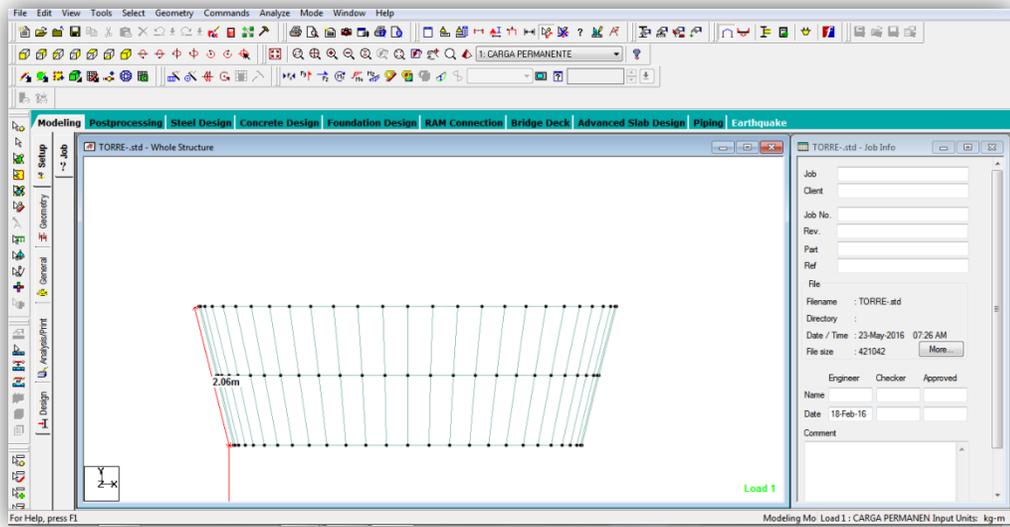


Figura 83: Dimensión del cuello de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

d. Cabeza = 8,00 m

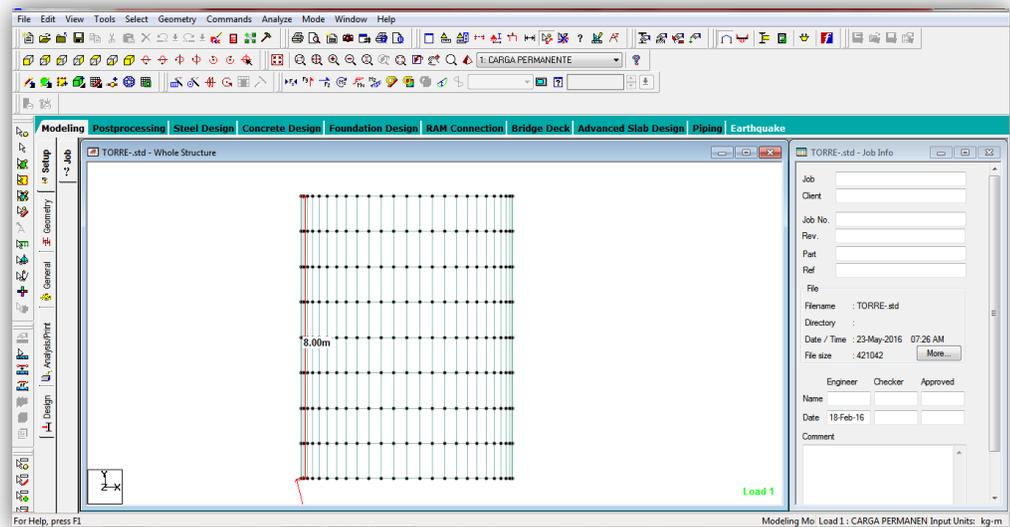


Figura 84: Dimensión de la cabeza de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

Torre = 60 m

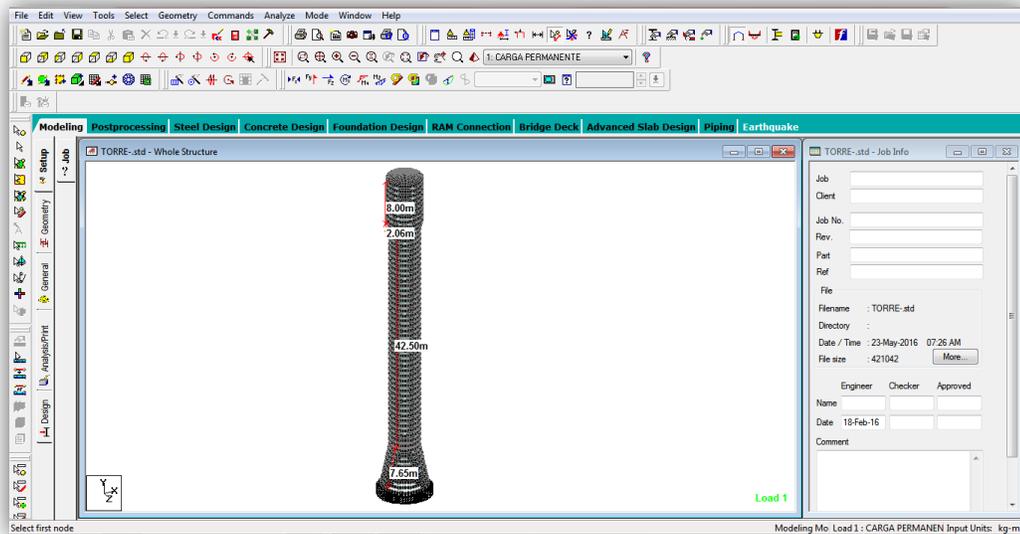


Figura 85: Dimensión de la torre
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- i. Material utilizado para la torre desmetalizadora en el programa STAAD PRO V8.

Para la consideración del modelo en el programa Staad Pro, el equipo cuenta con accesorios y boquillas que no se modelaron dentro del programa, por tal motivo para obtener el peso vacío definido por el fabricante, se optó por aumentar el espesor de la pared en los diferentes niveles de la torre Desmetalizadora, cuya variación de espesor quedó definida de la siguiente manera: $ef = 0,062 \text{ m}$ Espesor fabricante / $ep = 0,082 \text{ m}$ Espesor prueba. A continuación se presenta la forma en cómo quedó distribuida el espesor por toda la estructura de la torre Desmetalizadora en el programa STAAD Pro.

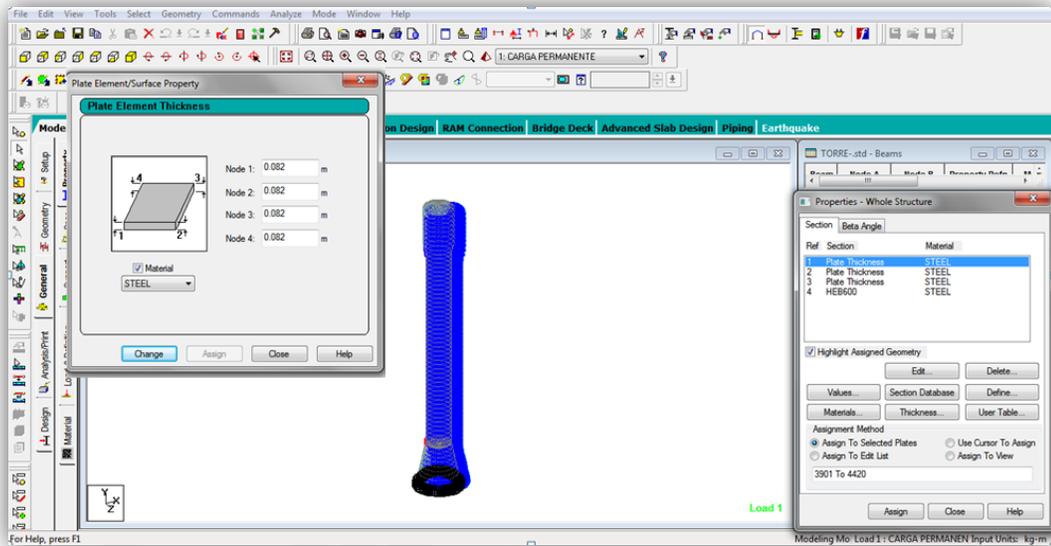


Figura 86: Material y espesor en la base
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

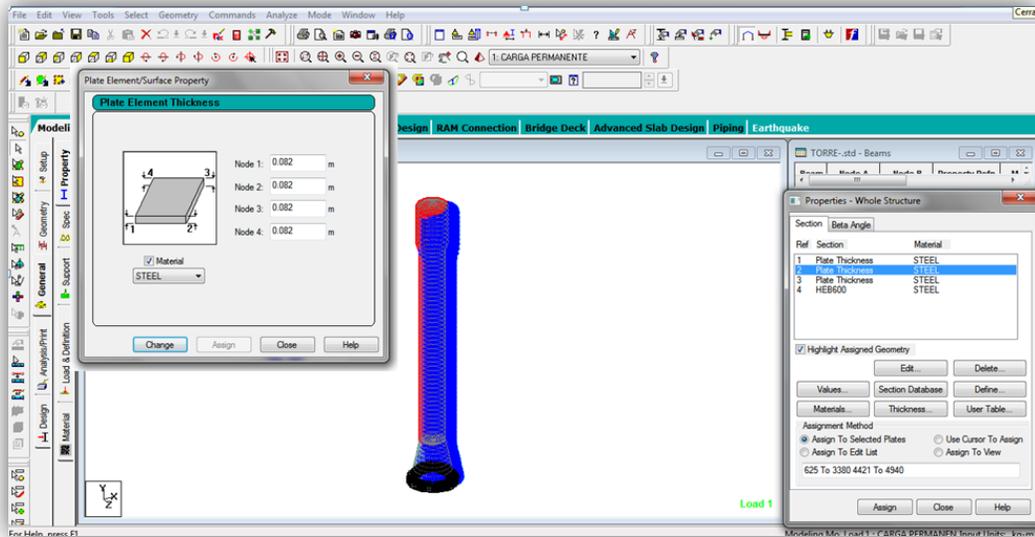


Figura 87: Material y espesor en el cuerpo
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

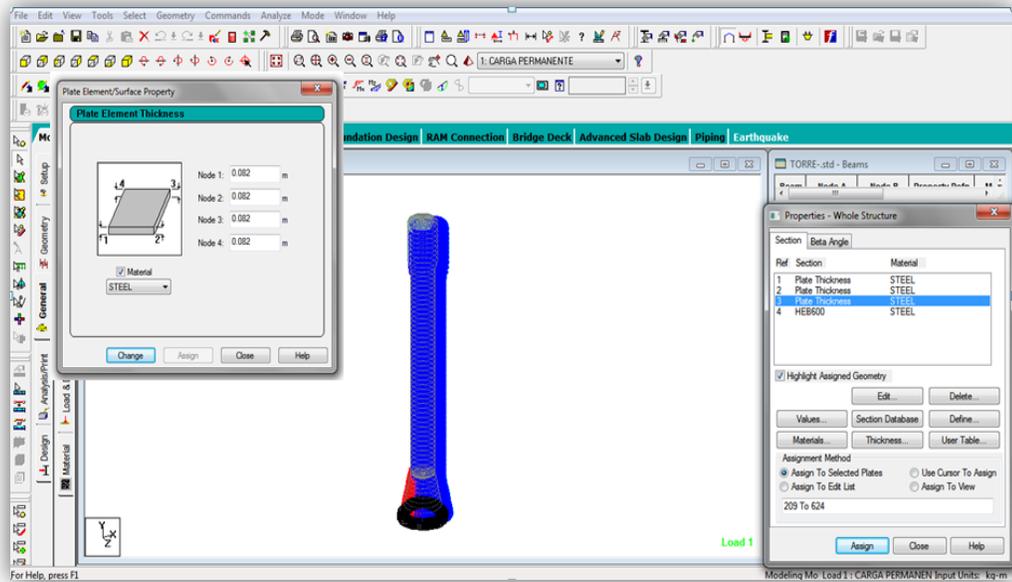


Figura 88: Material y espesor en la falda
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

j. Cargas

- Carga en operación

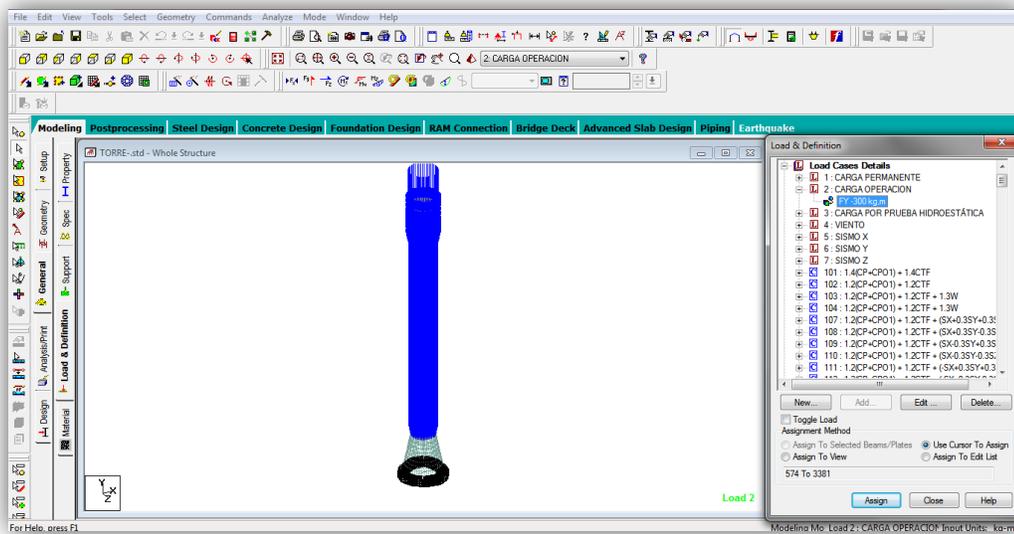


Figura 89: Carga en operación
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

La carga en operación fue analizada como una carga puntual en cada uno de los nodos para poder obtener las cargas distribuidas. Se asumió una carga de operación= F_y 300 kg*m considerando, el peso en operación del equipo= 826.700 m, 54 niveles designados de manera frontal y 52 nodos circunferenciales en cada nivel. El valor determinado como carga de operación fue en función de simular el peso en operación del modelo.

$$\text{Carga operación} = \frac{826.700 \text{ kg}}{54 * 52} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Carga prueba hidrostática

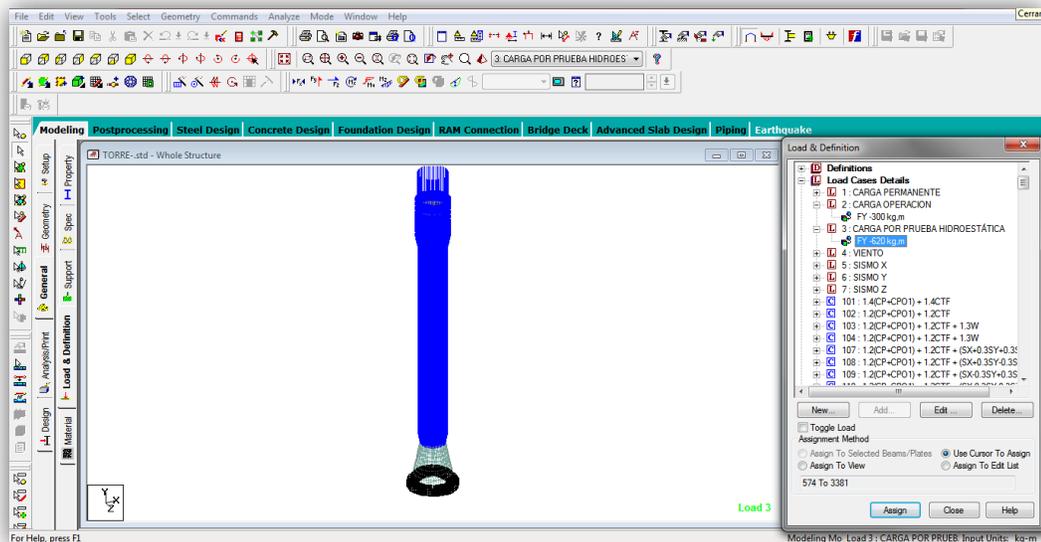


Figura 90: Carga prueba hidrostática

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

Para el caso de la prueba hidrostática solo se evalúa por destacarte, mas no se tomó en cuenta durante los cálculos ya que el peso más desfavorable para efectos de cálculo es el peso de operación. La carga prueba obtuvo de la misma manera que se calculó la carga de operación.

$$\text{Carga prueba} = \frac{1.701.700 \text{ kg}}{54 * 52} = 620 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Viento

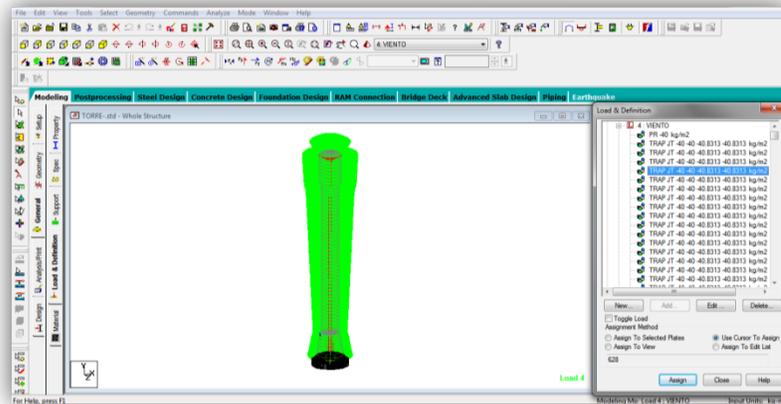


Figura 91: Carga por viento
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- Carga Sismo: Para la carga sísmica en (x, y, z) se considero, el peso en operación= 826.700 kg menos el peso vacío= 673.700 kg, 54 niveles designados de manera frontal y 52 nodos circunferenciales en cada nivel para determinar el peso de operación en sismo.

$$826.700 \text{ kg} - 673.700 \text{ kg} = 153.000 \text{ kg} \rightarrow \text{Carga sismo} = \frac{153.000 \text{ kg}}{54 * 52} = 56 \text{ kg} * \text{m}$$

k. Visualización del modelo

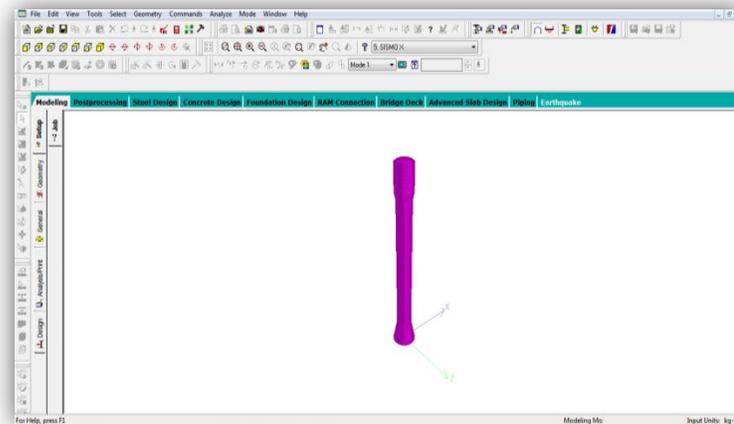


Figura 92: Visualización del modelo
Fuente: Programa STAAD Pro V8i

I. Presiones

- Máxima presión superior: combinación de carga 513, presión máxima: 10,07 kg/cm²

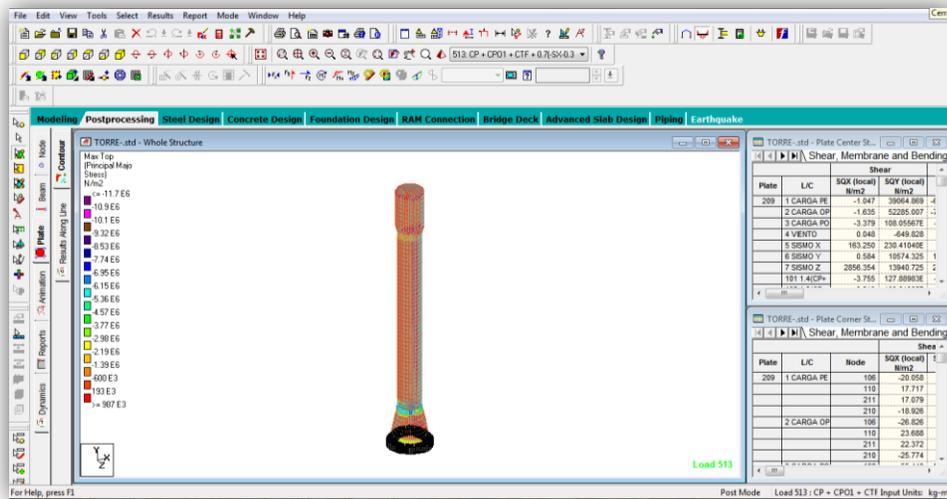


Figura 93: Máxima presión superior

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

- Máxima presión inferior: Combinación de carga 558, presión máxima: 8,49 kg/cm²

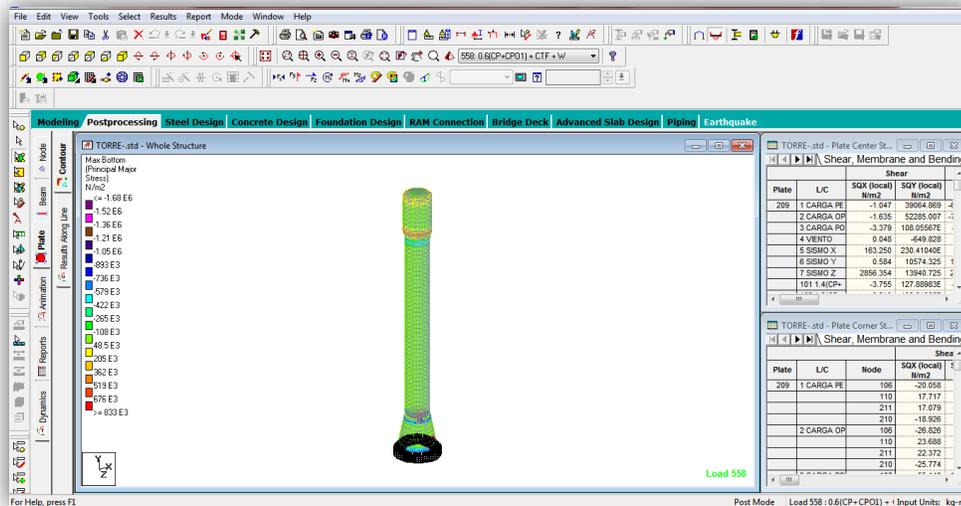


Figura 94: Máxima presión inferior

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

m. Reacciones que transmite el equipo a la fundación

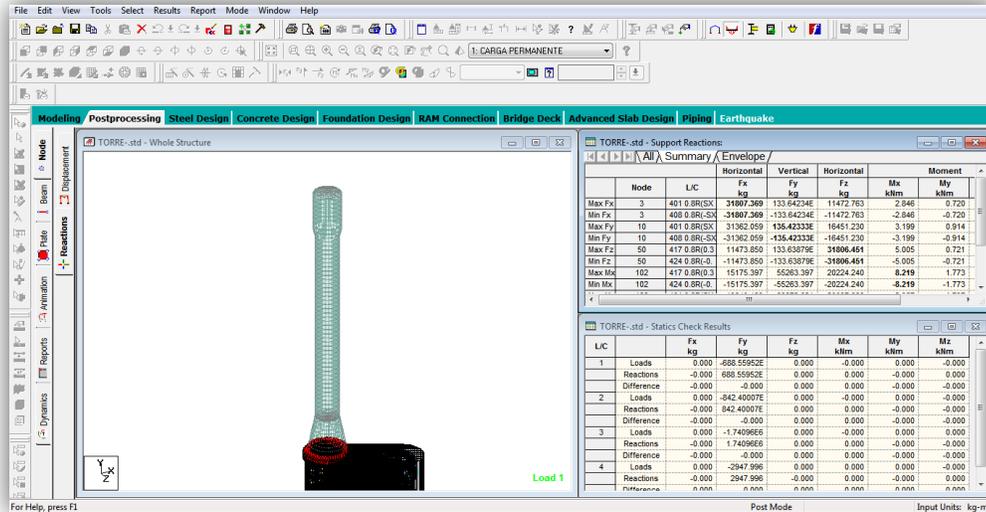


Figura 95: Reacciones del equipo a la fundación

Fuente: Programa STAAD Pro V8i

n. Modos de vibración.

- Acciones modales: Considerando que las cargas fueron cargadas en el programa en tres direcciones (x, y, z), se evaluaron las tres componentes. En cada una de ellas se determinaron las acciones modales y los factores de partición de masa, se seleccionó la dirección horizontal en sentido x ya que para efectos de sismo presenta mayor grado de oscilación. A través de las acciones modales se pudo conocer el momento en la base, el cual corresponde al primer modo de vibración por ser el más desfavorable.

$$Mz = 7.373.042,46 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Factor de participación de masas: En esta sección se determinó la cantidad de masa participativa por cada modo de vibración y la fuerza lateral por sismo. El total de los modos analizados fue de 150, sin embargo cabe destacar que en el modo 135 se cumplió con el total de 90% de masa participativa que por norma se debe cumplir.

Modo 135:

X= 96%

Y= 92%

Z= 96%

Cortante= 193.058,27 kg

o. Modelo del cabezal

Para el modelado del cabezal se utilizó el programa comercial FOUNDATION 3D considerando cada uno de los datos suministrados por el fabricante en el presente trabajo de investigación para el diseño de la fundación de la torre desmetanizadora, así como también las dimensiones del cabezal obtenidos previamente en los cálculos para poder visualizar el comportamiento que adopta la fundación, a través de la corrida del programa FOUNDATION 3D en relación a la sollicitaciones suministradas. Entre ellos:

- Altura de la torre 60.000,00 (mm)
- Peso vacío 673.700,00(kgf)
- Peso operativo 826.700,00 (kgf)
- Peso Prueba 1.701.700,00 (kgf)
- Corte de viento 53.127,00 (kgf)
- Momento del viento 2.205.748,00 (kg m)
- Corte de sismo 192.726,00 (kgf)
- Momento del sismo 7.725.878,00 (kg m)

1. Dimensiones asumidas

- Tamaño del cabezal 17.000,00 (mm)
- Espesor 1.800,00 (mm)
- Diámetro de los pilotes 800 (mm) asumido

a. Dimensionado del cabezal

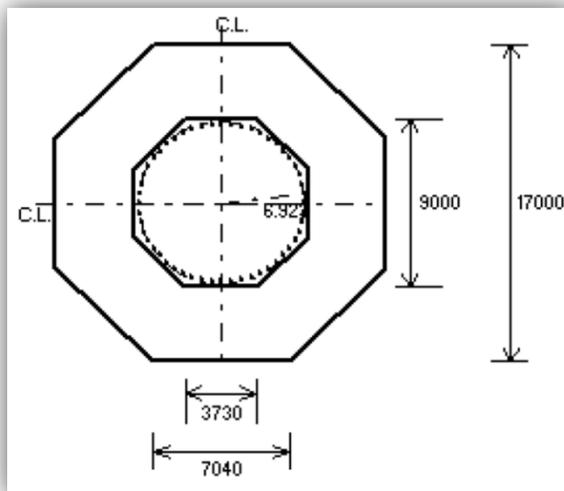


Figura 96: Dimensionado del cabezal
Fuente: Programa FOUNDATION 3D

b. Distribución de los pilotes

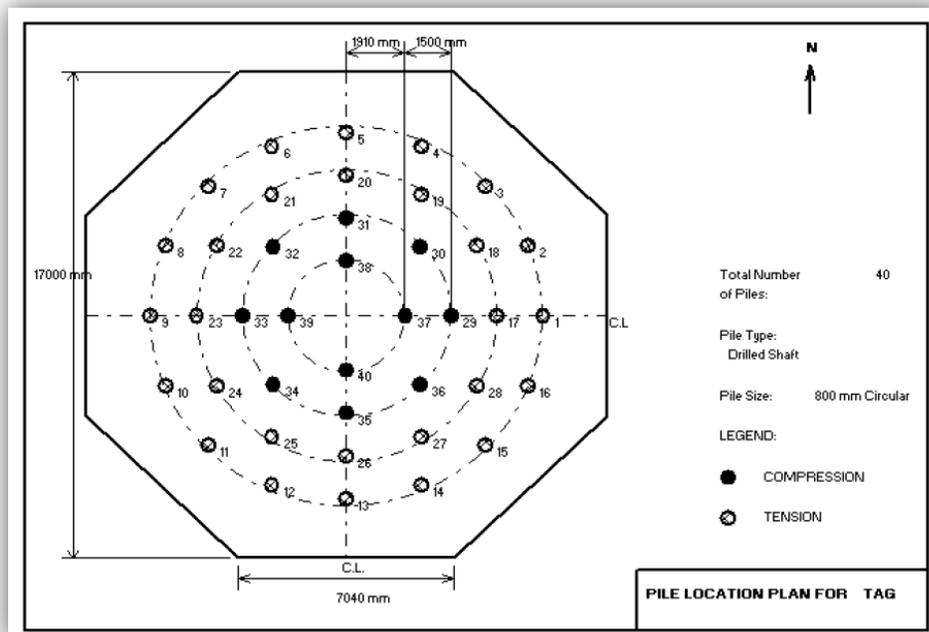


Figura 97: Distribución de la pilotes
Fuente: Programa FOUNDATION 3D

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Los criterios descritos de la norma PDVSA A-261 y los de la norma internacional ASCE-05 para este tipo de estructura, representan los criterios más importantes a considerar para el momento de diseñar una fundación. Una vez establecidos cada uno de ellos se pudo evaluar, analizar y calcular de manera efectiva la fundación.
- El análisis sísmico y eólico realizado en el presente trabajo de investigación, permitió conocer la respuesta dinámica de la estructura ante estas acciones, determinando que la acción más desfavorable que puede actuar sobre el equipo es la acción sísmica, lo cual condujo a realizar el dimensionado de la fundación en base a esta acción, con el objetivo de evitar un posible colapso en la estructura y garantizar un óptimo diseño de fundación.
- Considerando los datos del estudio geotécnico, premisas de la norma PDVSA L-STC-005 y las de la norma ACI-318 se dimensionó la fundación, destacando que para el dimensionado del cabezal se analizaron dos métodos, Método de las bielas y Método de la flexión. El método seleccionado fue el segundo de los mencionados, ya que no solo permite proponer una fundación cuyas dimensiones requieran mayor cantidad de acero que de concreto, reduciendo así la altura obtenida por el método de las bielas, sino que además, con el cumplimiento de sus chequeos, garantiza que la fundación pueda ser propuesta como un diseño confiable y seguro ante las cargas a las que será sometida. Importante destacar, que este método es considerado el más económico en el ámbito constructivo.

- Adicionalmente, mediante el uso del programa comercial STAAD Pro. V8i, se pudo verificar la fiabilidad de los resultados de los cálculos analíticos, ya que comparado cada uno de los resultados finales con los determinados con el programa, se pudo apreciar un porcentaje de diferencia despreciable entre ellos, asegurando de esta manera que el análisis analítico realizado es confiable para ser utilizado en la propuesta del diseño de la fundación para torre desmetanizadora.

5.2. Recomendaciones

- Realizar un estudio técnico- económico para evaluar costos y tiempo de construcción de la fundación de la torre desmetanizadora.
- Realizar las especificaciones técnicas y cálculos métricos para futura contratación de la obra.

BIBLIOGRAFIAS

- ACI (2014). *“Requisitos de reglamento para concreto estructural”*. Estados Unidos
- Arias, F. (2.006). *“Introducción a la Metodología Científica”*. Editorial Episteme. Caracas, Venezuela
- ASCE. (2.005). *“Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”*. Estados Unidos
- Baeza A, (2.012) *“Diseño De zapatas continuas de cimentación sobre suelos expansivos mediante la metodología Lytton Mitchell caso Querétaro”* [Tesis en Línea] Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de Ingeniería Disponible:<http://ri.uaq.mx/bitstream/123456789/1021/1/RI000537.pdf>. [Consulta: 2016, Febrero 6]
- Blanco J, González A y García J, (2012) *“Análisis estático de estructuras por el método matricial”* [Libro en digital]. Departamento de Ingeniería Civil, materiales y fabricación. Universidad de Málaga. [Consulta: 2016, agosto 13]
- COVENIN-MINDUR (1.756) *“Edificaciones sismorresistentes”*. Venezuela
- COVENIN-MINDUR (2.003) *“Acciones del viento sobre las construcciones”*. Venezuela
- Dr. García R, y García, A (2.001) *“Edificio y Cimentación, Introducción a la Construcción Arquitectónica”* [Libro en digital]. E.T.S.A. Sevilla. “C.A.1.” CURSO 1º. CONSTRUCCIÓN I. PLAN 1998. Sevilla, España. [Consulta: 2016, abril 08]
- Estudio Geotécnico para el *“IV Tren San Joaquín, proyecto Jose 250”* Informe Final. Empresa Y\$V. San Joaquín, Municipio Anaco, Estado Anzoátegui, Venezuela.
- Fratelli, M (1.993) *“Suelos, Fundaciones y Muros”* [Libro en digital]. Biblioteca Central U.C.V. Salas Ciencias Puras. Caracas, Venezuela. [Consulta: 2016, agosto 13]
- Guachizaca, D (2.009) *“Programa académico para el análisis dinámico modal de estructuras tridimensionales con tres grados de libertad por planta”* [tesis en línea] Universidad técnica particular de Loja. Universidad Católica de Loja.

- Escuela de Ingeniería Civil. Disponible: <http://dspace.utpl.edu.ec/bitstream/123456789/1422/3/Tesis.pdf> [Consulta: 2016, agosto 13]
- Hernández, S. (2.003) “*Metodología de la Investigación*”. [Libro en línea] Editorial Mc Graw-Hill, 3era: Edición. México. Disponible: <http://es.slideshare.net/Igneigna/metodologia-de-la-investigacion-5taedicion-de-hernndez-sampieri> [Consulta: 2016, Febrero 5]
- López, E (2.010) “*Manual de Diseño de cimentación tipo pórtico para equipo dinámico*” [tesis en línea] Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de ingeniería. Disponible: <http://es.scribd.com/doc/94494358/tesis-cimentaciones-de-maquinaria-sap#scribd>. [Consulta: 2016, febrero 06]
- Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado (1.992). S Empelboim. H Arnal. Caracas Venezuela.
- PDVSA (2.014) “*Diseño sismorresistente de recipientes y estructuras. JA-222*”.Venezuela
- PDVSA (1.999) “*Diseño sismorresistente de instalaciones industriales. JA-221*”.Venezuela
- PDVSA (1.999) “*Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales. A-261*”.Venezuela
- PDVSA. (2.014) “*Fundaciones para recipientes verticales. L-STC-005*”. Venezuela
- Pereira, Y y Martínez G. (2.010) “*Importancia del estudio del suelo para la determinación de fundaciones en obras civiles*” [tesis en línea] Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Ingeniería Civil. Disponible: http://ri.bib.udo.edu.ve/bitstream/123456789/2593/1/34-TEISISIC010M5_1.pdf. [Consulta: 2016, abril 08]
- Romero, A. (2005) “*teoría de rotura*” [Revista en Línea] Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela Disponible: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-40652005000200003. [Consulta: 2016, abril 08]
- Romero, F Y Díaz, D. (2009) “*Estudio Comparativo entre las Condiciones de Diseño y de Operación actual del Proceso Extracción de Hidrocarburos Líquidos de la Planta de Extracción San Joaquín*” [tesis en línea] Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Área Gas. Disponible: http://ri.bib.udo.edu.ve/bitstream/123456789/2499/1/08-TEISIS_IQ009_D_31.pdf. [Consulta: 2016, abril 08]

- Sabino A. (1994) “*Cómo Hacer una Tesis*” Editorial Panapo, Caracas, Venezuela.
- Under, F. (2011) “*Patologías del Hormigón, Los estados límites de servicio del hormigón armado*” [Guía en línea] Disponible: <http://www.cueva del civil.com/2011/04/los-estados-limites-de-servicio-del.html>. [Consulta: 2016, abril 08]
- Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL). (2006). “*Manual de trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales*”. Caracas, Venezuela
- Vásquez, L. (2000) “*Diseño y construcción de cimentaciones*” [Libro en digital]. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de minas, Sede Medellín. [Consulta: 2016, agosto 13]
- Zamora, P. (2010). “*Herramienta de cálculo por el método de Bielas y tirantes*” [tesis en línea] Universidad Politécnica de Catalunya, Arquitectura técnica. Disponible: [http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/12105/Herramientadecalculo porelmetododebielasy tirante.pdf](http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/12105/Herramientadecalculo%20porelmetododebielasy%20tirante.pdf). [Consulta: 2016, abril 08]

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	PROPUESTAS DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA, PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
ARIAS RODRÍGUEZ, ADRIANA ALEJANDRINA DE LOS ANGELES	CVLAC: 21.042.335 E MAIL: adrianarias_r@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES: PROPUESTA, PROYECTO, DISEÑO, FUNDACIÓN,
TORRE, NORMAS

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÀREA	SUBÀREA
INGENIERIA Y CIENCIAS APLICADAS	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Este trabajo de investigación “Estructura de fundación para torre desmetanizadora en el Proyecto IV Tren San Joaquín, Planta de extracción San Joaquín PDVSA GAS Anaco, Estado Anzoátegui”, tuvo como finalidad proyectar el diseño estructural de la fundación para la instalación de la torre desmetanizadora correspondiente al Proyecto IV Tren de Extracción San Joaquín, cuyas dimensiones y demandas de carga del recipiente vertical, son las más severas no solo en la planta de extracción San Joaquín, sino también en la zona oriental del país. Asimismo, éste fue realizado considerando el método de la rotura, conocido comúnmente como el método de los estados limites, permitiendo de esta manera asegurar el grado de fiabilidad de la estructura propuesta. También, se aplicó una investigación tipo descriptiva, con un diseño de campo y apoyo de fuentes secundarias de tipo documental. Esta investigación aporta al desarrollo de este proyecto un documento técnico que hace factible la construcción del equipamiento necesario para la industria en lo que respecta a este equipo, cumpliendo con las mejores prácticas de diseño seguro a través del uso de las más estrictas normas nacionales e internacionales aplicables en el área de estudio. De la misma forma, se consideró la acción más desfavorable que puede actuar sobre el recipiente, permitiendo realizar el dimensionado de la fundación evitando un posible colapso en la estructura, garantizando de esta forma un óptimo diseño de la misma. Finalmente, el método seleccionado para establecer y proyectar correctamente la fundación fue el “Método de la flexión” ofreciendo así un diseño seguro, confiable y económico en el ámbito constructivo.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
MARTÍNEZ, JHONATAN	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
	CVLAC:	15.376.400			
	E_MAIL	jhonatanmartinez@udo.edu.ve			
	E_MAIL				
GONZÁLEZ, ANABEL	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	16.573.233			
	E_MAIL	anabelyoedelin@hotmail.com			
	E_MAIL				
CERMEÑO, CARLOS	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	8.494.906			
	E_MAIL	carloscermeno@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2017	03	10
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
PROPUESTAS DE FUNDACIÓN PARA TORRE DESMETANIZADORA, PROYECTO IV TREN SAN JOAQUÍN, PLANTA DE EXTRACCIÓN SAN JOAQUÍN, PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI	Application. MS.word

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

ALCANCE

ESPACIAL:

TEMPORAL:

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

INGENIERO CIVIL

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PREGRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

INSTITUCIÓN:

UNIVERSIDAD DE ORIENTE, NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI, VENEZUELA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CU N° 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.



Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUNDELE
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 Telesinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/marija

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

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”

Arias Rodríguez Adriana

AUTOR

Prof. Anabel González

Prof. Jhonatan Martínez

Prof. Carlos Cermeño

JURADO

TUTOR

JURADO

Prof. Ramón Loaiza

POR LA COMISION DE TRABAJOS DE GRADO