

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



**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
DEL HOGAR DE CUIDADOS DIARIOS, UBICADO EN CAMPO
NORTE DE PDVSA GAS ANACO,
ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

Magallanes Díaz, Simons Ricardo

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como

Requisito para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, 05 de octubre de 2016

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



**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
DEL HOGAR DE CUIDADOS DIARIOS, UBICADO EN CAMPO
NORTE DE PDVSA GAS ANACO,
ESTADO ANZOÁTEGUI**

Realizado por:

Magallanes Díaz, Simons Ricardo

Asesores:

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Ing. Eduardo Chavarria

Tutor Externo

Cantaura, octubre de 2016

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



**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
DEL HOGAR DE CUIDADOS DIARIOS, UBICADO EN CAMPO
NORTE DE PDVSA GAS ANACO,
ESTADO ANZOÁTEGUI**

CALIFICACIÓN

APROBADO

Ing. Jhonatan Martínez
Asesor Académico

Prof. Carlos Cermeño
Jurado principal

Prof. Raquel García
Jurado Principal

Cantaura, octubre de 2016

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

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



DEDICATORIA

A mi Dios, por llenar mi corazón de fé en que lo lograría, por guiar cada uno de mis pasos y brindarme la fortaleza para seguir adelante a pesar de tantos tropiezos.

A mis Padres, Ysaac Magallanes y Blanca Díaz, por ser mis pilares y guiarme con su sabiduría, apoyo y siempre aconsejándome día a día para ser una persona preparada para la vida, gracias a sus esfuerzos y oraciones. A ustedes debo lo que soy y mi firme convicción de ser mejor cada día.

A mis hermanas, Yscarli y Naomis Magallanes por considerarme como un ejemplo a seguir como hermano y llenando de alegría los momentos menos agradables en el transcurso de este camino.

A mis Abuelos, Yudelys de Díaz y Quintina de Magallanes por sus palabras de aliento, oraciones y apoyarme en todo momento, por ser esas figuras maternas sólidas con la que siempre contare en todo momento. Dos personas muy especiales que en algún momento formaron parte de mi núcleo familiar son mis abuelos Simón Díaz y Ricardo Magallanes que ya no se encuentren físicamente estoy seguro que desde el cielo me guían.

A personas no menos importantes, como son mis profesores que fueron impulsores y guidores de todo mi camino por este proceso de lograr ser un profesional. Especialmente a los profesores: Ing. Jhonatan Martínez por su tiempo, paciencia y dedicación las cuales sé que fueron otorgadas con la mayor ética profesional, Ing. Jesús Álvarez por siempre otorgarme sus conocimientos y consejos sobre el plano laboral y a la abogada Yenileth Medina por estar atenta de mis pasos. ¡mil gracias!

AGRADECIMIENTOS

A mi Dios, por premiarme con el privilegio de la vida, poner en mí la sabiduría, fortaleza y perseverancia para no caer en esos momentos de debilidad, hoy gracias a ti veo llegar mi anhelada meta.

A mi madre, Blanca Díaz por ser el ser más valioso en mi mundo, por tus palabras de aliento, guiarme, amarme y estar para mí en todo momento, gracias por tu apoyo incondicional. Te amo inmensamente. Esta meta lograda es para ti.

A mis hermanas, Yscarli y Naomis Magallanes, por ser mis compañeras de vida, amigas y cómplices, por acompañarme en esta difícil trayectoria con sus ocurrencias.

A Eber Triana por su ayuda incondicional en la elaboración de este proyecto.

A la Universidad de Oriente, por abrirme las puertas al conocimiento y dejar en mi memoria maravillosos recuerdos de compañeros y profesores que con sus enseñanzas contribuyeron a mi formación.

A mi tutor académico, Ing. Jhonatan Martínez por su apoyo, paciencia y tiempo que dedico en las correcciones de esta tesis. Muchas gracias.

A mi jurado, Ing. Carlos Cermeño e Ing. Raquel García, por dedicar un poco de su tiempo en las correcciones de esta investigación.

A la empresa PDVSA, por aceptarme como pasante para desarrollar mi trabajo de grado; de igual forma a todo el personal del departamento de Desarrollos Urbanos que me brindo su colaboración.

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

**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
DEL HOGAR DE CUIDADOS DIARIOS, UBICADO EN CAMPO
NORTE DE PDVSA GAS ANACO,
ESTADO ANZOÁTEGUI**

Autor: Simons Magallanes
Tutor académico: Prof. Jhonatan Martínez
Año: 2016

RESUMEN

Esta investigación tiene como finalidad elaborar la propuesta de reforzamiento de estructuras existentes del hogar de cuidados diarios, ubicado en Campo Norte de PDVSA Gas Anaco, estado Anzoátegui de esta manera poder verificar ciertos requisitos que establece la Normalización y Certificación de Calidad (Fondonorma) 1756, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) 360-10 y el Instituto Americano de Concreto (ACI) 318-14. Para evitar fallas estructurales que pueda presentar la misma a lo largo de su vida útil. Fue aplicada una estructura metodológica conjunta con un tipo de investigación proyecto factible, cuyo diseño fue de campo; utilizando para ello diversas técnicas de recolección de datos entre las que se pueden citar la revisión bibliográfica, entrevistas no estructuradas y observación directa. Con el propósito de obtener los datos necesarios fue necesario diagnosticar la situación actual para realizar la elaboración de la planialtimetría, el análisis dinámico y estático de toda la instalación, esbozando los planos de detalle y el informe de ingeniera formal para lograr el alcance, verificando la resistencia de las estructuras para la construcción de la edificación de un nivel.

Descriptores: Estructuras, Elementos, Instalaciones existentes.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
RESUMEN.....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDO	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
INTRODUCCIÓN	xviii
CAPÍTULO I.....	20
EL PROBLEMA.....	20
1.1. Planteamiento del problema	20
1.2. Objetivos de la investigación	23
1.2.1. Objetivo general.....	23
1.2.2. Objetivos específicos.....	23
1.3. Justificación e importancia de la investigación	23
1.4. Delimitación de la investigación.....	24
1.4.1. Delimitación espacial.....	24
1.4.2. Delimitación temporal.....	24
1.4.3. Alcance del proyecto	24
1.5. Generalidades de la empresa.....	25
1.5.1. Descripción de la empresa	26

1.5.2. Ubicación geográfica de la empresa	26
1.5.3. PDVSA Desarrollos Urbanos	27
1.5.4. Misión de Desarrollos Urbanos.	28
1.4.6. Visión Desarrollos Urbanos.....	28
1.4.7. Organización de Desarrollos Urbanos.....	28
CAPÍTULO II.....	30
MARCO TEÓRICO	30
2.1. Antecedentes de la investigación	30
2.2. Bases teóricas	32
2.2.1. Definición de estructura.....	33
2.2.2. Clasificación de las estructuras	33
2.2.3 Reforzamiento estructural	49
2.2.6. Criterios de diseño	52
2.2.7 Método de los estados límites para revisión y diseño de los elementos estructurales	53
2.2.8. Método de Análisis Estructural	57
2.2.9. Estados límites	58
2.2.10. Acciones.....	59
2.2.10.1. Clasificación de Acciones.....	59
2.2.12. Sistema resistente a sismos.....	62
2.2.13. Método de Análisis Sísmicos:.....	63
2.2.14. Espectros de respuesta y de diseño	63

2.2.15. Formas espectrales.....	70
2.2.16. Efecto P- Δ	71
2.2.17. Diseño de análisis eólico.....	71
2.2.18. Fundación.....	81
2.2.19. Verificación derivas lateral por viento.....	92
2.2.20. Verificación deriva lateral por sismo.....	93
2.2.21. Valor limite.....	94
2.2.22. Coeficiente Sísmico.....	95
CAPÍTULO III.....	96
MARCO METODOLÓGICO.....	96
3.1. Tipo de investigación.....	96
3.2. Nivel de la Investigación.....	97
3.3. Técnicas a utilizar.....	98
CAPÍTULO IV.....	100
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	100
4.1 Realización de un levantamiento planialtimétrico y el estado de sus condiciones actuales de las estructuras existentes a reutilizar para el proyecto de construcción HCD.....	100
4.2 Verificación de la resistencia de las estructuras existentes con el programa ETABS 2015.....	104
4.2.1. Espectro para los galpones (1 y 2).....	104
4.2.2. Análisis eólico para los galpones (1 y 2).....	107
4.2.3. Análisis de carga.....	111

4.2.4. Verificación de derivas de viento, sísmica del galpón, valor límite y coeficiente sísmico1 y 2	112
4.2.5. Revisión de las estructuras existentes en el programa ETABS	116
✓ Corrida del programa ETABS en Galpón 1 y 2	125
4.2.6. Revisión de los elementos metálicos del galpón 1 y 2	127
4.3 Desarrollo del proyecto de reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, Estado Anzoátegui, según los requisitos de los códigos Fondonorma 1756-2006, Covenin 1756-98 (Rev. 2001) AISC 360-10 y la ACI 318-14.....	137
4.3.1. Reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui.....	137
4.3.2. Fundaciones Aisladas del Galpón 1 en el software SAFE ...	144
4.3.2. Verificación de derivas de viento y sísmica del galpón 1 y 2 reforzado	156
4.4 Presentación de los planos de ingeniería de la estructura existente con el software Autocad 2015.	160
CAPÍTULO V.....	161
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	161
5.1. Conclusiones	161
5.2. Recomendaciones.....	162
BIBLIOGRAFÍA.....	164
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de Diseño para las estructuras de acero	42
Tabla 2. Niveles de Diseño para las estructuras de acero-concreto.....	43
Tabla 3. Relación ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados.....	43
Tabla 4. Valores de A_0 según zona sísmica.	65
Tabla 5. Forma espectral y factor de corrección ϕ	65
Tabla 6. Niveles de Diseño.....	66
Tabla 7. Valor de Factor de Reducción de Respuesta (R) según tipo de estructura.....	68
Tabla 8. Factor de magnificación promedio (β), máximo periodo (T^*) y el exponente que define la rama descendente del espectro (p).	68
Tabla 9. Factor de importancia eólica.....	73
Tabla 10. Velocidad básica del viento	74
Tabla 11. Factor de respuesta ante ráfaga.....	78
Tabla 12. Coeficiente de empuje y succión C_p para las fachadas	79
Tabla 13. Coeficiente de empuje y succión C_p para techos.....	79
Tabla 14. Coeficiente de empuje y succión C_p el techo	80
Tabla 15. Constantes para el cálculo de K_z y K_h	81
Tabla 16. Valores comunes de la reacción de la subrasante $K_{0.3}(K_1)$	89
Tabla 17. Flechas máximas recomendadas debidas a la acciones variables y de viento (CSA, 1989).....	93
Tabla 18. Valores límites	94

Tabla 19. Zonificación a utilizar en el proyecto.....	104
Tabla 20. Coeficiente de empuje y succión (Cp) para las fachadas de galpón (1 y 2).....	109
Tabla 21. Coeficiente de empuje y succión (Cp) para el techo de Galpón (1 y 2).....	109
Tabla 22. Coeficiente de empuje y succión (Cp) para las fachadas de Galpón (1 y 2).....	110
Tabla 23. Coeficiente de empuje y succión (Cp) para el techo de Galpón (1 y 2).....	110
Tabla 24. Cargas permanentes de galpón (1 y 2)	112
Tabla 25. Memoria de cálculo de revisión de elementos metálicos Galpón 1 existente	131
Tabla 26. Memoria de cálculo de revisión de elementos metálicos Galpón 2 existente	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación Geográfica de PDVSA Gas Anaco.	27
Figura 2. Estructura organizativa del departamento de Desarrollos Urbanos.	29
Figura 3. Estructuras tipo pórtico.	34
Figura 4. Sistemas duales.....	35
Figura 5. Pórticos arriostrados con diagonales concéntricas.	35
Figura 6. Pórticos arriostrados con diagonales excéntricas.	36
Figura 7. Estructura tipo péndulo invertido.....	37
Figura 8. Pórticos de secciones mixtas acero-concreto.	37
Figura 9. Sistema arriostrado mixto de acero-concreto.....	38
Figura 10. Planta de muro estructural de concreto con miembros de borde de sección mixta	38
Figura 11. Sistema arriostrado mixto con diagonales excéntricas.	39
Figura 12. Estructuración con conexiones rígidas.....	46
Figura 13. Estructuración con conexiones flexibles.	47
Figura 14. Otros tipos de conexiones flexibles.....	48
Figura 15. Estructuración de conexiones semi-rígidas.....	49
Figura 16. Curva típica $M- \Theta$ para conexiones Pernadas.....	49
Figura 17. Mapa de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería.....	64
Figura 18. Espectro de respuesta y diseño.....	70
Figura 19. Velocidad básica del viento en el mapa de Venezuela.	76
Figura 20. Zapata aislada.	82

Figura 21. Carga excéntrica.....	84
Figura 22. Plano de corte de una zapata aislada.....	85
Figura 23. Área de punzonado.....	86
Figura 24. Definición del coeficiente de reacción de la subrasante, k	87
Figura 25. Método flexible aproximado de diseño de losas.....	91
Figura 26. Dimensiones del Galpón 1.....	101
Figura 27. Espesor y diámetro del perfil en vigas del Galpón 1.....	101
Figura 28. Dimensiones del Galpón 2.....	102
Figura 29. Espesores y diámetros de perfiles en cerchas del Galpón 2. ...	102
Figura 30. Tramo de viga no alineado y unido por un punto de soldadura. .	103
Figura 31. Unión de viga con columna con un punto de soldadura.....	103
Figura 32. Espectro de respuesta del Galpón 1.....	106
Figura 33. Espectro de respuesta del Galpón 2.....	107
Figura 34. Configuración del modelo..	117
Figura 35. Inicialización del modelo.....	118
Figura 36. Introducción de dimensiones al modelo.....	119
Figura 37. Introducción de dimensiones de los perfiles.....	120
Figura 38. Dibujo de los elementos en el software.....	121
Figura 39. Introducción del modelo de espectro sísmico.....	122
Figura 40. Selección de los datos del espectro sísmico.....	122
Figura 41. Combinaciones de cargas agregadas al software.....	124
Figura 42. Configuración de cargas distribuidas en los elementos.....	125

Figura 43. Configuración de las cargas uniformes.....	125
Figura 44. Estructura final del galpón 1 actual.	126
Figura 45. Estructura final del galpón 1 actual.	127
Figura 46. Dimensiones del galpón 1 para la revisión de elementos metálicos.....	127
Figura 47. Dimensiones del galpón 2 para la revisión de elementos metálicos.....	131
Figura 48. Propiedades del concreto en las columnas.....	138
Figura 49. Diseño de reforzamiento de la columna muleta Galpón 1.....	139
Figura 50. Diseño de reforzamiento de vigas Galpón 1.	139
Figura 51. Propiedades de la sección del Galpón 2.....	140
Figura 52. Diseño de reforzamiento de vigas Galpón 2.	141
Figura 53. Diseño de reforzamiento de la columna muleta Galpón 2.....	142
Figura 54. Estructura final del Galpón 2 reforzado.....	143
Figura 55. Estructura final del galpón 2 reforzado.....	143
Figura 56. Especificación del concreto con resistencia de 250 Kg/cm ² de zapatas aisladas.	144
Figura 57. Especificación del pedestal de zapatas aisladas.	145
Figura 58. Módulo de Balasto.	146
Figura 59. Combinaciones de Carga de zapatas aisladas.....	146
Figura 60. Especificación de la altura del pedestal de zapatas aisladas....	147
Figura 61. Área tributaria de zapatas aisladas.	147

Figura 62. Especificación del concreto con resistencia de 250 Kg/cm ² de losa de fundación.	148
Figura 63. Especificación del pedestal de losa de fundación.	149
Figura 64. Combinaciones de cargas de losa de fundación.	150
Figura 65. Altura del pedestal de losa de fundación.	150
Figura 66. Área tributaria de la losa de fundación.	151
Figura 67. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-W fundaciones aisladas.	152
Figura 68. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-S fundaciones aisladas.	152
Figura 69. Diagrama de suelo para la carga S fundaciones aisladas.	153
Figura 70. Verificación de punzonado fundaciones aisladas.	153
Figura 71. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-W losa de fundación.	154
Figura 72. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-S losa de fundación.	154
Figura 73. Diagrama de suelo para la carga S losa de fundación.	155
Figura 74. Verificación de punzonado losa de fundación.	155

INTRODUCCIÓN

El reforzamiento de instalaciones existentes se requiere para mejorar las condiciones de resistencia y rigidez ante las cargas de diseño de la misma. Esta intervención está muy ligada a las reparaciones en caso de estructuras antiguas con daños por algún evento natural (sismos) o deterioro por el uso prolongado de la estructura.

Para que se pueda reforzar una estructura se debe adecuar a los requerimientos estructurales necesarios, cuando existen nuevas solicitaciones como errores en el diseño o defectuosa mano de obra durante el proceso constructivo para prevenir situaciones de riesgos o catástrofes; es decir, que en la eventualidad de un fenómeno natural, la edificación garantice la seguridad a los hijos de los trabajadores que ejercerán el derecho a la educación en esas instalaciones.

Como producto de diferentes procesos que se han generados la estructura presenta una serie de irregularidades constructivas en los elementos que la conforman. Por tal razón es necesario conocer el estado de sus condiciones actuales revisando la resistencia de cada uno de sus miembros que conforma la estructuras existentes a reutilizar para el proyecto de construcción del Hogar de Cuidados Diarios, esta investigación busca formular una propuesta de reforzamiento a la estructura existente donde se aplicaron una serie de procedimientos metodológicos junto con técnicas y herramientas para desarrollar las diferentes etapas planteadas. Implementándose una investigación de tipo proyecto factible con un diseño de campo, estructurada por cinco (5) capítulos, descritos a continuación:

Capítulo I. El problema: se describe el planteamiento del problema, el objetivo general y específico, justificación e importancia, delimitación, el alcance de la investigación y generalidades de la empresa como ubicación,

misión, visión, metas, las cuales fueron replanteadas o propuestas, describiéndose de igual forma los puestos de trabajo a estudiar y las actividades que se realizan en la organización.

Capítulo II. Marco teórico: constituido por los antecedentes de la investigación que sirvieron de referencia para el desarrollo del proyecto, también se planteó el basamento teórico necesarios para la comprensión de este trabajo.

Capítulo III. Marco metodológico: se presenta la metodología utilizada para el logro de los objetivos planteados, especificándose el tipo y diseño de la investigación, así como también la población, muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos, las técnicas de análisis de datos y el procedimiento metodológico que describe cada etapa.

Capítulo IV. Análisis de resultados: contiene el desarrollo de los objetivos específicos planteados, el cual comienza con el levantamiento planialtimétrico y el estado de sus condiciones actuales de las estructuras existentes a reutilizar, donde se verifico la resistencia de las estructuras existentes con el programa ETABS 2015, se realizó el desarrollo del proyecto de reforzamiento de estructuras existentes en campo, luego se presentó los planos de ingeniería de la estructura existente con el software AutoCad 2015 y finalmente se elaboró la propuesta del reforzamiento de estructuras existentes del hogar de cuidados diarios, en el departamento de desarrollos urbanos.

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones: como su nombre lo indica, este capítulo presenta las conclusiones y recomendaciones arrojadas luego del desarrollo de este trabajo de investigación. También se presentan las referencias bibliográficas y los anexos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA) incluye un diverso conjunto de procesos globales de exploración, extracción, refinado o transporte que, en mayor o menor medida, utilizan entre sus insumos principales al petróleo y/o sus derivados, aplicándoles a los mismos algún tipo de transformación para ser empleado como la materia prima de muchos productos químicos. PDVSA. Gas Anaco, ubicada en el estado Anzoátegui, como proyecto piloto estableció Centros Operacionales para su desarrollo en: Campo Mata, San Joaquín y Santa Rosa; con lo cual ha incrementado el personal que labora en sus instalaciones, generando la necesidad de la construcción de un Hogar de Cuidados Diarios (HCD), para los hijos de los trabajadores.

En el Campo de Golf de las instalaciones del Centro de Participación Socialista Simón Bolívar, se encuentra situada una estructura metálica que se reutilizará para el HCD, la estructura existente en estudio, actualmente no posee una ingeniería formal, en la cual se especifique cuáles fueron los criterios estructurales utilizados para su diseño y construcción.

El proyecto de HCD debe de cumplir los requisitos de una estructura con Nivel de Diseño 3 (ND3) La estructura existente presenta deficiencias estructurales evidentes (irregulares en elevación) entre otros. Como se establece en la Comisión Venezolana de Normas Industriales (Covenin) 1756-98 (Rev. 2001), y deben verificar los requisitos establecidos en las normas: Normalización y Certificación de Calidad (Fondonorma) 1756,

Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) 360-10 y el Instituto Americano de Concreto (ACI) 318-14.

La instalación existente donde se construirá el HCD, está compuesta por dos áreas, una de menor dimensión diseñada con vigas y otra con mayor dimensión diseñada con cerchas que complementa la estructura. La de menor dimensión presenta en una de las vigas irregularidad constructiva, debido a que ésta no está formada por un solo elemento, sino que está compuesta por 3 tramos. Sin embargo, la unión de dichos tramos no se realizó de forma correcta, ya que no están alineados, y la unión con la soldadura no fue realizada en todo el perímetro del perfil, lo que podría generar el que se debilite la estructura y presente un posible punto de falla. La viga se encuentra unida solo con un punto de soldadura a la columna en una de sus esquinas y no se encuentra soldada a la columna, lo que generaría que dicha estructura ceda por no transmitir las cargas.

La propuesta de reforzar la estructura existente en la construcción del HCD, contempla la elaboración de la planialtimetría de instalación, la cual consiste en tomar las medidas de las vigas en el caso de la estructura de menor tamaño y cercha en la de mayor, dimensiones de las columnas y fundaciones que posee; con el propósito de obtener los datos necesarios. Además, se realizará un análisis dinámico y estático de toda la instalación, esbozando los planos de detalle y el informe técnico de cálculo.

De acuerdo a lo antes expuesto, la gerencia de Desarrollo Urbano ofrecerá al personal que labora en la empresa la tranquilidad de contar con instalaciones adecuadas. Con este trabajo PDVSA Gas Anaco, podrá presentar la propuesta de rehabilitación y aprovechamiento de las estructuras existentes, ubicado en Campo Norte para el proyecto de la construcción del HCD, en la ciudad de Anaco, municipio Anaco del estado Anzoátegui. De esta manera se pueden describir los trabajos antes

mencionados que son necesarios para lograr el alcance, con el propósito de llevar a cabo el proyecto que comprenderá en verificar la resistencia de las estructuras para la construcción de la edificación de un nivel.

Este mejoramiento dará inicio a la construcción del HCD que tendrá una capacidad para 100 niños, distribuidos en las siguientes áreas: dos salas maternales para infantes de seis meses a dos años, un aula para niños y niñas de dos a seis años, consultorio pediátrico, dirección, comedor - área de cocina, depósitos, oficinas para psicólogo, psicopedagogo y nutricionista. La Gerencia de PDVSA Gas - Distrito Anaco, a través de la superintendencia de Desarrollo Urbano, se ha abocado a la construcción del HCD para garantizar a sus trabajadores y trabajadoras un lugar adecuado para el buen desarrollo físico y mental de sus hijas e hijos. Esta propuesta de proyecto no ha sido pionera en su categoría; ya que se han realizado mejoramientos y rehabilitaciones de plantas físicas adaptando a nuevos usos.

Con este proyecto se pretende utilizar estructuras existentes, dando origen a nuevos proyectos a partir de ampliaciones estructurales a futuro en la Universidad de Oriente (UDO) sugiriendo realizar las mejoras pertinentes para la comunidad obrera, dándole cumplimiento a la Ley Orgánica del Trabajo, los Trabajadores y las Trabajadoras (LOTTT-2012), en su Art. 343, establece que “El patrono o la patrona, que ocupe más de 20 trabajadores y trabajadoras, deberá mantener un centro de educación inicial”. Al igual que los planes y las políticas de la empresa en las mejoras de las condiciones laborales de sus trabajado.

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo general

Proponer el reforzamiento de estructuras existentes del hogar de cuidados diarios, ubicado en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar un levantamiento planialtimétrico y el estado de sus condiciones actuales de las estructuras existentes a reutilizar para el proyecto de construcción HCD.
- Verificar la resistencia de las estructuras existentes con el programa ETABS 2015.
- Desarrollar proyecto de reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui, según los requisitos de los códigos Fondonorma 1756-2006, Covenin 1756-98 (Rev. 2001) AISC 360-10 y la ACI 318-14.
- Presentar los planos de ingeniería de la estructura existente con el software Autocad 2015.

1.3. Justificación e importancia de la investigación

En el Campo de Golf de las instalaciones del Centro de Participación Socialista Simón Bolívar, se encuentra situada una estructura metálica que presenta irregularidades y fallas en miembros estructurales que son el reflejo de que la estructura no está trabajando como debe, además sin un elemento estructural presenta algún tipo de problema es muy posible que termine afectando al resto de los elementos estructurales. A su vez es necesario estudiar la estructura para establecer las soluciones que permitan corregir la irregularidad que presenta; de no ser realizado el estudio previo y revisión de las normas es posible que las soluciones que se adopten no cumplan con los

requerimientos establecidos. Básicamente, es preciso aplicar paso a paso los procedimientos para que la instalación sea óptima y cumplan con los criterios. De esta manera se pretende beneficiar los niños que allí estará habitando mediante el reforzamiento de las estructuras, el personal docente, obrero y administrativo que allí labora tendrán en un lugar seguro. Sin dejar atrás la tranquilidad de los padres que laboran en la empresa al saber que cuentan con estructuras óptimas y seguras para la educación de sus hijos.

1.4. Delimitación de la investigación

1.4.1. Delimitación espacial

La elaboración de la propuesta de reforzamiento de las estructuras existente se realizó en la empresa Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA).Gas Anaco., en el departamento de Desarrollos Urbanos, ubicada en la zona industrial de PDVSA, edificio 7, Anaco estado Anzoátegui.

1.4.2. Delimitación temporal

La investigación tendrá una duración de ocho (8) meses continuos de pasantía presencial, con horario de ocho (8) horas por día, para la recolección y manejo de información, cubriendo el tiempo de redacción del mismo.

1.4.3. Alcance del proyecto

Está investigación contempla en realizar un reforzamiento de las instalaciones para dar solución a la problemática estructural de las instalaciones existentes del Hogar de cuidados diarios, ubicado en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, Estado Anzoátegui. Este proyecto busca diagnosticar, conocer y evaluar elementos estructurales de las estructural que presenta la instalación para luego reforzar aquellos elementos que lo ameriten, esto también ayudará en el futuro y en otros casos a prevenir que

se den otras fallas. Todo esto permitirá plantear una propuesta concreta de reforzamiento de la estructura para el Hogar de Cuidados Diarios.

1.5. Generalidades de la empresa

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

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

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

- Nos conducimos con integridad.
- Modelamos respeto por la gente.
- Procedemos con equidad.
- Actuamos con responsabilidad social.
- Estamos comprometidos con la seguridad.
- Mantenemos los más altos niveles de competitividad y excelencia.

Cultura: La importancia que la empresa da a la cultura, radica en la interacción existente entre la Organización y el Individuo; donde la organización establece las conductas que se esperan de los individuos, y éstos responden de acuerdo a sus creencias y valores, dando como resultado una Cultura Organizacional, que define día a día nuestra manera de ser, basada en Valores y Principios.

1.5.1. Descripción de la empresa

PDVSA Gas se concibe como la filial de Petróleos de Venezuela, S. A. que se dedica a la exploración y explotación de gas no asociado, así como a la extracción y fraccionamiento de Líquidos del Gas Natural (LGN), al transporte, distribución y comercialización del Metano, dada su importancia esta industria está presente en casi todo el país. A su vez con la resolución de la Junta Directiva de Petróleos de Venezuela S. A., se acordó la integración a PDVSA Gas del Distrito de producción Anaco y de los procesos de Extracción y Fraccionamiento LGN Oriente y la integración de los procesos de Producción de Gas Libre (Bloque E Sur del Lago) y de Extracción y Fraccionamiento y LGN de Occidente y de las operaciones de transporte y distribución de gas de Occidente.

De esta manera, PDVSA Gas como empresa integral en todos sus procesos; se expande y participa en función del Desarrollo Endógeno y de las Líneas Generales del Plan de Desarrollo Económico y Social de la Nación 2001 – 2007, con la finalidad de que en el tema del suministro interno, PDVSA Gas intensifique la presencia en el territorio nacional profundizando de manera los planes de Negocio de la Corporación y específicamente los nuevos desarrollos de GAS, a nivel nacional.

1.5.2. Ubicación geográfica de la empresa

La empresa PDVSA Gas Anaco se encuentra ubicada en el estado Anzoátegui en el municipio Anaco en el área central del Estado Anzoátegui y abarcando parte de los estados Guárico y Monagas. Tiene una extensión aproximada de 13.400 km² en donde tiene reservas probadas de gas asociado y no asociado.

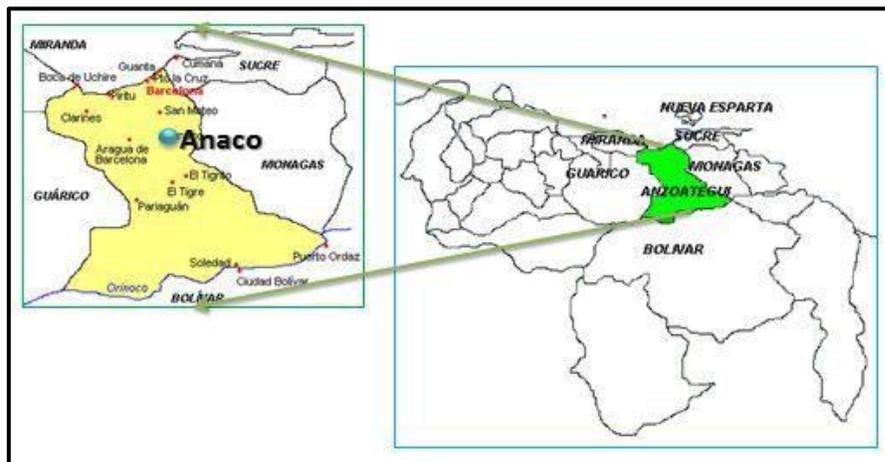


Figura 1. Ubicación Geográfica de PDVSA Gas Anaco. **Fuente:** Google imágenes (2016)

El Distrito Gas Anaco se divide en dos grandes áreas alrededor de la ciudad de Anaco en el estado Anzoátegui. El Área Mayor Anaco (AMA) que contiene los campos de producción de Santa Ana, El Toco, San Roble, San Joaquín, Guario y Santa Rosa. Y el Área Mayor Oficina (AMO) que contiene los campos Soto / Mapiri, La Ceibita, Mata R, Zapatos, Aguasay y Carisito.

1.5.3. PDVSA Desarrollos Urbanos

Constituida en el año 2008, esta sociedad tiene por objeto realizar, por cuenta propia o de terceros o asociada a terceros, el desarrollo y la ejecución de obras de infraestructura social no industrial, así como programas de asistencia humanitaria en el ámbito nacional.

Igualmente, la sociedad podrá realizar dentro de la República o en el exterior, por cuenta propia o de terceros o asociada con terceros, las actividades de planificación, coordinación y ejecución de proyectos urbanísticos a nivel nacional, dotación de viviendas dignas y seguras a las familias y comunidades que habitan en condiciones de vulnerabilidad y la construcción de obras de infraestructura no industrial.

1.5.4. Misión de Desarrollos Urbanos.

Desarrollos Urbanos es una sociedad que tiene como misión proveer y adecuar la infraestructura social no industrial requerida por PDVSA, Filiales y comunidades dentro y fuera del país, mediante la planificación, coordinación, desarrollo y ejecución de proyectos urbanísticos y de viviendas en armonía con el ambiente, aplicando tecnologías e innovación sustentados en una red productiva de la construcción colocando a disposición de todas las demás filiales y negocios de PDVSA servicios, con un análisis social del entorno donde se implantarán los proyectos, desarrollo de ingeniería conceptual, básica y de infraestructura, contratación de bienes y servicios de construcción, servicio profesional de inspección de obras y control de calidad, servicio profesional de residencia en obras y seguridad industrial, servicio de alquiler de maquinaria pesada.

1.4.6. Visión Desarrollos Urbanos

Ser una Empresa Estatal Social, líder en la construcción de viviendas y hábitat integrales con un enfoque ecológico y humanista, reconocida por su compromiso con la construcción.

1.4.7. Organización de Desarrollos Urbanos

En la figura 1.1 se muestra la estructura organizativa de la filial PDVSA Desarrollo Urbano, donde se expresa con claridad la distribución de los cargos que la conforman.

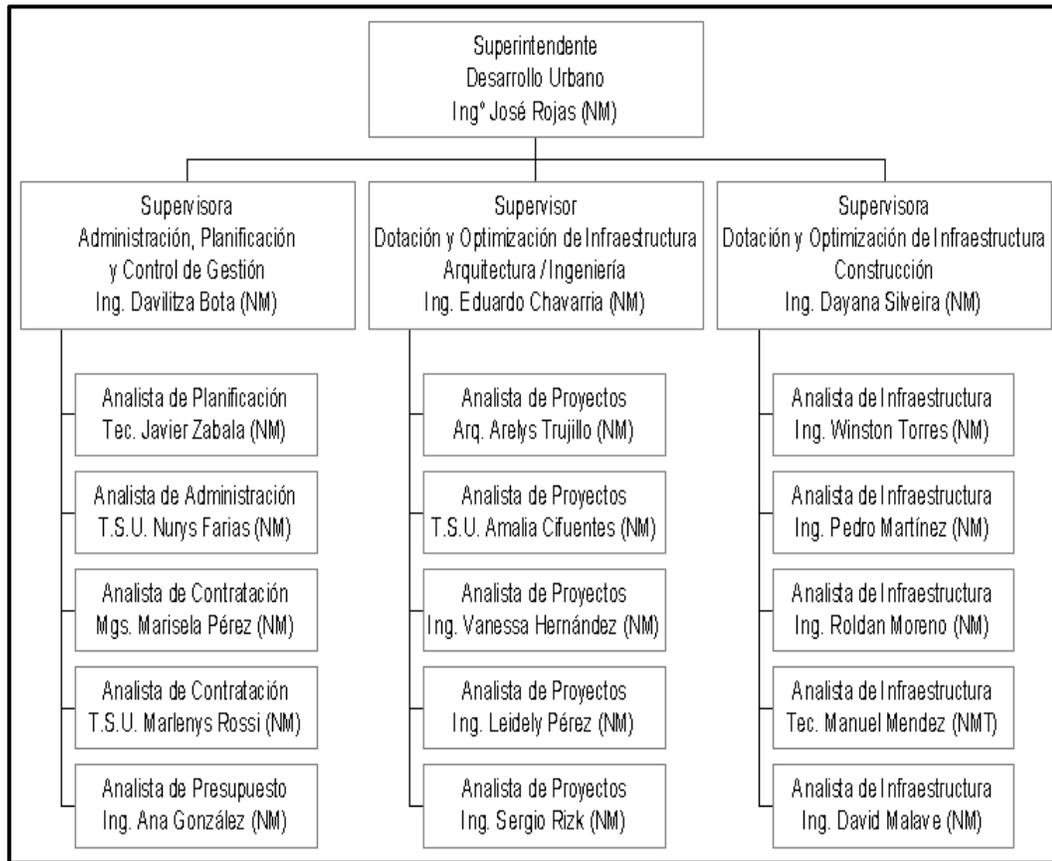


Figura 2. Estructura organizativa del departamento de Desarrollos Urbanos. **Fuente:** PDVSA Gas Anaco

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El capítulo a desarrollar resalta la revisión de trabajos de investigación similares que sirvieron de referencia para la estructuración de la investigación; también se presenta el basamento teórico y las definiciones de términos básicos, conllevando todo ello a la comprensión del tema en estudio y facilitando al investigador a la generación de estrategias para solventar el problema planteado.

2.1. Antecedentes de la investigación

Toda investigación necesita como premisa la revisión de estudios anteriores, la cual se puede considerar como aportes referenciales tratándose de temas con enfoques similares o iguales, a continuación se hace referencia de algunas investigaciones realizadas en diversos centros universitarios, relativas al tema tratado en este proyecto:

En la revista Ingeniería de Construcción Hierro, Aznar, Hernando, De la Torre y Ortiz (2014), **“Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del Círculo de Bellas Artes y la Casa Encendida”**. Contempla la adaptación de los edificios a los nuevos usos demandados por la sociedad junto con la creciente preocupación por la conservación del patrimonio arquitectónico, implican la necesidad de revisar los procedimientos tradicionales en la intervención y conservación de las construcciones históricas. Entre las posibles líneas de actuación, este trabajo se centra en las ventajas de la rehabilitación de las estructuras metálicas mediante su transformación en estructuras mixtas, junto con las ventajas derivadas del comportamiento mecánico como sección mixta.

López, M (2010), **“La Estructura metálica del pabellón 4-A Recomendaciones para su Reparación y Mantenimiento”**. En el presente trabajo se evaluó la estructura metálica del pabellón 4-A, se estudió su grado de deterioro y se planteó un conjunto de alternativas para solventar los daños existentes en la infraestructura. En primera instancia se identificaron los elementos estructurales que conforman el sistema metálico (barandas, vigas y perfiles). Seguidamente, se contabilizó mediante inspección visual y una serie de mediciones dimensionales. Dicha evaluación se centró en mejorar la estructura por el deterioro apreciable que presenta toda la infraestructura de las instalaciones de la Universidad Simón Bolívar manteniendo la estabilidad física de los elementos estructurales.

Este trabajo de grado sirvió de referencia y apoyo en cuento a una visión amplia del estudio realizado para la propuesta de reforzamiento.

Frantangeli, C (2010), **“Propuesta de Rehabilitación, Mejoras y Mantenimiento de la Planta Física del Centro de Educación Inicial Especial N° 100 Ubicado en el barrio Virgen Del Valle, parroquia Vista Hermosa, municipio Heres, Ciudad Bolívar, estado Bolívar”**. Con esta propuesta se buscaba prevenir, diagnosticar y mejorar el problema estructural de la institución con métodos que puedan solucionar dichas fallas en la estructura a futuro tomando en cuenta las propuestas planteadas.

Arreaz, A y Estrada M (2004), **“Análisis Técnico de las Condiciones Estructurales de Viviendas de Interés Social en la Zona Metropolitana de Maracaibo”**. Estudia la problemática existente en la construcción de viviendas de interes social, teniendo como objetivo principal analizar de forma tecnica los elementos estructurales que las conforman. La investigación fue de tipo descriptiva, con una población constituida por el desarrollo habitacionales. El Caujaro, Altos del Sol Amada y Villa Baralt, ubicada en la zona Metropolitana de Maracaibo. A esto se le une la

aplicación de técnicas metodológicas e instrumentos para recolectar información que permitio determinar las condiciones de deterioro en las que se encuentran las viviendas en cuestión, producto de la falta de inspección a la misma y el uso de materiales inadecuados, ocasionando daños a la estructura, razones por la cual resulta imperativo plantear posibles medidas correctivas que ofrescán mejores condiciones de vida a sus habitantes.

Esta investigación sirvió como base para presentar técnicas a implementar un análisis técnico de las condiciones estructurales de viviendas de interés social proponiendo medidas correctivas a esa realidad para que de esta manera poder recuperar las viviendas, utilizándose todo ello en el proyecto a desarrollar.

Los proyectos antes expuestos tienen finalidades comunes que están estrechamente vinculados con el tema en estudio, ya que contemplan el reforzamiento y mejoras de estructuras existentes realizando propuestas de rehabilitación de plantas físicas y análisis de condiciones. Se enfocan en aplicar medidas para rehabilitar espacios tanto para viviendas, como para centros educacionales. Todos enmarcados con el tema que presenta esta propuesta.

2.2. Bases teóricas

Para profundizar en el tema y tener mayor conocimiento o aclarar las dudas que puedan surgir en cuanto a términos desconocidos, se presentaran algunas definiciones que el investigador resaltó como importantes. Introduciendo a continuación en el basamento teórico.

2.2.1. Definición de estructura

“Se refiere a un sistema de partes conectadas que se utilizan para soportar una carga”. (Hibbeler, 2012). Entre los ejemplos más importantes relacionados con la ingeniería civil están los edificios, los puentes y las torres.

La estructura es un ensamblaje de elementos el cual mantiene su forma y su unidad teniendo como objetivos resistir cargas resultantes de su uso y de su peso propio y darle forma a la obra civil.

2.2.2. Clasificación de las estructuras

Las estructuras se clasifican según:

- El tipo estructural
- El nivel de diseño
- El tipo de construcción

Para aplicar los criterios de diseño es necesario clasificar las estructuras y para las diferentes etapas del proyecto como la ejecución, el montaje y la inspección es de gran importancia para cumplir con las exigencias previstas.

2.2.2.1. Tipos estructurales de acero

Fratelli, M (2003) clasifica los tipos estructuras de acero de acuerdo a las exigencias de la norma de Edificaciones Sismoresistentes. Norma Covenin Mindur 1756-98. Donde cada tipo puede contener a su vez varios subtipos, y en cada dirección principal, la edificación puede tener un tipo estructural diferente y son los siguientes:

- **Tipo pórtico:** Son los pórticos rígidos o pórticos de momento, clasificados como de Tipo I, capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas y gravitacionales mediante deformaciones

debidas a flexión como principal sollicitaciones de sus vigas y columnas. En esta clasificación es condición obligatoria que los ejes de columnas se mantengan continuos hasta sus fundaciones. Ver figura 3 a).

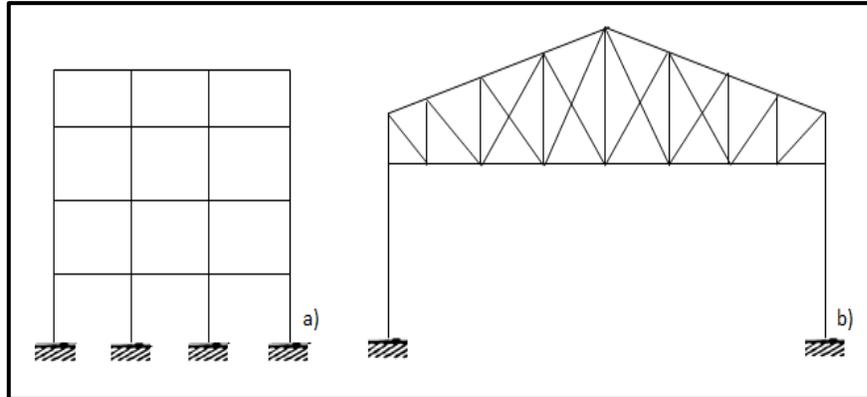


Figura 3. Estructuras tipo pórtico. **Fuente:** Fratelli, M (2003)

Esta clasificación comprende asimismo los pórticos con vigas de celosías, como se muestran en la figura 3 b).

- **Sistemas duales.** Corresponde a las clasificaciones de **Tipo II** y resulta de la combinación de las estructuras tipo I y tipo III o tipo III a), teniendo ambas el mismo nivel de diseño. Estas estructuras deben estar conectadas de modo tal que garantice la resistencia conjunta a las acciones gravitacionales y sísmicas. Los pórticos deben estar en capacidad de resistir por si solos el 25% de acciones sísmicas. Ver figura 4 a) y b)

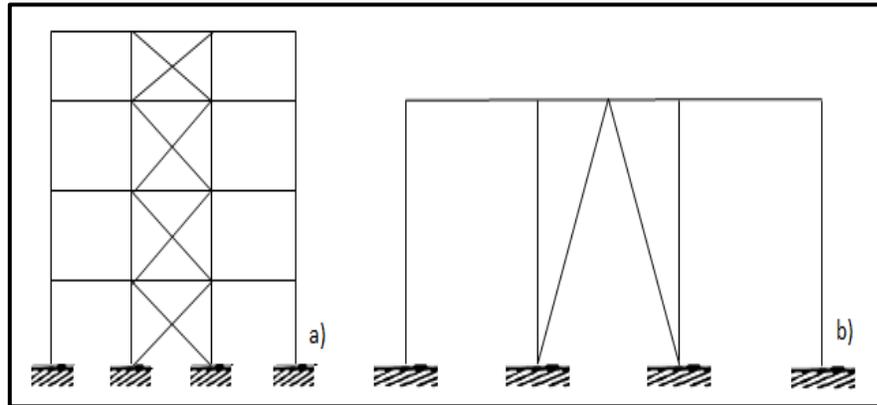


Figura 4. Sistemas duales. Fuente: Fratelli, M (2003)

- Sistemas arriostrados con diagonales concéntricas.** Son las estructuras **Tipo III** en acero, con arriostramiento concéntricos que se cruzan en su punto medio (cruces de San Andrés), en A o en V, como se indican en la figura 5 en un mismo tramo, o en tramos separados simétricamente ubicados.

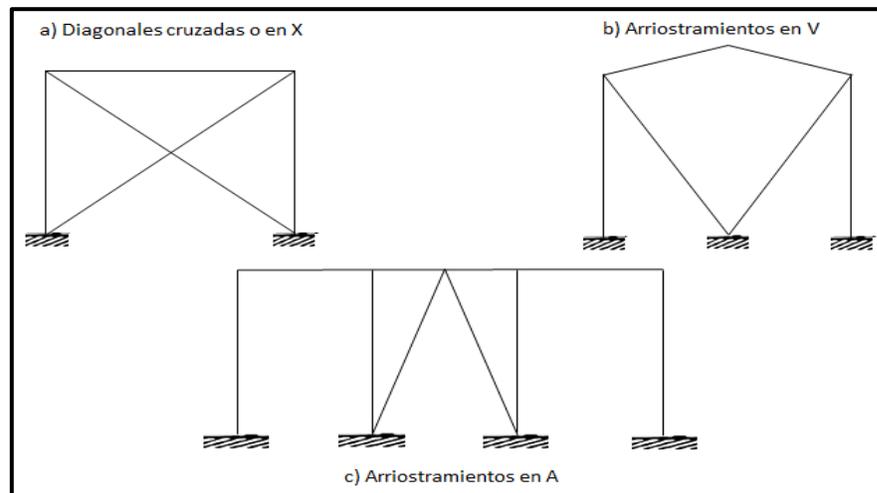


Figura 5. Pórticos arriostrados con diagonales concéntricas. Fuente: Fratelli, M (2003)

En este tipo de estructuras todos los miembros están solicitados principalmente a esfuerzos axiales. No se permiten los arriostramiento en K, que imponen fuertes flexiones en las columnas de los pórticos, como se indican en la figura 5.

- Sistema arriostrado con diagonales excéntricas.** Las diagonales excéntricas son las que se vinculan a vigas dúctiles conocidas como vigas eslabón, capaces de absorber y disipar la energía del sistema, y vigas colectoras, las vigas eslabón, o eslabones pueden ubicarse en el centro de las vigas, entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacentes a una columna, entre la conexión de la diagonal y la cara de la columna. Estas estructuras son las del **Tipo III a).**

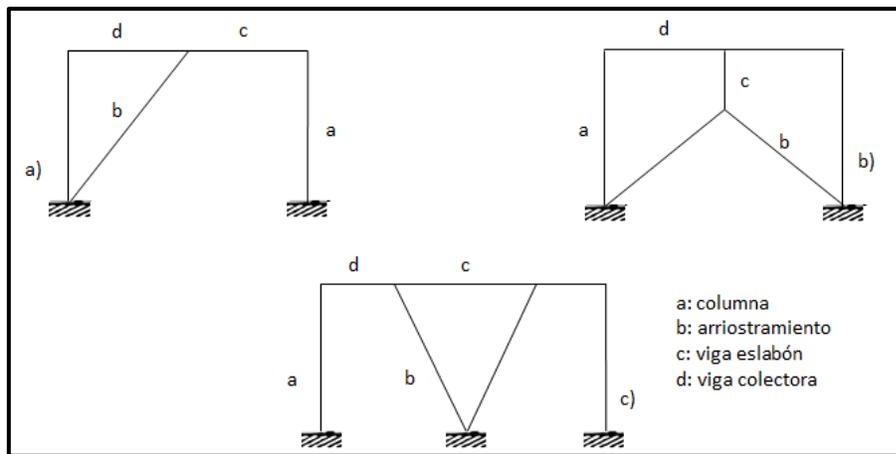


Figura 6. Pórticos arriostrados con diagonales excéntricas. **Fuente:** Fratelli, M (2003)

La figura 6 muestra diferentes configuraciones de pórticos arriostrados con diagonales excéntricas.

- Estructuras tipo péndulo invertido.** Son las estructuras **Tipo IV**, que se hallan sustentadas por una única columna, una fila de columna o columnas que soportan grandes masas. Estos sistemas tienen una baja capacidad de respuesta inelástica. Las estructuras con diafragma extremadamente flexibles, que no tienen capacidad de distribuir correctamente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales, también se asimilan a este tipo estructural.(pág. 71)

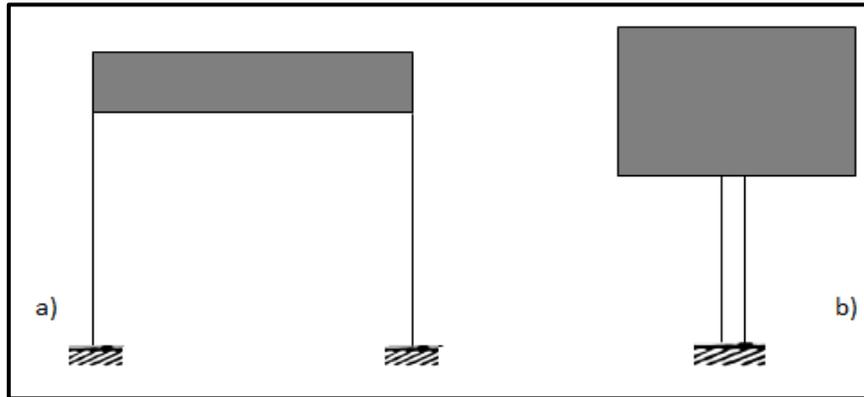


Figura 7. Estructura tipo péndulo invertido. **Fuente:** Fratelli, M (2003)

La clasificación de estas estructuras en acero es de gran importancia ya que cada una de estas se le realiza procedimientos diferentes o se toman para una construcción en específico lo que afectaría a la elaboración del análisis y cálculo de la misma.

2.2.2.2. Tipos estructurales mixtos de acero-concreto

Según (*ibídem*) los tipos estructurales mixtos en acero y concreto son:

- **Tipo pórticos mixto a-c.** Son estructuras aporticadas del **Tipo I** pero con columnas de concreto o de sección mixta y vigas de acero o de sección mixta, o bien pórticos con columnas de acero y vigas de sección mixta a-c. ver la figura 8

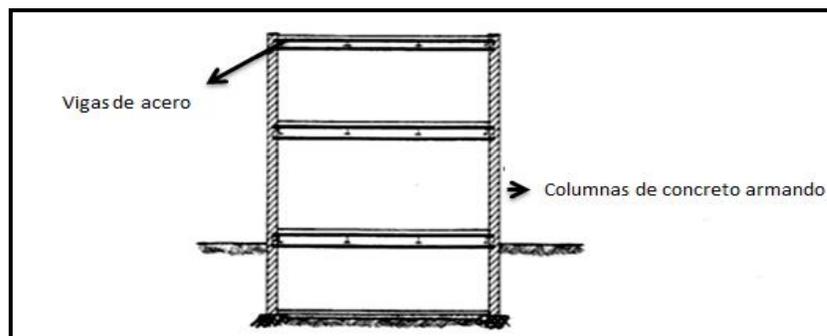


Figura 8. Pórticos de secciones mixtas acero-concreto. **Fuente:** Fratelli, M (2003)

- **Sistemas arriostrados mixtos a-c con diagonales concéntricas.** Son estructuras **Tipo II** aporticadas, similares a

los sistemas arriostrados de acero detallados en los **Sistemas arriostrados con diagonales concéntricas**, pero con las columnas de concreto o mixtas de a-c y vigas y diagonales concéntricas de acero o mixta de a-c. Ver la figura 9.

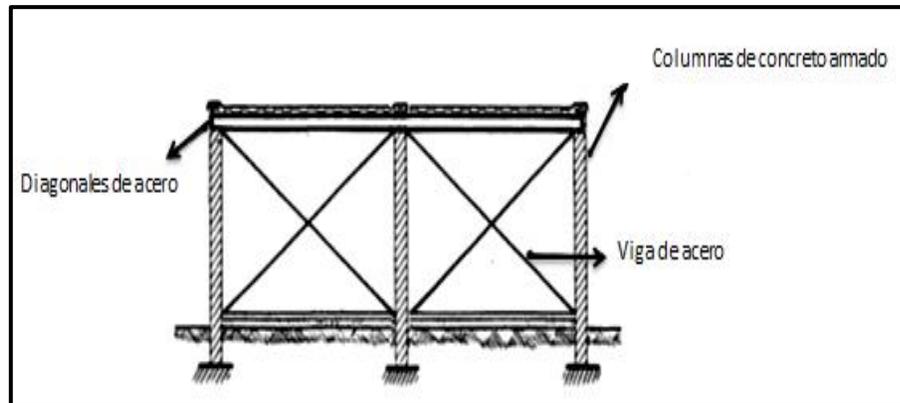


Figura 9. Sistema arriostrado mixto de acero-concreto. **Fuente:** Fratelli, M (2003)

- **Muros estructurales de concretos armados con miembros de borde de sección mixta.** Este tipo de muros corresponde al **Tipo II** y ofrece rigidez en su plan, por lo cual resulta apto para dar estabilidad lateral a los edificios de alturas sobre elevada. La figura 10 muestra la planta de un muro con estas características, donde los miembros de borde son núcleos de concreto confinados con un perfil de acero ahogado en la masa cementicia.

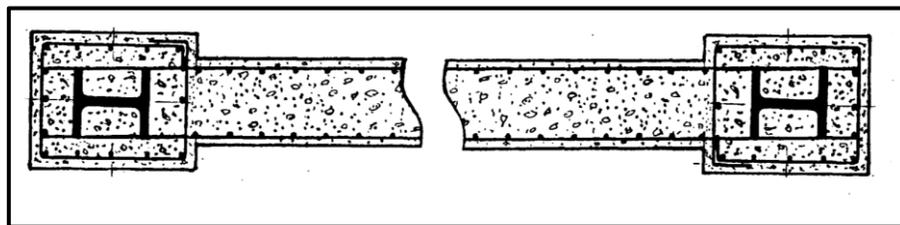


Figura 10. Planta de muro estructural de concreto con miembros de borde de sección mixta
Fuente: Fratelli, M (2003)

- **Sistemas arriostrados mixtos con diagonales excéntricas.** Son estructuras **Tipo III a)** similares al caso 2.5.1.d) pero

formadas por pórticos con columnas de concreto armado o de sección mixta a-c y vigas de acero o de sección mixta a-c y diagonales excéntricas de acero. Ver la figura 11.

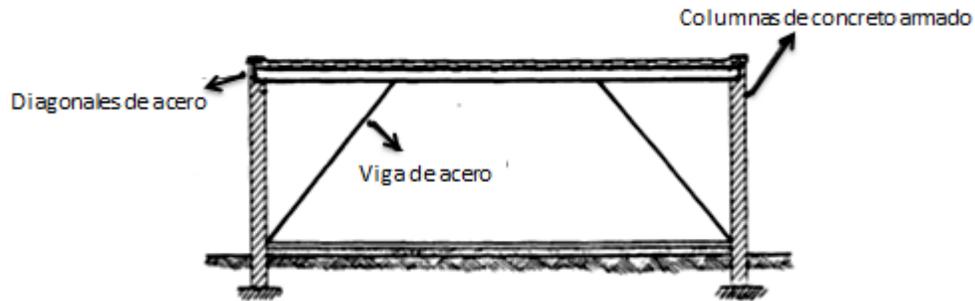


Figura 11. Sistema arriostrado mixto con diagonales excéntricas **Fuente:** Fratelli, M (2003)

- **Muros estructurales de concreto reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta.** Este caso corresponde a estructuras **Tipo III a)** donde las planchas de acero de grandes dimensiones pueden ser de perfil ondulado, o lisa y reforzada para incrementar su rigidez. Estas planchas pueden quedar ahogadas en la masa cementicia, o colocarse exteriormente, con barras internas de conexión, formando un esqueleto, para darle mayor estabilidad al conjunto, con el fin de servir de encofrado permanente a los muros del conjunto de gran resistencia estructural.
- **Estructuras mixtas tipo péndulo invertido.** Son pórticos **Tipo IV** con columnas de concreto o de sección mixta y vigas de acero o de sección mixta, con características resistentes a la indicada en las **Estructuras tipo péndulo invertido.**(p. 74)

Las estructuras en acero y concreto tienen características y comportamientos y diseños diferentes en comparación a estructuras de acero netamente. Es importante tomar en consideración esta clasificación para que los elementos constructivos actúen de manera adecuada a la hora de diseñar

una edificación seleccionando el tipo que mejor se adapte a las solicitaciones que exija la construcción.

2.2.2.3. El nivel de diseño

(*ibídem*) contempla 3 niveles de diseño de los miembros y conexiones de la estructura diferentes de fabricación, montaje, construcción e inspección que aseguren la calidad, resistencia, ductilidad y estabilidad del conjunto.

Nivel de diseño 1

En este nivel los pórticos deben ser capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas bajo cargas gravitacionales y sísmicas. Las conexiones viga-columna deben ser del tipo rígido o semi rígido realizada con pernos de alta resistencia o soldadura. Se debe cumplir además:

- Las juntas de viga-columna y todas las conexiones resistentes a fuerzas sísmicas deben tener una capacidad de rotación mínima de 0,01 radianes. Los resultados experimentales consistirán en menos dos ensayos bajo cargas cíclicas.
- La demanda por fuerza cortante en estas conexiones deben satisfacer la combinación de carga $(1,2+\gamma CV)$ más el corte debido a los momentos M_u en cada extremo de la viga.
- El nivel de diseño 1 se puede aplicar a los pórticos de acero arriostrados con diagonales concéntricas solamente para cubiertas y edificios de no más de dos entrepisos.
- Los arriostramientos tendrán una relación máxima de esbeltez de $KL/r \leq 6040/\bar{F}_y$ y su resistencia a compresión axial no excederá de $0,8 \phi_c N_t$. Si estos arriostramientos son perfiles angulares, la relación ancho-espesor de sus lados no excederá de $436/\bar{F}_y$.

Nivel de diseño 2

Este nivel de diseño debe cumplir con todas las exigencias del ND1 además de ciertas condiciones adicionales tales como:

- Las juntas de vigas-columnas y todas las conexiones resistentes a fuerzas sísmicas deben tener una capacidad de rotación mínima de 0,02 radianes. Los resultados experimentales consistirán al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas.
- Las vigas y columnas deben cumplir con los valores límites λ_p dados en la tabla 3.
- Se deben colocar soportes laterales en los puntos de aplicación de las fuerzas concéntricas.

Nivel de diseño 3

Este nivel de diseño supone que la estructura puede soportar una significativa incursión en el dominio inelástico, especialmente en las zonas donde se localizan las roturas plásticas de las vigas, pero con limitadas deformaciones inelásticas de las columnas y conexiones. El ND3 exige cumplir con las condiciones de los niveles anteriores, además de las que se indican a continuación:

- La capacidad de rotación inelástica no será menor que 0,03 radianes.
- Las vigas deben cumplir con las condiciones de λ_{pd} establecidas en la tabla 3 y tener soportes laterales en las alas a distancias no mayores de $176400r_y/F_y$
- En el caso de pórticos con arriostramientos concéntricos, se exige para estas secciones plásticas y esbeltez no mayor a:

$\frac{KL}{r} \leq \frac{8370}{F_y}$ Además, la capacidad resistente teórica de estos arriostramientos a carga axial no será mayor a $\phi_c N_t$.

- Los arriostramientos deben ser capaces de resistir a sus diagonales traccionadas entre un 30 y un 70% de la fuerza total horizontal debido al sismo o al viento.
- Las exigencias para los pórticos con vigas celosía limitaran sus dimensiones a longitudes entre columnas no mayores a 20m y su altura máxima será de 1,8m.

La tabla 1 da los niveles de diseño para las estructuras de acero, y la tabla 2 para los sistemas estructurales mixtos acero-concreto. En estructuras mixtas, el concreto a usar tendrá una resistencia mínima de 200 Kg/cm², y en zona sísmica no se emplearán concretos con resistencia mayor de 560 Kg/cm² para peso normal ni de 280 Kg/cm² para concreto. (p. 76).

Tabla 1. Niveles de Diseño para las estructuras de acero

Nivel de diseño	I Pórticos	II Sistemas duales	III Pórticos arriostrados	IIIa) Pórticos arriostrados	IV Pórticos
1 AE	Est. tipo pórtico	Sist. duales=a)+b)	Sist. arriostrados con diagonales concéntricas	Sist. arriostrados con diagonales excéntricas **	Est. tipo péndulo invertido
	Est. tipo pórtico con vigas de celosía*	Sist. duales=a)+b)*			
2 AI	Est. tipo pórtico		-Sist. arriostrados con diagonales concéntricas	Sist. arriostrados con diagonales excéntricas ***	Est. tipo péndulo invertido
3 AC	Est. tipo pórtico		Sist. arriostrados con diagonales concéntricas		Est. tipo péndulo invertido

*Para edificaciones de altura no mayor a 30 m

**Con conexiones viga-columna Tipo I

***Con conexiones viga-columna Tipo 2 flexibles

****Límites a estructuras para cubiertas y edificaciones con un máximo de dos pisos

AE: acero especiales AI: aceros intermedios AC: acero común

Fuente: Fratelli M (2003)

Tabla 2. Niveles de Diseño para las estructuras de acero-concreto

Nivel de diseño	I Pórticos	II Pórticos arriostrados	II Muros	IIIa) Pórticos arriostrados	IIIa) Muros	IV Pórticos
1 AE	Est. tipo pórtico mixto acero-concreto	Sist. arriostramiento mixto con diagonales concéntricas	Muros estructurales de concretos armados con miembros de borde de sección mixta	Sist. arriostrados mixtos con diagonales excéntricas*	Sist. arriostrados mixtos con diagonales excéntricas*	Est. mixtas tipo péndulo invertido
2 AI	Est. tipo pórtico mixto acero-concreto	Sist. arriostramiento mixto con diagonales concéntricas	Muros estructurales de concretos armados con miembros de borde de sección mixta	Sist. arriostrados mixtos con diagonales excéntricas*		Est. mixtas tipo péndulo invertido
3 AC	Est. tipo pórtico mixto acero-concreto		Muros estructurales de concretos armados con miembros de borde de sección mixta			

*Limitado a edificaciones de un máximo de 30 m de altura. Si la construcción tiene más de 4 entresijos se incorpora los efectos no lineales de las conexiones y del cambio de geometría.

Fuente: Fratelli M (2003)

Tabla 3. Relación ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados

Elemento	Relación Ancho/espesor	Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_{pd}	λ_{pd}
Compresión por flexión: Alas de vigas doble T y de canales	b/t	436 $\frac{\overline{F}_y}{F_y}$	545 $\frac{\overline{F}_y}{F_y}$	1180 $\frac{\overline{F}_y - F_r}{F_y - F_r}$
				(a)

Tabla 3. Relación ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados (Cont).

Alas de vigas híbridas doble T y Vigas soldadas	b/t	436	\overline{F}_y	545	\overline{F}_y	1360	$\frac{F_y - F_r}{k_c}$
							(a)
Alas comprimidas salientes en secciones armadas	b/t					914	$\overline{F}_y - k_c$
							(b)
Compresión Axial:	b/t			436	\overline{F}_y	797	\overline{F}_y
Lados de ángulos dobles adosados, alas de canales, ángulos o planchas salientes de vigas							
Alas de ángulos simples o dobles con separadores	b/t			436	\overline{F}_y	637	\overline{F}_y
Elementos no rigidizados							
Alas de perfiles T	b/t					1086	\overline{F}_y

Fuente: Fratelli M (2003)

(a) Fr es el esfuerzo residual de compresión en el ala

Fr=700kg/cm² en perfiles laminados en caliente

Fr=1160kg/cm² en perfiles soldados

$K_c = 4 / \overline{h/t_w}$ entre los límites: $0,35 \leq K_c \leq 0,763$

Cada caso tiene sus requisitos para asegurar la capacidad de soportar ciertas deformaciones inelástica asegurando la ductilidad e integración de las estructuras. Estos niveles son asignado de manera única para cada estructura cabe destacar que una vez asignados dichos niveles se puede calcular el factor de reducción (R) que se usa en el análisis sísmico.

2.2.2.4. Los tipos de construcción

(*ibídem*) Básicamente hay tres tipos diferentes de construcción, cada uno de los cuales tiene sus hipótesis de diseño referidas a las dimensiones de los miembros y a la resistencia de sus conexiones, que son:

- **Tipo 1: Estructuración con conexiones rígidas**

Estas conexiones se conocen por uniones de momento y son las usadas para materializar los empotramientos elásticos o nodos de los pórticos rígidos (sistemas de **Estructuras tipo pórtico** y **Estructuras tipo pórtico mixto acero-concreto**), capaces de transmitir el 100% de los momentos flectores, las fuerzas cortantes y axiales entre las vigas y las columnas del sistema.

Estas uniones mantienen inalteradas de los ángulos iniciales que forman los miembros entre sí, antes y después de la deformación, por lo cual no se produce ninguna rotación relativa entre ellos cuando se aplican las cargas exteriores.

Las conexiones rígidas se pueden lograr mediante uniones emperradas como muestra la figura 12 a), o con soldaduras de las alas y el alma de la viga al ala de la columna, como el esquema b). Para hacer más resistente la unión, el alma de la columna debe reforzarse mediante rigidizadores que siguen la línea de las alas de la viga y diagonales en ambas caras

Por lo tanto, los extremos de la viga se consideran perfectamente empotrados a la columna y los momentos flectores resultantes son los indicados en el respectivo diagrama bajo cargas gravitacionales uniformemente distribuida en la luz de la viga.

Las estructuras con conexiones rígidas pueden diseñarse mediante métodos elásticos o plásticos de acuerdo a las respectivas exigencias normativas.

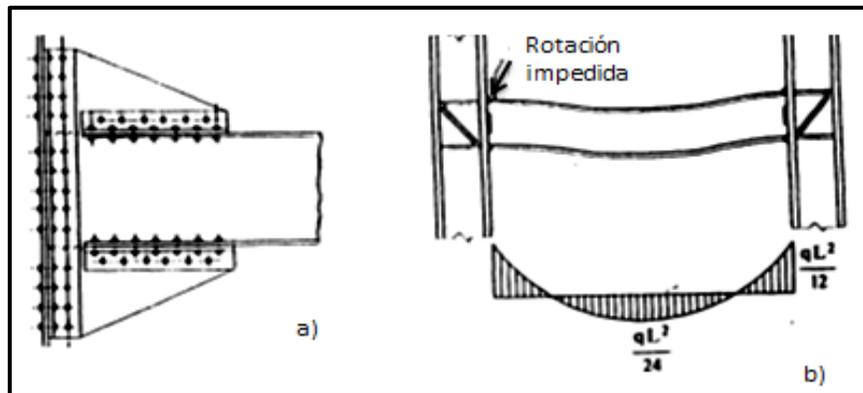


Figura 12. Estructuración con conexiones rígidas Fuente: Fratelli, M (2003)

- **Tipo 2: Estructuración con conexiones flexibles**

Son las conexiones de corte que se indican en las figuras 13 y 14. Estas uniones pueden materializarse mediante ángulos del asiento en contacto con el ala inferior de la viga, y ángulos de sujeción en el ala superior, unidos con cordones de soldaduras de filete a la viga y a la columna respectivamente. Ver figura 13 a). Las deformaciones luego de flexada la viga se muestra en el esquema b), con rotación libre en los extremos.

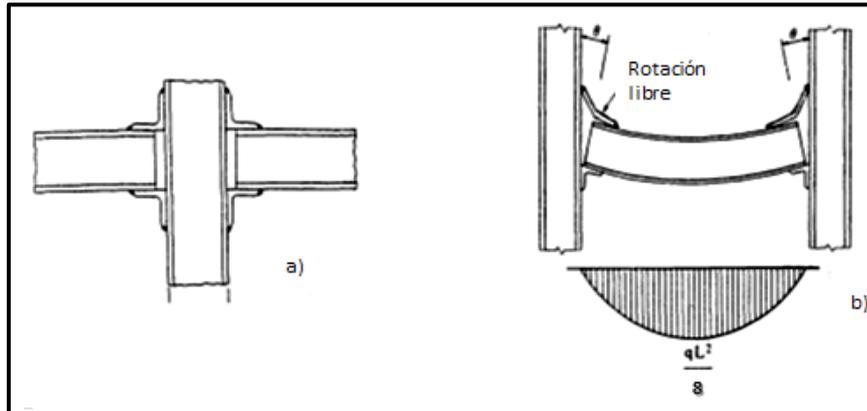


Figura 13. Estructuración con conexiones flexibles **Fuente:** Fratelli, M (2003)

Por lo tanto, diagrama de momentos flectores corresponde al de una viga simplemente apoyada en sus extremos, bajo carga uniformemente distribuida en su luz. Luego de producida la flexión, los ángulos de sujeción se deforman como muestra la figura, quedando unidos a la estructura solo por los cordones de soldadura.

El ángulo superior de sujeción también puede conectarse mediante pernos, con lo que se logra algo más de restricción a la rotación, como se ve en la figura 14 a). Otra forma de lograr uniones flexibles o de corte, es conectar el alma de la viga al ala de la columna mediante ángulos dobles como en el esquema b) que luego de flexada la viga deforman como muestra el esquema c).

Si bien se acepta que además del corte, estas conexiones pueden resistir hasta un 10% de los momentos flectores correspondiente al caso de empotramiento perfecto de la figura 12, no se los toma en cuenta en el análisis y se supone la viga con extremos libres de girar bajo las cargas actuantes.

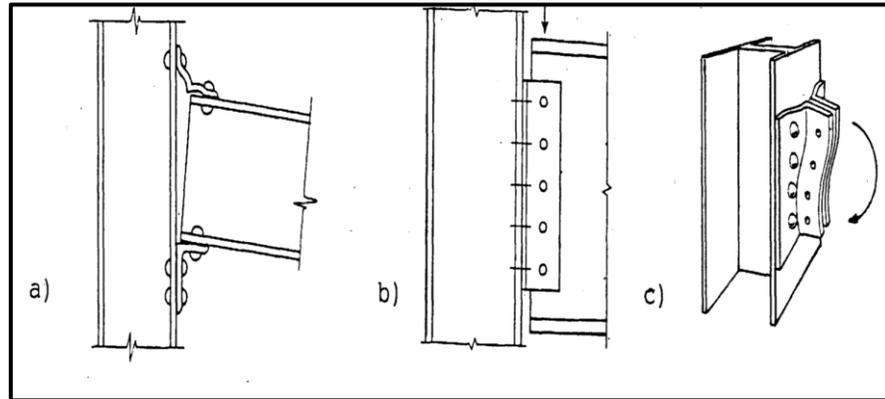


Figura 14. Otros tipos de conexiones flexibles **Fuente:** Fratelli, M (2003)

✓ Tipo 3: Estructuración con conexiones semi rígidas

Una situación intermedia entre los tipos de construcción 1 y 2 corresponde a las conexiones semi rígidas, que otorgan un grado de restricción de aproximadamente un 75% del caso de empotramiento perfecto de la figura 12. Estas conexiones pueden materializarse mediante ángulos empernados conectando las alas y el alma de las vigas a la columna, como muestra el esquema a) de la figura 15.

Si bien el comportamiento de estas uniones es generalmente complejo, se pueden aplicar hipótesis simplificadas y considerar que los ángulos que conectan las alas de las vigas resisten los momentos flectores de magnitud controlada, mientras que los ángulos en el alma resisten el corte.

Otro tipo de unión semi rígida es la del esquema c) de la figura, con conexiones de asiento en contacto con el ala inferior de la viga, y plancha o vigas T soldadas al ala superior y a la columna. El diagrama de momento flectores correspondiente a las conexiones semi rígidas indica que la magnitud de la flexión

disminuye en los extremos y se incrementa en el centro de luz bajo cargas uniformemente distribuidas. (p. 79)

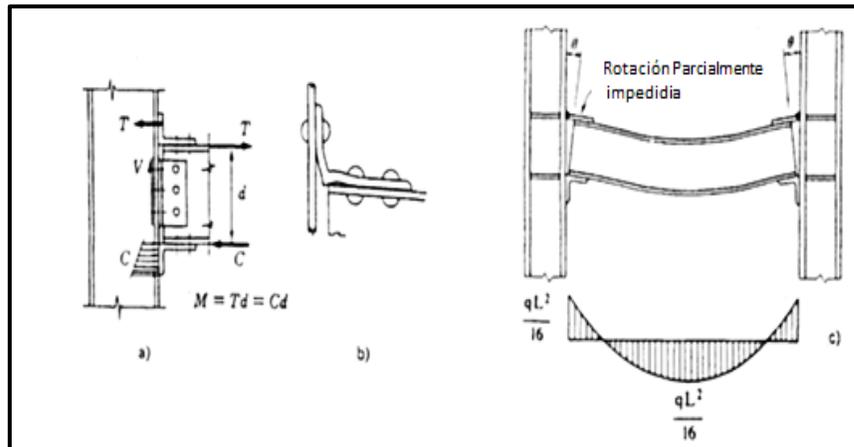


Figura 15. Estructuración de conexiones semi-rígidas **Fuente:** Fratelli, M (2003)

Analizando el conjunto de conexiones mencionadas, la figura 16 detalla las curvas M- Θ para cada caso en particular.

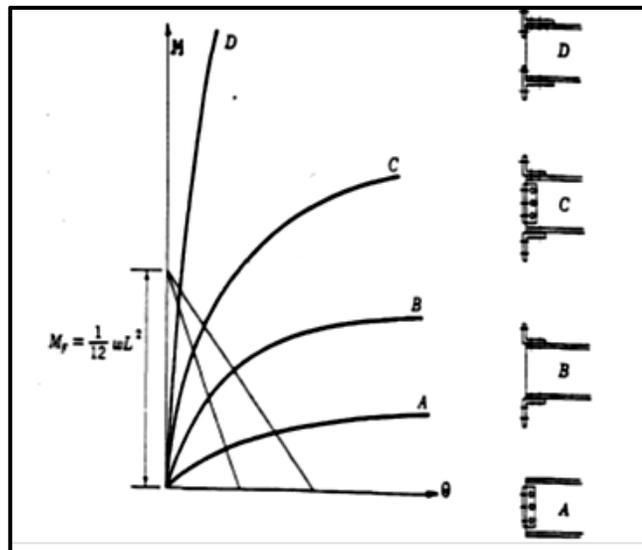


Figura 16. Curva típica M- Θ para conexiones pernadas **Fuente:** Fratelli M (2003)

2.2.3 Reforzamiento estructural

Oviedo (2003), define el reforzamiento como:

La capacidad de carga y el estado de serviciabilidad de una estructura existente. Esto se vuelve necesario cuando los diseños estándares son adaptados para cubrir nuevas solicitudes o cuando existen errores en el diseño o inadecuada mano de obra en la etapa de construcción. (p. 01)

Mediante el refuerzo de elementos existentes o incorporando elementos estructurales adicionales para mejorar los niveles de resistencia, rigidez y ductilidad. Además, incrementa la capacidad de carga y el estado de servicio de una estructura existente. Esto se vuelve necesario cuando los diseños estándares son adaptados para cubrir nuevas solicitudes o cuando existen errores en el diseño o inadecuada mano de obra en la etapa de construcción.

Cuando se utilizan los métodos de reforzamiento pueden causar cambios en sus propiedades y deben ser tomadas en consideración cuando se modifica la capacidad de carga de la estructura.

Según (*ibídem*) las propiedades a ser tomadas en cuenta son:

Capacidad de Carga: Los estados límites, son aquellos en los cuales en conexión con el colapso u otras formas de falla de una estructura, pueden poner en peligro la vida de las personas. Como una regla, las cargas teóricas son determinadas de acuerdo a las cargas de riesgo sísmico.

Estado de Servicio: Los estados límites de servicio son aquellos en los cuales, cuando son excedidos, sobrepasan las condiciones de servicio estipuladas. Esto incluye: Deformación permanente, el cual modifica la apariencia o el uso de la estructura y el daño a las instalaciones. Fisuras, que pueden modificar la apariencia, durabilidad y fugas de agua. Como una

regla, el estado de servicio está basado en un pequeño sismo, para limitar costos de reparación en el caso de sismos frecuentes.

Rigidez: La distribución de cargas a los componentes individuales de un sistema es proporcional a la rigidez de cada componente. Cuando se busca y diseña un método de reforzamiento, la rigidez del componente a ser reforzado y los componentes no reforzados deben ser comparados. Una redistribución de cargas no debe crear nuevos puntos débiles en la estructura.

Ductilidad: Es la capacidad de la estructura a deformarse bajo la deformación plástica. Bajo cargas fuertes, la deformación inelástica ocurre cuando se permite que las fuerzas de la sección se distribuyan en otras áreas de la estructura.

Disipación de energía: Es la capacidad de un material a absorber energía cinética (conversión al calor). La capacidad dúctil bajo una carga alternativa es decisiva para esta carga sísmica.

Amortiguamiento: El específico reforzamiento de componentes o la instalación de componentes de amortiguamiento pueden incrementar considerablemente el amortiguamiento de las estructuras. (p. 01)

2.2.4. Reforzamientos típicos

(*ibídem*) define: “El tipo de reforzamiento, de preferencia, no debe interferir con el funcionamiento de la estructura durante y posterior a su construcción”.(p. 01)

Actualmente se cuenta con tecnologías de construcción antisísmica que permiten el reforzamiento de estructuras: tecnologías clásicas (muros de corte, marcos arriostrados, contrafuertes, pórticos perimetrales, diagonales),

tecnologías innovadoras (aislamiento sísmico, disipación de energía, camisas de metal, fibras sintéticas).

2.2.5. Método de diseño

De acuerdo a González (1994), describe:

“Las disposiciones generales de diseño de las normas venezolanas corresponden al llamado “diseño a la rotura”. Este método requiere que las cargas de servicio o las solicitaciones correspondientes se incrementen mediante factores de mayoración de cargas o de solicitud especificado para obtener la “resistencia requerida” y que se reduzcan las resistencias nominales calculadas por medio de factores de minoración de resistencia especificados Φ definiendo la llamada “resistencia de diseño” (p. 43).

Con el Método de resistencia última se pretende llevar los esfuerzos de la estructura hasta que falle utilizando las cargas últimas o factoradas. Este método funciona con los estados límites de resistencia considerando las solicitaciones últimas de un miembro estructural o de una estructura.

2.2.6. Criterios de diseño

El criterio de diseño estructural consiste en seleccionar las secciones óptimas de los miembros, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso en particular. Para ello se pueden emplear métodos que tomen en consideración el comportamiento de las estructuras en rango puramente elástico, o métodos que permitan la incursión de algunas secciones del sistema en rango inelástico.

2.2.7 Método de los estados límites para revisión y diseño de los elementos estructurales

Con el método de estados límites nos permite diseñar o revisar estructuras suficientemente seguras y puede ahorrar material según el tipo de estructura. El objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se pueden presentar durante la vida útil de la edificación.

La estructura debe tener suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para asegurar un comportamiento dúctil del sistema durante la más desfavorable posibilidad de acción de las cargas exteriores actuantes, en un tiempo aleatorio. Además este cumple con las exigencias de las normas AISC (360-10) para construcciones en acero y la COVENIN (1618-98) estructuras de acero para edificaciones.

Para este método, el perfil es clasificado en función de la relación ancho/espesor (λ) y la relación ancho/espesor de la referencia (λ_r) para perfiles de área cerrada. Se tiene que las condiciones para estructuras a compresión son las siguientes:

$$\lambda < \lambda_r \text{ COMPACTO} \therefore \phi_{as} = 1,00$$

$$\lambda > \lambda_r \text{ ESBELTO} \therefore \phi_{as} = \phi_a \cdot \phi_s$$

Para perfiles circulares se utiliza:

$$\lambda = \frac{d}{t} \quad (\text{Ec. 1})$$

$$\lambda_r = 0,31 \frac{E}{F_y} \quad (\text{Ec. 2})$$

Dónde:

λ : Relación ancho/espesor.

λ_r : Parámetro de esbeltez local.

E : Modulo de elasticidad del acero.

F_y : Resistencia del acero utilizado.

d : Diámetro del perfil circular.

t : espesor

Para perfiles rectangulares se utiliza:

$$\lambda = \frac{d - 3tf}{tw} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 5})$$

Dónde:

λ : Relación ancho/espesor.

λ_r : Parámetro de esbeltez local.

E : Modulo de elasticidad del acero.

F_y : Resistencia del acero utilizado.

d : Altura del perfil cuadrado.

tf : Espesor del ala.

tw : Espesor del alma.

✓ Resistencia a compresión del perfil

Para verificar la resistencia a compresión de un elemento es necesario aplicar las siguientes ecuaciones:

✓ **Límite de esbeltez**

En este paso se debe verificar el límite de esbeltez, si es mayor a 200 él es esbelto y por lo tanto no será apropiado. Para revisión el factor de longitud efectiva (K) es igual a 1.

$$\frac{KL}{r_{min}} \leq 200 \quad (\text{Ec. 6})$$

Dónde:

L : Longitud del elemento.

K : Factor de longitud efectiva (Para elementos empotrado-empotrado es igual a 1).

r_{min} : Radio de giro mínimo.

✓ **Estado de trabajo en pandeo flexional (λ_c)**

El estado de trabajo define el dominio elástico e inelástico donde se encuentra el elemento estructural de acuerdo a las siguientes condiciones:

Si $\lambda_c > 1,5$ El perfl se encuentra en el dominio elástico

Si $\lambda_c < 1,5$ El perfl se encuentra en el dominio inelastico

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Dónde:

λ_c : Parámetro de esbeltez.

r : Radio de giro.

✓ **Esfuerzo a compresión en pandeo flexional (F_{cr}) en (KgF/cm^2)**

El esfuerzo a compresión en pandeo flexional la ecuación (F_{cr}) varía de acuerdo al dominio. En el caso del dominio elástico se utiliza:

$$F_{cr} = F_y \frac{0,877}{\lambda_{cr}^2} \quad (\text{Ec. 8})$$

Para el caso del dominio inelástico es:

$$F_{cr} = F_y 0,658\lambda_{cr}^2 \quad (\text{Ec. 9})$$

✓ **Resistencia a compresión en pandeo flexional en (KgF/cm^2)**

Para el cálculo de factor (ϕ_{Nt}) es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$\phi_{Nt} = \phi * A * F_c \quad (\text{Ec. 10})$$

Dónde:

ϕ_{Nt} : Factor de minoración de la resistencia teórica.

A: Área de la sección transversal del perfil.

ϕ : 0,90

• **Resistencia a flexión**

En valor de factor de forma (α) es diferente según sea el caso, para perfiles circulares el valor será $\alpha=1,27$ y para los rectangulares es $\alpha=1,25$. Para el cálculo de la resistencia por flexión se emplea la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi * F_y * Z \quad (\text{Ec. 11})$$

$Z = \alpha * S$

Dónde:

Z: Módulo plástico de sección.

S: Módulo de sección.

$$\phi = 0,90$$

✓ **Verificación de resistencia a tensión**

Para esta resistencia solo se realizara la verificación de esbeltez que será la longitud efectiva (L) entre el radio de giro (r) el cual tiene que ser menor o igual a 300 y luego constatar la resistencia por cedencia (ϕP_n) para $\phi = 0,90$ con la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = \phi * A * F_y \quad (\text{Ec. 12})$$

• **Verificación de resistencia a flexocompresión**

En esta verificación es necesario realizar el cálculo de la fuerza a compresión actuante (N_u) entre el valor de la resistencia a compresión minorada del perfil (ϕ_{Nt}) para saber que ecuación se debe utilizar dependiendo de las siguientes condiciones:

$$\frac{N_u}{\phi_{Nt}} > 0,20 \text{ se utiliza } \rightarrow \frac{N_u}{\phi_{Nt}} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$\frac{N_u}{\phi_{Nt}} < 0,20 \text{ se utiliza } \rightarrow \frac{N_u}{2 * \phi_{Nt}} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \quad (\text{Ec. 14})$$

Cabe destacar que si el resultado obtenido en la verificación de resistencia a flexocompresión es mayor que 1,00 el perfil falla.

2.2.8. Método de Análisis Estructural

Este se basa en el estudio y cálculos de modelos matemáticos que se asimilan a la estructura real.

García (1990), define:

El método de análisis estructural: las cargas mayoradas de servicio multiplicadas por los apropiados factores de carga. En el

método de diseño a las rotura, se emplea el análisis estructural elástico para obtener los momentos flectores, las fuerzas de corte, las reacciones, etc. Los momentos flectores y las fuerzas de corte aproximados dan, en general, valores razonablemente conservadores para las condiciones que se especifican, cuando los miembros que trabajan a flexión son partes de un pórtico u otra construcción continua. (p. 37)

Este método nos permite encontrar los esfuerzos internos, tensiones y deformaciones que actúan sobre una estructura, utilizando ecuaciones de resistencia de materiales en edificaciones. Igualmente el análisis dinámico estudiaría el comportamiento de aquellas cargas aplicadas súbitamente y causando impacto sobre la estructuras generando de posibles vibraciones que pueden ser perniciosas.

2.2.9. Estados límites

COVENIN (2002-88), 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.” (p. 12)

En este orden (*ibídem*) expone:

Estado Límite de Agotamiento: se alcanza este estado cuando se agota la resistencia de la estructura o de alguno de sus miembros.

Estado Límite de Servicio: se alcanza este estado cuando las deformaciones, vibraciones, agrietamiento, o deterioro afectan el funcionamiento previsto de la estructura pero no a su capacidad resistente.

Estado Límite de Tenacidad: se alcanza cuando la disipación de energía es incapaz de mantener un comportamiento histérico estable.

Estado Límite de Estabilidad: se alcanza cuando el comportamiento de la estructura o de una parte importante de ella se afecta significativamente ante nuevos incrementos de las acciones y que podrían conducirla al colapso o desplome. (p. 12)

2.2.10. Acciones

Según la norma COVENIN, (1756-98). Las Acciones “son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación.”(pág. 03)

2.2.10.1. Clasificación de Acciones

(ibídem.) Las acciones clasifican de la siguiente forma:

“Acciones Accidentales: Son acciones que en la vida útil de la edificación tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia solo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo, al viento, etc.

Acciones Extraordinarias: Son las acciones que normalmente no se consideran entre las que actúan en la vida útil de una edificación y que, sin embargo, pueden presentarse en casos excepcionales y causar catástrofes, como las acciones debidas a explosiones, incendios, etc.

Acciones Permanentes: Son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales: pavimentos,

rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, etc. Igualmente, los empujes estáticos de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y los desplazamientos impuestos por el efecto de pretensión, los debidos a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, las acciones reológicas de temperaturas permanentes, etc.

Acciones Reológicas: Son las debidas a las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por efectos de la retracción, la fluencia y otras causas. COVENIN (1756-98)

Acciones Térmicas: Son las producidas por las deformaciones que originan los cambios de temperatura.

Acciones Variables: Son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a una ocupación y uso habitual, como las cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinaria, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas, y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable” (p. 3).

Esta clasificación de acciones deriva de las de servicio o utilización, aplicables tanto en la Teoría Clásica como en la Teoría de los Estados Límites. El cual nos permite tener claro la correcta utilización de cada una de estas para el proyecto.

2.2.11. Combinaciones de Cargas

Las combinaciones están establecidas por la norma COVENIN (1618-98) con la finalidad que sus miembros, juntas y conexiones tengan la resistencia, la rigidez, la estabilidad y la tenacidad exigida para los estados

límites establecidos. Las acciones de carga pueden actuar en diferentes combinaciones como se muestran a continuación:

$$1,4CP \quad (\text{Ec. 15})$$

$$1,2CP + 1,6CV + 0,5 CV_t \quad (\text{Ec. 16})$$

$$1,2CP + 1,6CV + 0,5CV \text{ o } 0,8W \quad (\text{Ec. 17})$$

$$1,2 + 1,3W + 0,5CV + 0,5cvt \quad (\text{Ec. 18})$$

$$0,9CP \pm 1,3W \quad (\text{Ec. 19})$$

$$1,2CP + \gamma CV \pm S \quad (\text{Ec. 20})$$

Dónde:

CP: Acciones permanentes (cargas muertas) debida al peso propio de la estructura de acero, losas, placas, paredes, cerramientos, sobre piso, cielorraso, aislaciones, y todas las partes del edificio adheridas a ellos en formar permanente y con carácter invariable en el tiempo.

CV: Acciones variables gravitacionales (cargas vivas) por su uso ocupacional de personas, objetos móviles, equipamiento desplazables, vehículos, incluyendo impactos por choques o colisiones.

CV_t: Acciones variables sobre techo y cubiertas (excluyendo el agua pluvial empozada).

H: Acciones debidas a empujes laterales de tierra, granos o agua subterránea.

F: Acciones debidas a fluidos donde se conoce su variación en la altura, peso unitario y presión que ejercen.

T: Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferentes o sus combinaciones.

P: Cargas debidas al empozamiento de aguas pluviales.

W: Acciones del viento.

S: Acción del sismo.

La demanda sobre los miembros estructurales, sus conexiones y sus juntas, se definirá por la más desfavorable combinación de las cargas factorizada según se indica a continuación. El signo \pm indica que las cargas pueden actuar independientemente en uno u otro sentido en forma aleatoria. El efecto más desfavorable puede corresponder a una combinación donde no actúe la totalidad de las acciones consideradas.

También se debe investigar las cargas de menor magnitud pero que actúan en un número elevado de ciclos (más de 20.000) y que pueden ocasionar fatiga.

En la Norma de Edificaciones Sismoresistentes. Norma Covenin Mindur 1756-98, γ representa la fracción de la carga total variable que corresponde a la función a que se destina el área. Según el caso, γ varía entre 0,25 y 1.

El factor de mayoración de la Carga Variable CV en las combinaciones de carga de las ecuaciones. 17, 18 y 19 serán igual a 1.0 en los garages, las áreas destinadas a concentraciones públicas, y en todas aquellas áreas donde la carga variable sea mayor que 500 kgf/m² o en todos los casos en que el porcentaje de las acciones variables sea mayor del 25 %. En la combinación de la ecuación 20, el factor γ corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación.

2.2.12. Sistema resistente a sismos

El sistema de resistencia sísmica debe garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y horizontales. Parte del sistema estructural que se suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductibilidad necesaria. (Covenin-Mindur-Funvisis Rev. 2001), establece: "Ductibilidad, capacidad que poseen los componentes de un

sistema estructural de hacer incursiones alternantes en dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente” (p. 4)

2.2.13. Método de Análisis Sísmicos:

(ibídem.) Señala que:

“Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. Tiene como objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras tipificadas en las normas, excepto para aquellas que tienen diafragmas flexibles. En este método se consideran como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel.” (p. 103)

2.2.14. Espectros de respuesta y de diseño

(ibídem.) Define:

“Espectros de Respuesta: representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y un mismo amortiguamiento, expresados en función del período y sometidos a una historia de aceleraciones dada. Espectro de Diseño: espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente a sismo adoptados” (pág. 5)

✓ Zonificación sísmica

La zonificación sísmica describe un valor máximo asignado de aceleración, asociado a un valor prefijado de probabilidad de excedencia de los movimientos telúricos. Con esto se puede saber los riesgos sísmicos de cada región para establecer el espectro de diseño.

La Norma venezolana COVENIN (1756-01) “Edificaciones Sismorresistentes” establece ocho (8) zonas sísmicas en todo el país, donde muestra en la figura 17 el mapa de Venezuela con distintos colores identificando cada zona.

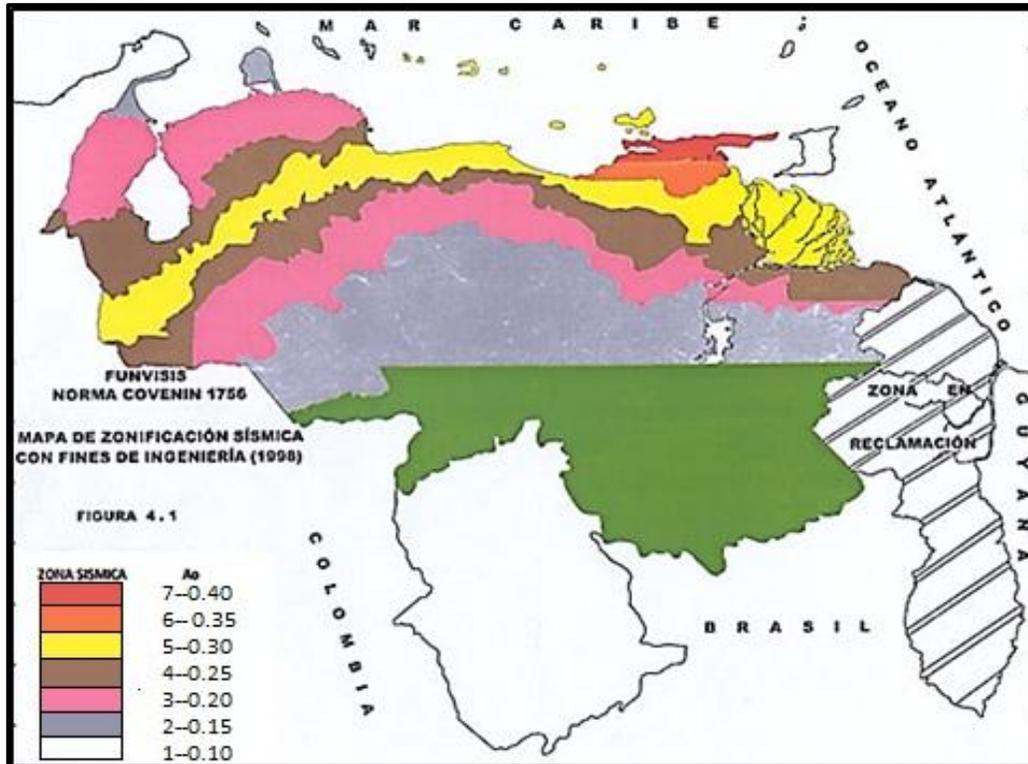


Figura 17. Mapa de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería. Fuente: COVENIN (1756-98)

✓ Movimientos de diseño

Los parámetros que caracterizan los movimientos de diseño dependen de las condiciones geotécnicas locales, el coeficiente de aceleración horizontal y el coeficiente de aceleración vertical, el cual se tomará como 0,7 veces el valor A_0 .

Tabla 4. Valores de A_0 según zona sísmica.

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7		0.40
6	Elevado	0.35
5		0.30
4		0.25
3	Intermedio	0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		--

Fuente: COVENIN (1756-98)

✓ Forma Espectral Tipificada del Suelo

La Norma venezolana COVENIN 1756-01 “Edificaciones sismorresistentes” considera 4 formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ).

Tabla 5. Forma espectral y factor de corrección ϕ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizadas y suelos muy duros o muy densos	>500	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes medio denso	170-250	≤ 50	S3	0,70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0,70	S3	0.75
		≤ 50	S3	0,70	S2	0.90
blandos/sueltos	<170	>15	S3 ^(a)	0,70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S2 ^(c)	0,65	S2	0,70

a) Si $A_0 \leq 0.15$ úsese S4.b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1H$.c) Si $H_1 \geq 2.25H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3.

Fuente: COVENIN (1756-98)

✓ Clasificación de la Edificación según su uso

Existen 4 grupos según el uso de la edificación, reflejado en Norma, A, B1, B2 y C, que a su vez indica el factor de importancia α . En el caso de que la clasificación sea no tipificable se tomará en cuenta su importancia y el riesgo asociado, número de personas o población expuesta, pérdidas directas e indirectas, así como el eventual impacto ambiental.

✓ Clasificación según Nivel de Diseño

Los niveles de diseño son asumidos en función del uso de la edificación y la zona sísmica donde se ubica la construcción y se selecciona de acuerdo a los grupos A, B1 y B2 como muestra la tabla 6.

Tabla 6. Niveles de Diseño

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A: B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1(*)	ND2(*)	ND3
	ND2		
	ND3	ND3	ND2(**)

(*)Valido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30m de altura
 (**)Valido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8m de altura

Fuente: COVENIN (1756-98)

✓ Clasificación según Sistema Estructural

Existen 4 tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos definidos en la norma venezolana que en función de los elementos estructurales que deban soportar las acciones sísmicas y cargas verticales.

TIPO 1

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales

construidos por pórticos. Los ejes de las columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

TIPO II

Estructuras construidas por combinaciones de los tipos I y II, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

TIPO III

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se consideran igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo IIIa los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

TIPO IV

Estructuras que no posean diafragma con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

✓ **Factor de Reducción de Respuesta R**

Este se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar. Los valores máximos de este factor para estructuras de acero y niveles de diseño se dan según como se indica en la Tabla 7. La norma COVENIN 1756 establece que para las edificaciones existentes se puede utilizar el valor de $R = 1$ para aquellas construcciones que no satisfagan los requisitos de incidencia sísmoresistente en el capítulo 12.

Tabla 7. Valor de Factor de Reducción de Respuesta (R) según tipo de estructura.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS				
	I	II	III	IIIa	V
ND1	6.0	5.0	4.0	6.0	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND3	2.5	2.25	2.0	-	1.25

Fuente: COVENIN (1756-89)

✓ **Factor de magnificación promedio (β), máximo periodo (T^*) y el exponente que define la rama descendente del espectro (p).**

Los valores de (β), (T^*) y (p) se encuentran tabulados de acuerdo a la a cada forma espectral que presente la estructura. Ver tabla 8

Tabla 8. Factor de magnificación promedio (β), máximo periodo (T^*) y el exponente que define la rama descendente del espectro (p).

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	B	P
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Fuente: COVENIN (1756-89)

En función del periodo (T) queda definida la ordenada del espectro de diseño (A_d) como lo muestran las ecuaciones en la forma siguiente:

$$T < T^+ \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi A_o \left(1 + \frac{T}{T^+} \beta - 1\right)}{1 + \frac{T}{T^+} R - 1} \quad (\text{Ec. 21})$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (\text{Ec. 22})$$

$$T < T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \frac{T^*}{T}^P \quad (\text{Ec. 23})$$

Dónde:

Ad = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia.

A_o = Coeficiente de aceleración Horizontal.

φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β = Factor de magnificación promedio.

$T_o = 0,25T^*$ Periodo a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* = Maximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+ \geq T_o$ = Periodo característico de variación de respuesta dúctil (seg).

$$C = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R = Factor de reducción de respuesta.

P = Exponente que define la rama descendente del espectro.

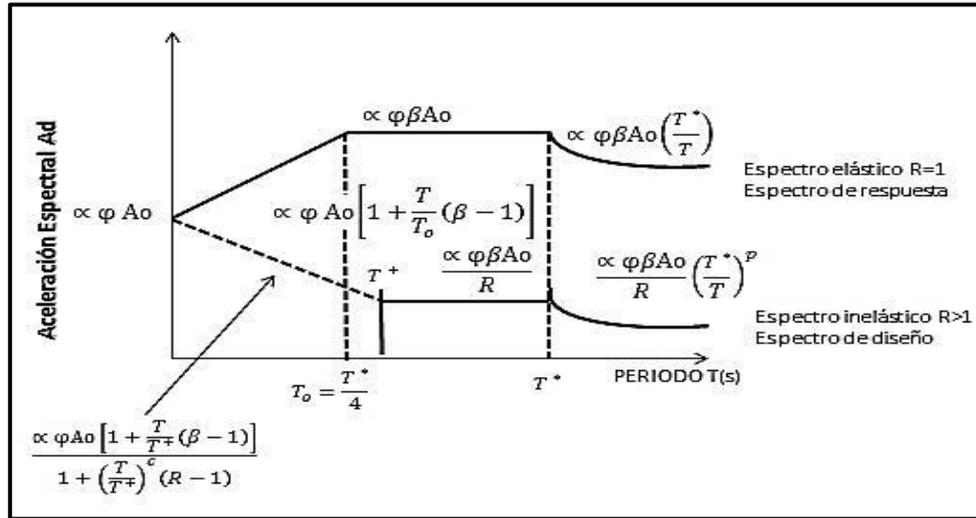


Figura 18. Espectro de respuesta y diseño. **Fuente:** Autor

En relación a lo anterior los de respuesta solo describen los efectos sísmicos de una estructura midiendo la intensidad del movimiento de terreno. Sin embargo los de diseño, se encarga de medir la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características de la estructura (periodo de vibración).

2.2.15. Formas espectrales

Las formas espectrales se encargan de tipificar la forma de los espectros de respuesta en formas espectrales normalizadas considerando las condiciones del terreno de fundación. La norma Covenin (1756-01), “Edificaciones Sismorresistentes” considera cuatro formas espectrales tipificadas (Espectral S-1, Forma Espectral S-2, Forma Espectral S-3, Forma Espectral S-4), las mismas se encuentran definidas según su perfil geotécnico, en función del tipo de material, la velocidad promedio de onda de corte (V_{sp}) y la profundidad (H) a la cual se consigue el material.

2.2.16. Efecto P- Δ

COVENIN (1756-89) expresa que efectos de carga gravitatorias es: “el efecto producido por las cargas axiales y los desplazamiento laterales sobre los momentos flectores en los miembros”. (p. 5)

En el diseño de estructuras sismo-resistentes debe verificarse la importancia que pueden tener los efectos de carga gravitatorias actuando sobre la posición deformada de la estructura. Mediante el cálculo del parámetro de estabilidad global de la estructura se puede evaluar y para determinar la amplificación de las sollicitaciones y de los desplazamientos de diseño.

2.2.17. Diseño de análisis eólico

- ✓ **Clasificación de las construcciones según el uso y las características de respuesta ante la acción del viento.**

Para clasificar la construcción según el uso la norma COVENIN (2003-89) establece cuatro grupos en función del grado de seguridad aconsejable para la misma. Estos grupos son los siguientes:

Grupo A

Construcciones cuyas falla pueda ocasionar cuantiosas pérdidas humanas o económicas, o que contienen instalaciones esenciales cuyo funcionamiento es vital en condiciones de emergencia, tales como, aunque no limitadas a:

- ✓ Hospitales, puesto de emergencia o centros de salud en general.
- ✓ estaciones de bomberos o de policía e instalaciones militares.
- ✓ Centrales eléctricas y de telecomunicaciones.
- ✓ Torres de transmisión y antenas.
- ✓ Estaciones de bombeo y depósitos de agua.
- ✓ Tanques elevados y chimeneas.
- ✓ Redes de distribución de agua, gas, electricidad, etc.

- ✓ Edificaciones gubernamentales o municipales de importancia.
- ✓ Institutos educacionales en general.
- ✓ Depósitos de materiales tóxicos o explosivos y centros que utilicen materiales radioactivos.
- ✓ Edificaciones que contienen objetos de valor excepcional, tales como museos y bibliotecas.
- ✓ Monumentos y templos de valor histórico.

También se incluyen en este Grupo las construcciones cuyo uso principal implique aglomeraciones de más de 300 personas con cierta frecuencia, tales como: auditorios, cines, teatros, estadios, etc.

Grupo B

Pertenecen a este grupo las construcciones de uso público o privado tales como, aunque no limitada a:

- ✓ Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general.
- ✓ Edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios y actividades similares.
- ✓ Plantas e instalaciones industriales.
- ✓ Almacenes y depósitos en general.

También abarca en este grupo toda construcción cuyo colapso pueda poner en peligro las de este Grupo o las del Grupo A

Grupo C

Este grupo comprende las construcciones no clasificables en los Grupos anteriores, no destinadas a su uso como habitación o al uso público, y cuyo colapso no pueda causar daños a las construcciones de los dos primeros Grupos.

✓ **Factor de importancia eólica**

Este valor se establece para que las acciones sean consistentes con la seguridad deseada permitiendo ajustar la velocidad básica del viento. Para

poder obtener este valor es necesario poseer el grupo al que pertenece la construcción y ubicarla en la tabla 9.

Tabla 9. Factor de importancia eólica.

GRUPO	A
A	1.15
B	1.00
C	0.90

Fuente: COVENIN (2003-89)

✓ **Clasificación según las características de respuestas**

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las construcciones, estas se clasifican según las características de la geometría expuesta a la acción del viento en los siguiente Tipos:

TIPO I

Este tipo comprende las construcciones cerradas poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, y aquellas cerradas en general cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o cuyo período natural de vibración sea menor o igual a 1 segundo. Están comprendidas en este Tipo las construcciones con cubierta destinada a naves industriales, teatros, auditorios, depósitos, etc., y otras construcciones cerradas destinadas a su uso similar. También se incluyen las cubiertas estructurales rígidas, o sea aquellas capaces de resistir las acciones debidas al viento sin variar sustancialmente su geometría.

TIPO II

Se incluyen dentro de este Tipo las construcciones abiertas cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o que tengan un periodo natural de vibración menor o igual 1 segundo, tales como las torres o antenas atirantadas y en voladizo, los tanques elevados, los parapetos y las vallas.

TIPO III

Pertencen a este Tipo aquellas construcciones especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Comprende las construcciones definidas en tipo I y II cuya relación de esbeltez sea mayor a 5 o cuyo período natural de vibración sea mayor a 1 segundo, o las que su geometría sea propensa a fuertes vibraciones.

TIPO IV

Se tipifican en este grupo las construcciones que representan problemas aerodinámicos particulares, tales como las cubiertas colgantes excluidas del Tipo I, las formas aerodinámicas inestables, las construcciones flexibles con varios periodos de vibración próximos entre sí, etc.

✓ Velocidad del viento

La velocidad del viento está asociada un periodo de retorno de 50 años y utiliza como velocidad básica el tiempo patrón de recorrido del viento involucrando tiempo, distancia y condiciones topográficas. De acuerdo a la figura 18 se puede obtener el valor de la velocidad del viento en *Km/h* de cada región del país o por la tabla10.

Tabla 10. Velocidad básica del viento

Velocidad Básica del viento, V, en Km/h			
Localidad	V	Localidad	V
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	85	Barquisimeto	100
APURE		MERIDA	
Guasualito	87	Mérida	70
San Fernando	85		
ARAGUA		MONAGAS	
Colonia Tovar	70	Maturín	102
Maracay	72		

Tabla 10. Velocidad Básica del viento (Cont).

BOLIVAR			
Ciudad Bolívar	77	NUEVA ESPARTA	
Sta. Elena de Uarién	74	Porlamar	70
Tumeremo	80	PORTUGUESA	
CARABOBO			
Morón	70	Acarigua	70
Puerto Cabello	70	Guanare	70
DISTRITO FEDERAL			
Caracas	78	SUCRE	
La Orchila	76	Cumaná	79
Miquetía	93	Güiria	83
FALCON			
Coro	75	TACHIRA	
GUARICO			
Carrizal	73	TERRITORIO FEDERAL	
AMAZONAS			
		Puerto Ayacucho	83
ZULIA			
		La Cañada	103
		Maracaibo	96
		Mene Grande	81

Fuente: COVENIN (2003-89)

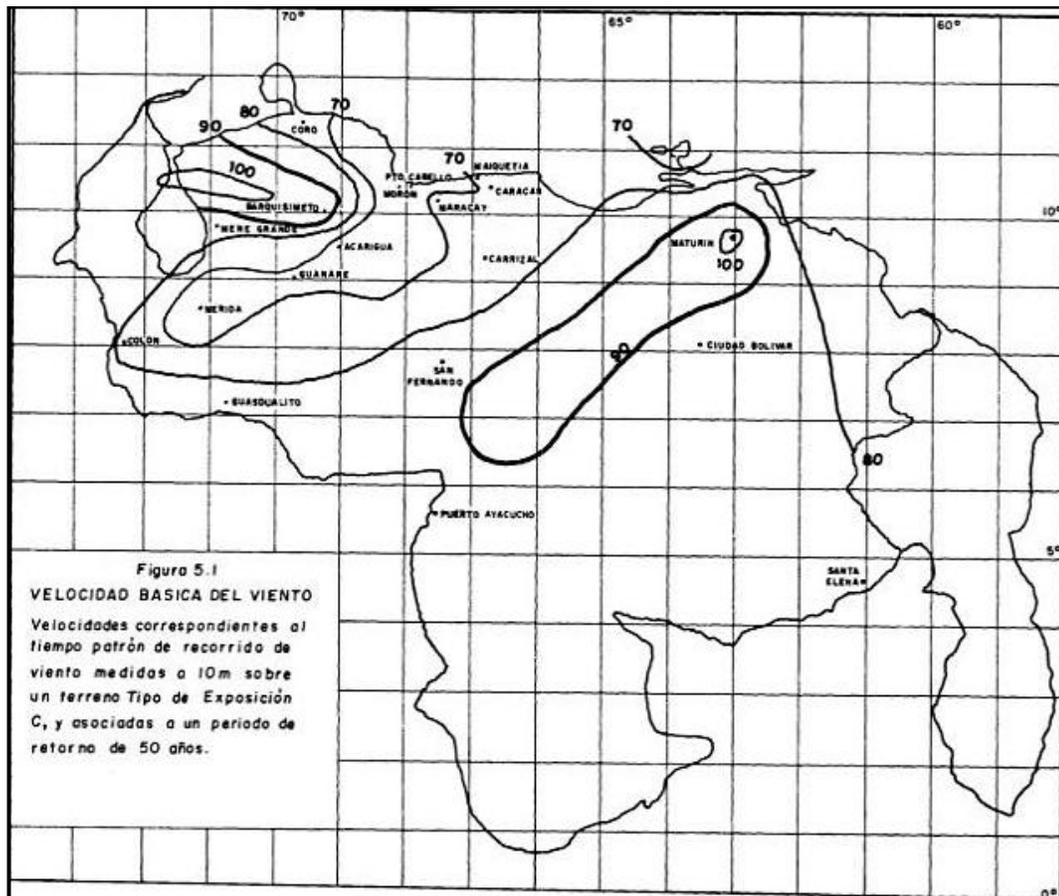


Figura 19. Velocidad básica del viento en el mapa de Venezuela. **Fuente:** COVENIN (2003-89)

✓ Tipo de exposición

El Tipo de Exposición para el sitio donde se identificara la construcción se seleccionará tomando en cuenta las características de las irregularidades en la superficie del terreno. Estos se clasifican de acuerdo con las características generales que se describen a continuación:

TIPO DE EXPOSICION A

Este tipo corresponde a grandes criterios urbanos donde al menos un 50% de las construcciones tiene alturas superiores a 20 metros. Se atribuyen este Tipo a las áreas en las cuales prevalecen esas características en la

dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 800 metros o 10 veces la altura de la construcción en estudio.

Se tomarán en cuenta los posibles efectos de canalización o incrementos en la presión dinámica cuando la construcción en estudio esté ubicada detrás de construcciones adyacentes.

TIPO DE EXPOSICION B

Este Tipo incluye a las áreas urbanas, suburbanas, boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones que tengan las dimensiones usuales de viviendas unifamiliares con una altura promedio no superior a 10 metros. Se clasifican en este Tipo en las áreas en las cuales se presentan estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la construcción en estudio.

TIPO DE EXPOSICION C

Este Tipo corresponde a las planicies, los campos abiertos, las sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura en general no sobrepasa de 10 metros.

TIPO DE EXPOSICION D

Se clasifican en este Tipo las áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a vientos que soplan a grandes masas de agua. Comprende este Tipo las áreas con las características descritas y ubicadas con relación a la costa a una distancia que sea el mayor valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la construcción en estudio.

✓ **Acciones en sistemas resistentes al viento**

En el caso de estructuras de un solo piso y similares se incluirá el efecto de las acciones internas y se verificaran las siguientes formulas:

$$\text{Barlovento} \rightarrow Pz = qz * Gh * Cp - qh * GCPI \text{ (Ec. 24)}$$

$$\text{Sotavento} \rightarrow Ph = qh * Gh * Cp - qh * GCPI \text{ (Ec. 25)}$$

✓ **Factor de respuesta ante ráfaga**

De acuerdo al tipo de exposición y a la altura de ambas estructuras se toma el valor de (Gh) que se ubica en la tabla 11.

Tabla 11. Factor de respuesta ante ráfaga

Altura h o z SOBRE EL TERRENO Metros	TIPO DE EXPOSICIÓN			
	A	B	C	D
0 a 4.50	2.359	1.651	1.320	1.154
5	2.299	1.627	1.309	1.148
6	2.202	1.588	1.292	1.139
7	2.124	1.557	1.278	1.131
8	2.060	1.530	1.266	1.125
9	2.006	1.503	1.256	1.119
10	1.959	1.478	1.247	1.114
11	1.918	1.470	1.239	1.110
12	1.882	1.454	1.232	1.106
13	1.849	1.440	1.225	1.102
14	1.820	1.427	1.219	1.099
15	1.793	1.415	1.213	1.096

Fuente: COVENIN (2003-89)

✓ **Coefficiente de permeabilidad**

El coeficiente de permeabilidad de empuje o succión externa que sirve para la determinación de las acciones producidas por el viento sobre los componentes o cerramientos de las construcciones clasificadas como Tipo I

y Tipo III cerradas; representado por el producto del factor de respuestas ante ráfagas y el coeficiente de empuje o succión interna

✓ **Coeficiente de empuje C_p**

Transversal a la cumbrera

Para la fachada los valores del coeficiente de empuje y succión (C_p) es necesario calcular la relación L/b para poder entrar a la tabla 12 y obtener el valor correspondiente.

Tabla 12. Coeficiente de empuje y succión C_p para las fachadas

COEFICIENTE DE EMPUJE Y SUCCIÓN C_p PARA LAS FACHADAS		
FACHADAS	Relación L/b	C_p
Barlovento	Todas	0.8
	0 a 1	-0.5
Sotavento	2 y 3	-0.3
	≥ 4	-0.2
Laterales	Todas	-0.7

Fuente: COVENIN (2003-89)

Para el coeficiente de empuje y succión (C_p) del techo se calcula en base a la relación L/b al igual que para el coeficiente (C_p) de la fachada es necesario entrar a la tabla 13 para seleccionar el valor que le corresponde.

Tabla 13. Coeficiente de empuje y succión C_p para techos

COEFICIENTE DE EMPUJE Y SUCCIÓN C_p PARA LOS TECHOS									
DERECCION DEL VIENTO	RELACIÓN L/b	SUPERFICIE A BARLOVENTO							SUPERFICIE A SOTAVENTO
		ÁNGULO θ							
		0°	10° ♦	20°	30°	40°	50°	$\geq 60^\circ$	
Normal A la Cumbrera	≥ 3		0.2 0.9	0.2	0.3	0.4		0.5	
	2	-0.7		-0.75	-0.2	0.3		0.018	-0.7
	1		-0.9						
	≤ 0.7			-0.9	-0.9	-0.35	0.2		
Paralelo A la Cumbrera	TODAS					-0.7			

♦ Los valores de estas columnas son aplicables para los ángulos comprendidos entre 10° y 15° , ambos inclusive. Para $L/h \geq 3$ se utilizarán los 2 valores indicados.

Fuente: COVENIN (2003-89)

Paralelo a cumbrera

Para la fachadas los valores del coeficiente de empuje y succión (C_p) es necesario calcular la relación L/b para esta se utilizara la siguiente tabla 14 y obtener los valores correspondiente. En el caso techo utiliza la tabla 13.

Tabla 14. Coeficiente de empuje y succión C_p el techo

COEFICIENTE DE EMPUJE Y SUCCIÓN C_p PARA LAS FACHADAS		
FACHADAS	Relación L/b	C_p
Barlovento	Todas	0.8
	0 a 1	-0.5
Sotavento	2 y 3	-0.3
	≥ 4	-0.2
Laterales	Todas	-0.7

Fuente: COVENIN (2003-89)

✓ Presión dinámica

Es la presión ejercida por una masa de aire en movimiento deriva del teorema de Bernoulli, será evaluada en forma diferente para fachadas a barlovento y a sotavento (q) varía en función de la altura z sobre el terreno según la siguiente expresión:

$$\text{Barlovento} \rightarrow qz = 0,0048 * Kz * \alpha * V^2 \quad (\text{Ec. 26})$$

El valor de (Kz) se calcula de acuerdo a la condición que los valores de (z) menor o igual a 4,50 m se utilizará la ecuación 27 y para valores mayores a 4,50 m se utiliza la ecuación 28.

$$K_z = 2,58 \frac{4,50}{Zg}^{2\beta} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$K_z = 2,58 \frac{z}{Zg}^{2\beta} \quad (\text{Ec. 28})$$

Para fachadas a sotavento (q) es constante y se evaluará a la altura h sobre el terreno según la ecuación 29. Al igual que la condición en barlovento en sotavento aplica que los valores de h menor o igual a 4,50 m se utilizarán la ecuación 30 y para valores mayores a 4,50 m se utiliza la ecuación 30.

$$\text{Sotavento} \rightarrow qh = 0,0048 * Kh * \alpha * V^2 \text{ (Ec. 29)}$$

$$K_h = 2,58 \frac{4,50^2 \beta}{Z_g} \text{ (Ec. 30)}$$

$$K_h = 2,58 \frac{h^2 \beta}{Z_g} \text{ (Ec. 31)}$$

Los valores de (Z_g) y (β) se dan en la tabla 15. Los valores (K_z) y (K_h) es para las alturas más usuales. El factor de importancia eólica a se ha establecido en la Tabla 9 y (V) es la velocidad básica del viento en km/h seleccionada de acuerdo a la figura 18.

Tabla 15. Constantes para el cálculo de K_z y K_h

TIPO DE EXPOSICIÓN	FACTOR B	ALTURA* Zg Metros
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200

Fuente: COVENIN (2003-89)

2.2.18. Fundación

La fundación es aquella parte de la estructura que transmite las cargas aplicadas al terreno que lo sustenta. Si un estrato de suelo para soportar la estructura está ubicado a poca profundidad.

La estructura pudiera ser fundada por fundaciones directas o superficiales. En caso contrario que los estratos competentes ubiquen a grandes profundidades se deberá dar soporte con fundaciones profundas.

✓ Fundaciones aisladas

Fratelli, M (1996) expresa que las fundaciones aisladas resultan del ensanchamiento del extremo inferior de las columnas o pedestales en el plano de apoyo sobre el suelo de modo de disminuir la magnitud de las presiones de contacto con este y asegurar la estabilidad de la superestructura. (p. 246)

Es el tipo de fundación superficial que posee características sencillas y económicas en comparación con otros tipos de cimentaciones sirven para soportar columnas individuales. Sus dimensiones en planta son generalmente iguales (Zapatas cuadradas) o casi iguales (Zapatas rectangulares).

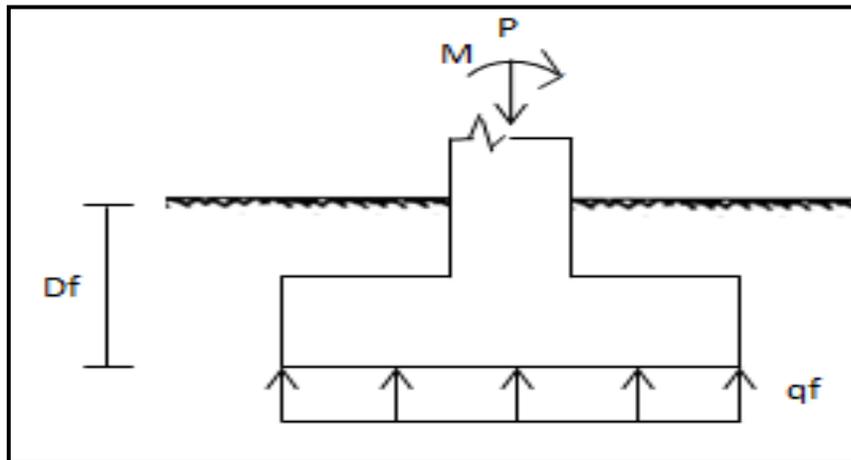


Figura 20. Zapata aislada. **Fuente:** Autor

$$qf = \frac{P + P_p}{A_z} \text{ (Ec. 32)}$$

Dónde:

P =Carga de la superestructura

P_p =peso propio de la zapata

M =Momento actuante de la superestructura

B =Ancho de la zapata

D_f =Profundidad de fundación

q_f =Presión de contacto

$$A_z = B * L$$

✓ **Carga excéntrica**

$$\frac{P}{B_x * B_y} \left(1 + \frac{6ex}{B_x} + \frac{6ey}{b_y} \right) \quad (\text{Ec. 33})$$

(momentos absorbidos por la zapata)

$$q_s \leq q_{adm}$$

$$P = C_p + C_v + (W \text{ o } S) \text{ carga de servicio}$$

Para considerar la sobrecarga debido al peso del suelo sobre la zapata se afecta la carga (P) por los siguientes factores:

- 1,15 si $D_f \leq 1,50\text{m}$
- 1,20 si $1,50\text{m} < D_f \leq 3\text{m}$
- 1,30 si $3,00\text{m} < D_f \leq 5\text{m}$

Estados límites de resistencia para las zapatas aisladas se toman en cuenta lo siguiente elementos:

✓ **Aplastamiento**

Para la revisión de la falla por aplastamiento se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando con el espesor d de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área A_1 en su cara superior (área de contacto columna o pedestal – zapata), hasta el área A_2 en su cara inferior. La capacidad de carga por aplastamiento se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$\Phi R_n = \Phi 0,85 * F'c * A_x \frac{\bar{A}_2}{\bar{A}_1} \leq P_u \quad (\text{Ec. 34})$$

$$\frac{\bar{A}_2}{\bar{A}_1} \leq 2 \quad (\text{Ec. 35})$$

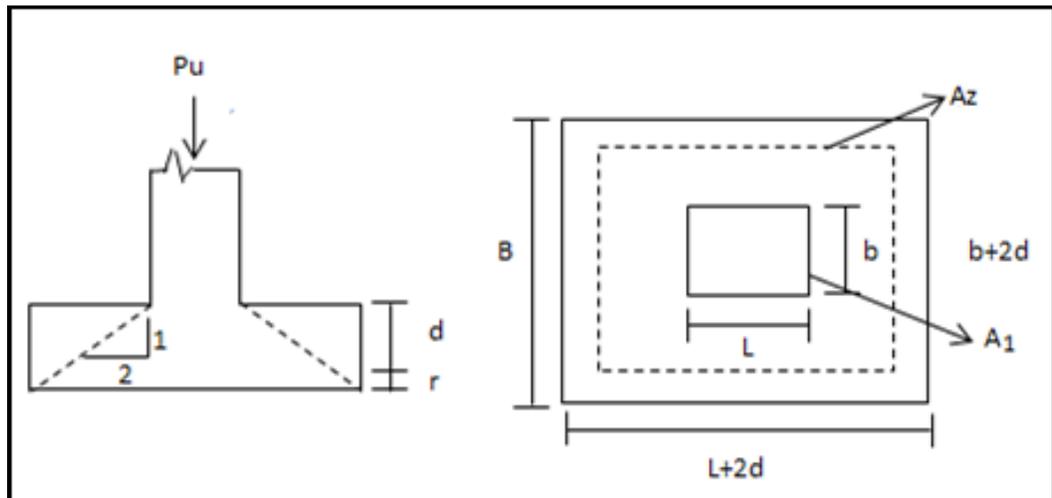


Figura 21. Carga excéntrica **Fuente:** Autor

Dónde:

$$\Phi = 0,65$$

$$A_1 = b * L$$

$$A_z = (L + 2d)(b + 2d)$$

$$A_{s_{min}} = 0,005 * A_1 (\text{mínimo 4 barras})$$

✓ Corte

Este cortante se asemeja al de una viga de concreto, su falla produce grietas de tensión diagonal en las proximidades de los apoyos. Para una zapata podríamos decir que ella misma es una viga ancha apoyada en la columna. Esta se puede verificar con la siguiente ecuación:

$$\Phi V_n = \Phi 0,53 * \bar{F}'c * B * d \geq V_u \quad (\text{Ec. 36})$$

Dónde:

$$e = 0,75$$

$$Vu = qs * B \frac{B * L}{2} - d$$

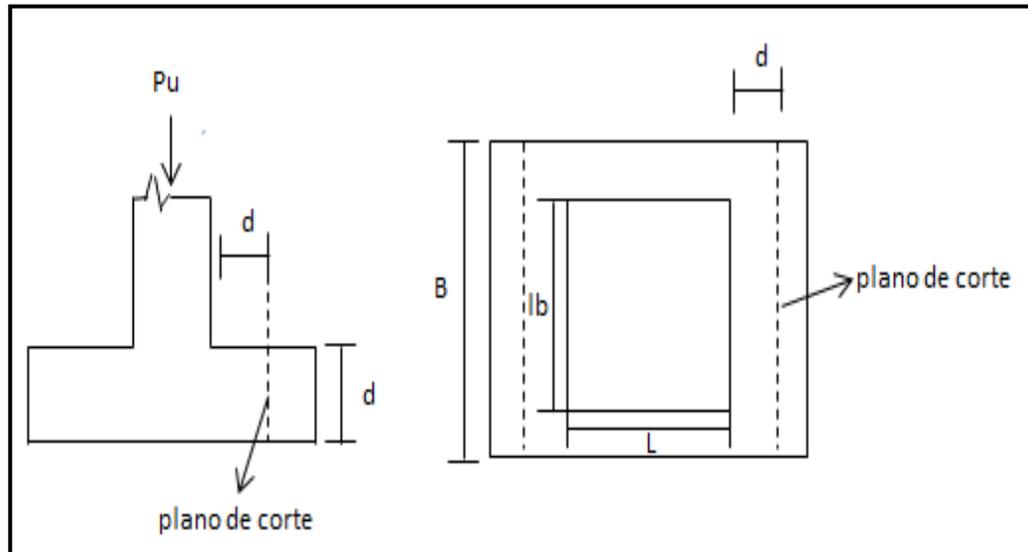


Figura 22. Plano de corte de una zapata aislada. **Fuente:** Autor

✓ Punzonado

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta de la carga vertical que le transfiere de la columna o pedestal. Esta falla se produce con una grieta diagonal formando una superficie de cono o pirámides alrededor de la columna. La inclinación de estas grietas varían de 20° a 45°

$$\Phi V_n = \Phi 1,06 * \overline{F}'c * b_o * d \geq Vu \text{ (Ec. 37)}$$

$$Vu = qs B^2 \text{ (Ec. 38)}$$

Dónde:

$$\Phi = 0,75$$

$$B^2 = (C + d)^2$$

b_o = perímetro de punzonado.

$$b_o = 2b + 2L + 4d$$

$$SL = b + L$$

$$b_o = 2b + 2L + 4(d + L)$$

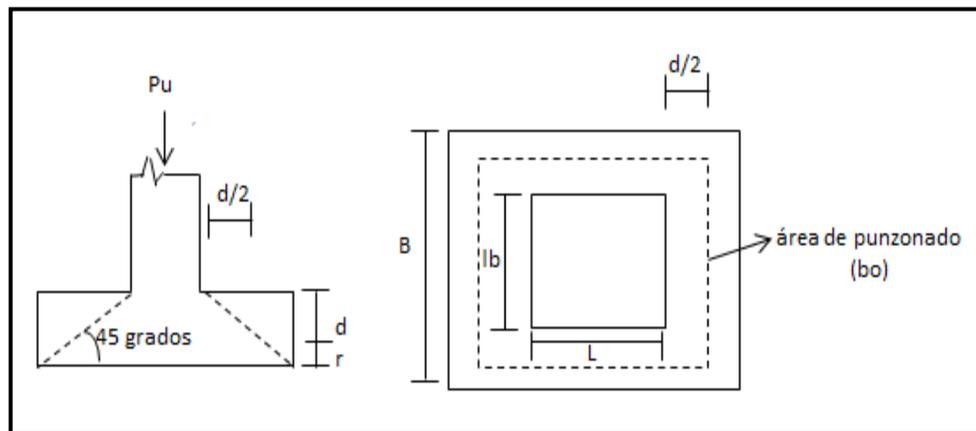


Figura 23. Área de punzonado. **Fuente:** Autor

- **Losa de fundación**

“Las losa de fundación es aquella que recibe las cargas de un grupo de columnas y muros. Se las utiliza cuando el área en planta de las bases aisladas resulta prácticamente la misma que la superficie del terreno bajo la construcción y posee la ventaja de disminuir los asentamientos fundamentales ya que sirven de puente sobre zonas más comprensibles del subsuelo, redistribuyendo las cargas hacia las zonas más resistentes.

Para el diseño de una losa de fundación se puede aplicar el método flexible aproximado, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos. A esta suposición en ocasiones se le refiere como cimentación Winkler. A la constante elástica de estos resortes supuestos se le refiere como coeficiente de reacción de la subrasante (k).

De acuerdo a Braja M. Das (2012) para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de cimentación, se deben evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante (k). Las unidades de k son kN/m^3 . El valor del coeficiente de reacción de la subrasante no es una constante para un suelo dado, sino depende más bien de varios factores, como la longitud (L) y el ancho (B) de la cimentación y también de la profundidad de empotramiento de ésta. Antes de continuar con el análisis del método de diseño flexible aproximado, examinemos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho (B) se somete a una carga por área unitaria de (q), ésta sufrirá un asentamiento (D) ver figura 23. El coeficiente del módulo de la subrasante se puede definir como:

$$k = \frac{q}{\Delta} \quad (\text{Ec. 39})$$

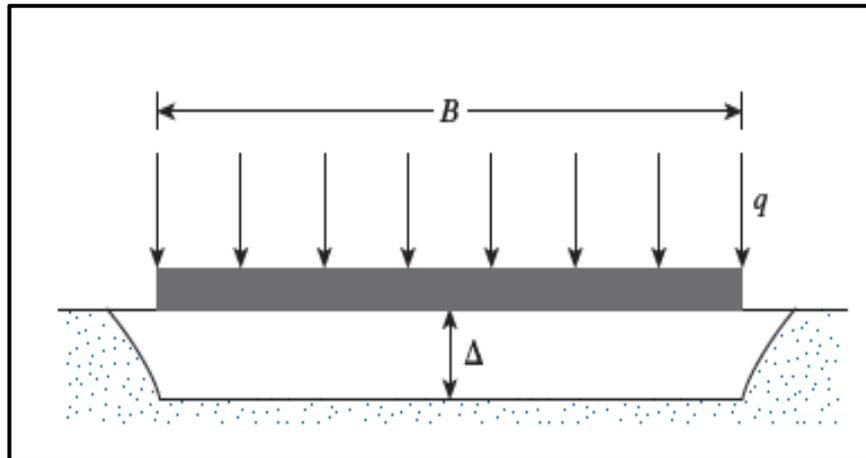


Figura 24. Definición del coeficiente de reacción de la subrasante, k **Fuente:** Braja M, Das (2012)

Cimentaciones sobre suelos arenosos

Para cimentaciones sobre suelos arenosos,

$$k = k_{0.3} \frac{B + 0.3}{2B}^2 \quad (\text{Ec. 40})$$

Dónde:

$(k_{0.3})$ y (k) = coeficientes de reacción de la subrasante de cimentaciones que miden 0.3 m x 0.3 m y $B(m)$ x $B(m)$, respectivamente (las unidades son kN/m^3).

Cimentaciones sobre arcillas

Para cimentaciones sobre arcillas,

$$k = k_{0.3} \frac{0.3}{B} \quad (\text{Ec. 41})$$

Las definiciones de $(k_{0.3})$ y (k) en la ecuación 41 son las mismas que las de la ecuación 40.

Para cimentaciones cuadradas con dimensiones de $B \times L$ para suelo y carga (q) son similares.

$$k = \frac{k_{B \times B} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L}\right)}{1.5} \quad (\text{Ec. 42})$$

Dónde:

k = coeficiente del módulo de la subrasante de la cimentación rectangular ($L \times B$).

$k_{(B \times B)}$ = coeficiente del módulo de la subrasante de una cimentación cuadrada con dimensiones de $B \times B$.

La ecuación (40) indica que el valor de (k) para una cimentación muy larga con ancho B es aproximadamente $0.67k_{(B \times B)}$.

El módulo de elasticidad de suelos granulares aumenta con la profundidad. Debido a que el asentamiento de una cimentación depende del módulo de elasticidad, el valor de (k) aumenta con la profundidad de la cimentación.

En la tabla 15 se indican intervalos comunes de los valores del coeficiente de reacción de la subrasante $k_{0,3}(k_1)$, para suelos arenosos y arcillosos.

Tabla 16. Valores comunes de la reacción de la subrasante $K_{0,3}(K_1)$
Valores comunes de la reacción de la subrasante $k_{0,3}(k_1)$.

Tipo de Suelo	$k_{0,3}(k_1)$ Mn/m³
Área seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Seca	125-375
Arena saturada	
Suelta	10-15
Media	35-40
Seca	130.150
Arcilla:	
Suelta	10-25
Media	25-50
Seca	>50

Fuente: Braja M, Das (2012)

El estudio del método flexible aproximado de diseño de losas de cimentación. Este método se describe paso a paso como lo propone el American Concrete Institute Committee 336 (1988). Este se basa principalmente en la teoría de placas, permite evaluar los efectos (es decir, momento, cortante y deflexión) de una carga concentrada de una columna en el área que la rodea.

Se puede emplear la superposición para obtener el momento neto, el cortante y la deflexión en cualquier punto, si las zonas de influencia de dos o más columnas se sobreponen. El método es el siguiente:

✓ **Paso 1.**

Se supone un espesor h para la losa, de acuerdo con el paso 6 del método rígido convencional (h) es el espesor total de la losa.

✓ **Paso 2.**

Se determina la rigidez a la flexión (R) de la losa según la fórmula:

$$R = \frac{E_F h^3}{12 (1 - \mu_F^2)} \quad (\text{Ec. 43})$$

Dónde:

E_F = módulo de elasticidad del material de la cimentación

μ_F = relación de Poisson del material de la cimentación

✓ **Paso 3.**

Se determina el radio de rigidez efectiva, es decir,

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{K}} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde

K = coeficiente de reacción de la subrasante. La zona de influencia de cualquier carga de columna será del orden de 3 a 4 L' .

✓ **Paso 4.**

Se determina el momento (en coordenadas polares en un punto) causado por una carga de columna como ilustra la figura 25 b). Las fórmulas que utilizan son:

$$M_r = \text{momento radial} = \frac{Q}{4} A_1 \frac{1 - \mu_F}{\frac{r}{L'}} A_2 \quad (\text{Ec. 45})$$

$$M_r = \text{momento radial} = \frac{Q}{4} A_1 \frac{1 - \mu_F A_2}{r/L'} \quad (\text{Ec. 46})$$

Dónde:

r = distancia radial desde la carga de columna

Q = Carga de columna

A_1, A_2 = funciones de r/L'

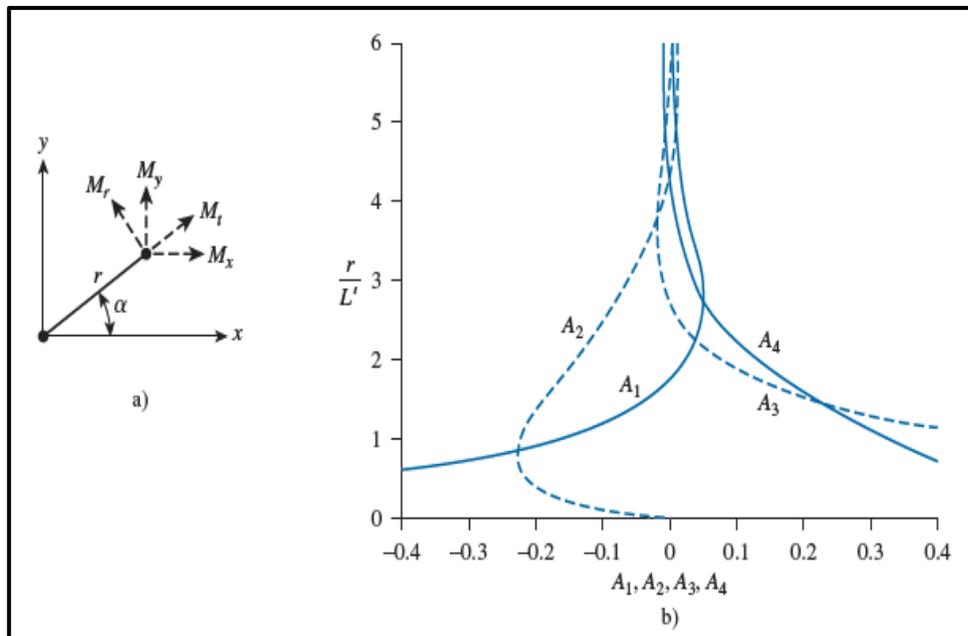


Figura 25. Método flexible aproximado de diseño de losas. **Fuente:** Braja M. Das (2011)

Las variaciones de A_1 y A_2 con r/L' se muestran en la figura 6.13b. En el sistema coordenado cartesiano. Ver figura 25a).

$$M_x = M_t \text{sen}^2 \alpha + M_r \text{cos}^2 \alpha \quad (\text{Ec. 47})$$

$$M_x = M_r \text{cos}^2 \alpha + M_t \text{sen}^2 \alpha \quad (\text{Ec. 48})$$

✓ Paso 5.

Para el ancho unitario de la losa, se determina la fuerza cortante (V) causada por una carga de columna:

$$V = \frac{Q}{4L} A_3 \text{ (Ec. 49)}$$

La variación de A_3 con r/L' se muestra en la figura 25b).

✓ **Paso 6.**

Si el borde de la losa está ubicado en la zona de influencia de una columna, se determina el momento y el cortante a lo largo del borde. (Se supone que la losa es continua). Un momento y una fuerza cortante opuestos en signo a los determinados se aplican en los bordes para satisfacer las condiciones conocidas.

✓ **Paso 7.**

La deflexión en cualquier punto está dada por:

$$\delta = \frac{QL^2}{4R} A_4 \text{ (Ec. 50)}$$

La variación de A_4 se presenta en la figura 25 b).

2.2.19. Verificación derivas lateral por viento

En la verificación de los desplazamientos totales laterales de viento es necesario emplear el parámetro establecidos en la normas COVENIN (1618-98) de Estructuras de Acero para Edificaciones. Calculando la flecha recomendada de acuerdo a la edificación, tipo de flecha y Tipo de acción (variable o de viento) dependiendo del tipo de miembro, entrando en la tabla 17 tomando en cuenta como el valor de (L) la altura mínima o la más desfavorable de la edificación. Una vez establecido el valor de la flecha recomendada se toma el valor de la carga de viento máxima tanto para el eje X como el eje Y , dicho valor debe ser menor para que pueda cumplir con la verificación.

Tabla 17. Flechas máximas recomendadas debidas a la acciones variables y de viento (CSA, 1989)

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
INDUSTRIAL	VERTICAL	Variable	Tramo de miembro en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/360
		Variable	Tramo de miembro en pisos t techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/300
		Viento	Pisos (Desplazamiento total debido a todos los efectos)	L/400
OTROS EDIFICIOS	LATERAL	Viento	Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimiento metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones en la estructura	L/500
		Viento	El mismo caso anterior, pero en pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	L/400

Fuente: COVENIN (1618-98)

2.2.20. Verificación deriva lateral por sismo

Con la fórmula de desplazamiento lateral total i de la norma de COVENIN (1756-1) Edificaciones Sismoresistentes es necesario obtener el valor de carga sísmica máxima tanto para el eje X como el eje Y , los cuales se introducen en la ecuación para calcular el desplazamiento lateral de cada eje.

$$\Delta i = 0.8 * R * \Delta e_i \text{ (Ec. 51)}$$

Dónde:

R = Factor de reducción.

Δe_i = desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo los efectos traslacionales, de torsión en planta $p-\Delta$.

2.2.21. Valor limite

La verificación de valores limite permite garantizar no tan solo que la edificación resista los efectos de las acciones sísmicas, sino también limitar los daños en los elementos no estructurales excesivos con la ecuación 48. Para poder obtener dicho valor es necesario calcular los desplazamientos laterales totales i , estos valores límites establecidos para los desplazamientos están fundamentalmente orientados a reducir los daños excesivos dicho valor debe ser menor a los establecidos a tabla 18 estableciendo el valor límite de acuerdo a el tipo y disposición de los elementos no estructurales y al grupo que pertenece la edificación.

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec. 52})$$

Dónde:

δ_i = Diferencia de los desplazamientos laterales totales

$h_i - h_{i-1}$ = Separación en pisos o niveles consecutivos

Tabla 18. Valores límites

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformación de la estructura	0.012	0.015	0.018

Tabla 18. Valores límites (Cont).

No susceptibles de sufrir daños por deformación de la estructura	0.016	0.020	0.024
--	-------	-------	-------

Fuente: COVENIN (1756-1)

2.2.22. Coeficiente Sísmico

De acuerdo a la norma COVENIN (1756-98) de Edificaciones Sismoresistente, estable que el coeficiente sísmico se verificara con la fuerza cortante a nivel de base entre el peso total de la edificación que no debe ser menor que el valor de $(\alpha A_o)/R$.

Dónde:

α =Factor de importancia.

A_o =Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R =Factor de reducción.

V_o =Fuerza cortante a nivel de base.

W =Peso total de la edificación por encima del nivel base.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Como parte del diseño metodológico es necesario determinar y plantear los métodos y las técnicas de recolección de datos, así como el tipo de instrumentos que se utilizarán. Este momento es de suma importancia, pues la elaboración de un buen instrumento determina en gran medida la calidad de información, siendo ésta la base para las etapas subsiguientes y para los resultados logrados.

El método representa el conjunto de reglas y procedimientos que se aplicarán para realizar el análisis del fenómeno en estudio, basándose en los conocimientos teóricos que se tiene de éste a la par de cumplir el fin de la investigación.

Este capítulo comprende la información referida al tipo y diseño de la investigación, a la descripción de las técnicas de recolección de información, además de la fundamentación de los procedimientos y metodología empleada durante el desarrollo de la investigación.

3.1. Tipo de investigación

Esta investigación se enmarca en la propuesta de reforzamiento de las estructuras existentes para el hogar de cuidados diarios, ubicado en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui. Este tipo de investigación se centra en la recolección de datos en tiempo presente la cual tiene características y se orienta en una investigación de campo.

Arias (2006), expone:

La Investigación de Campo consiste en la recolección de datos directamente de los objetos investigados, o de la realidad donde ocurren los

hechos (datos primarios), sin manipular o controlar variable alguna, es decir; el investigador obtiene la información pero no altera las condiciones existentes. De allí su carácter de investigación no experimental (p. 31).

En esta investigación también se emplearán datos secundario, sobre todo los provenientes de las fuentes bibliográficas en este caso específico se tomó en cuenta los proyectos anteriores realizados por académicos como proyectos pilotos, no obstante, son los datos primarios obtenidos a través del diseño de campo, los esenciales para el logro de los objetivos y la solución del problema planteado.

3.2. Nivel de la Investigación

Para la recolección de datos es necesario saber la profundidad que aborda el objeto de investigación para precisar la información del estudio. En este sentido, se puede establecer que la investigación se enfoca en el nivel descriptivo.

De acuerdo Arias (2006), define que: “La investigación descriptiva consiste de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento.” (p. 24)

Esta forma de investigación se dirige a observar y cuantificar al objeto en estudio con el propósito de obtener la información precisa. Con las características de la investigación descriptiva se pretende recabar información concerniente a la estructura existe ubicada en Campo Norte de PDVSA Gas Anaco, con la finalidad de generar los cálculos y planos de la misma para dar inicio a la construcción del HCD.

3.3. Técnicas a utilizar

✓ **Revisión documental.**

Esta es de gran importancia, ya que con la documentación obtenida se podrá conocer características e información relevante en el estudio del proyecto y con el apoyo de la empresa PDVSA Gas Anaco, S.A. Se consultarán diferentes bibliografías técnicas especializadas en el tema de estudio, manuales, proyectos y normas como: Covenin 1756-98 (Rev. 2001), Fondonorma 1756, AISC 360-10 y ACI 318-14.

✓ **Observación directa**

Según Wilson (2010) indica que: “la observación directa es una técnica que consiste en observar atentamente el fenómeno, tomar información y registrarla para su posterior análisis. En ella se apoya el investigador para obtener el mayor número de datos” (Pág.65). Esta técnica se empleó para recopilar toda la información que brinde la estructura existente, con la finalidad de obtener los datos necesarios que serán ingresado al software ETABS y SAFE, aplicándose esta técnica se puede elaborar los cálculos de dicha estructura, durante el desarrollo la investigación teniendo en cuenta la revisión del cumplimiento de los objetivos.

✓ **Entrevista no estructurada**

Arias (2010) expresa que “en esta modalidad no se dispone de una guía de preguntas elaboradas previamente. Sin embargo, se orienta por unos objetivos preestablecidos, lo que permite definir el tema de la entrevista.” (p. 73). Con esta técnica se realizaron varias entrevistas no estructuradas al personal que labora en el Departamento de Desarrollos Urbanos, con el fin de obtener información por parte del personal y conocer el estado de las instalaciones existentes más allá de lo observado en campo.

✓ **Software utilizados**

Con el fin de desarrollar la propuesta de reforzamiento de las instalaciones existentes fue necesario utilizar el software ETABS 2015 para la revisión, cálculo y diseño de la estructuras, en la revisión y cálculo de las fundaciones el programa SAFE 2014 y para la elaboración de los planos de detalle la herramienta AutoCAD 2015.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los objetivos específicos planteados, para dar una solución viable a la problemática que acarrea las instalaciones destinadas al Hogar de Cuidados Diarios. Se analizaron todas las etapas significativas que integraron las estructuras existentes evaluando y detallando a través de diversos métodos, técnicas y normas para obtener el mayor entendimiento del lector organizado de la siguiente forma:

4.1 Realización de un levantamiento planialtimétrico y el estado de sus condiciones actuales de las estructuras existentes a reutilizar para el proyecto de construcción HCD.

Con la documentación planimétrica se tiene un sistema más idóneo para recuperar de una forma comprensible toda la estructura arquitectónica de alguna edificación. De aquí se deduce la importancia que tiene la obtención de una documentación de calidad, básica para su posterior estudio y análisis. Una documentación incompleta, o de poco rigor, impedirá una comprensión científica del proceso constructivo y visión arquitectónica del edificio. Con el levantamiento planialtimétrico se obtuvo:

- ✓ Dimensiones de las estructuras existentes (Galpón 1 y 2)
- ✓ Dimensiones de los perfiles utilizados en las columnas y vigas para el Galpón 1 además de las columnas y cerchas que componen la estructura del Galpón 2.

- ✓ Todos los perfiles son de acero ASTM A53 con resistencia $F_y=2460,74$ Kg/cm² debido a que los perfiles son utilizados son líneas de producción.
- ✓ Dimensiones de las fundaciones de zapatas aisladas y losa de fundación.

Las dimensiones del Galpón 1 es de 10,73m x 9m, el perfil que posee en columnas y vigas es el mismo con un diámetro de 10,16cm y un espesor de 0.5cm. El tipo de fundación que soporta esta estructura es de zapatas aisladas. Ver figuras 26 y 27.



Figura 26. Dimensiones del Galpón 1. **Fuente:** Autor



Figura 27. Espesor y diámetro del perfil en vigas del Galpón 1 **Fuente:** Autor

El galpón 2 es de 20.53m x 11m, esta estructura posee en las columnas un perfil de espesor 0,7cm y diámetro 17,78cm que es diferente a los

utilizados en las cerchas. Para los elementos que conforman la cercha fueron utilizados 3 tipos de perfiles que tienen las siguientes dimensiones: 9,5cm de diámetro y 0,5cm de espesor tiene el perfil 1, 11,03cm de diámetro y 0,7cm de espesor el perfil 2 y el perfil 3 es de 6,35cm de diámetro con espesor de 0,5cm. Ver figuras 28 y 29



Figura 28. Dimensiones del Galpón 2. **Fuente:** Autor



Figura 29. Espesores y diámetros de perfiles en cerchas del Galpón 2. **Fuente:** Autor

Actualmente las condiciones del galpón 2 no son la misma que la del Galpón 1, ya que las irregularidades constructivas solo las posee el Galpón 1. En esta estructura se pudo observar que una de sus vigas no está formada por un solo elemento, sino que está compuesta en partes, sin embargo la unión no está alineada. La soldadura no fue realizada en el perímetro del perfil, sino con un punto de soldadura en una de las columnas

laterales del pórtico que se encuentra en paralelo al galpón 2 como se muestran en la figuras 30 y 31. Además cabe destacar que ambas estructuras no poseen estudios de suelo, por lo tanto se utilizó una capacidad de soporte que no exceda de 1 Kg/cm^2 valor especificado en la norma COVENIN 2002 Criterios de Acciones Minimas para el Proyecto de Edificaciones.



Figura 30. Tramo de viga no alineado y unido por un punto de soldadura. **Fuente:** Autor



Figura 31. Unión de viga con columna con un punto de soldadura. **Fuente:** Autor

4.2 Verificación de la resistencia de las estructuras existentes con el programa ETABS 2015.

Para poder verificar la resistencia de las instalaciones existentes en el programa ETABS fue necesario realizar el Espectro de diseño, Análisis eólico, Análisis de carga y Combinaciones de carga que mediante los resultados obtenidos serán cargados al programa para elaborar la verificación pertinente, sin dejar atrás la verificación por derivas de acuerdo a la norma COVENIN (1756-98) Edificaciones Sismoresistentes, COVENIN (2003-89) Acciones del Viento sobre las Construcciones y COVENIN (1618-98) Estructuras de Acero para Edificaciones.

4.2.1. Espectro para los galpones (1 y 2)

El Espectro de respuesta de ambas estructuras se hizo siguiendo los requisitos de las normas venezolana COVENIN (1756-98) de Edificaciones Sismoresistentes. Teniendo en cuenta las alturas de las estructuras y su ubicación. Antes de proceder al diseño estructural como tal, fue necesario hacer algunos cálculos preliminares y clasificaciones de acuerdo a lo establecido en la norma, los cuales se muestran a continuación.

✓ Zonificación sísmica

Debido a que existen ocho (8) zonas que vienen definidas según su ubicación geográfica, Las estructuras se ubican en el municipio Anaco, por lo tanto se establece como Zona 4. En la tabla 19 se expone las zonificaciones establecidas por la norma y que será empleado en el proyecto.

Tabla 19. Zonificación a utilizar en el proyecto.

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA	
ESTADO	MUNICIPIOS

Tabla 19. Zonificación a utilizar en el proyecto. (Cont)

ANZOATEGUI	Zona4: Municipios: San José de Guanipa, Simón Rodríguez, Aragua, Santa Ana, Anaco, San Juan Cajigal, Francisco del Carmen Carvajal, Manuel Ezequiel Bruzual, Área del municipio Pedro María Freites, al Sur de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero.
-------------------	--

Fuente: COVENIN (1756)

✓ **Movimientos de diseño**

El coeficiente de aceleración horizontal A_0 depende de la zona sísmica, el cual corresponde a 0,25 por ser Zona 4 según se especifica en la tabla 4.

✓ **Forma Espectral Tipificada del Suelo**

Considerando que existen 4 formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (φ). Ambas estructuras poseen forma espectral S3 y un coeficiente de aceleración $\varphi = 0,70$ obtenidos de la tabla 5.

✓ **Clasificación de la Edificación según su uso**

Debido a que la edificación a proyectar será de tipo educacional pertenece al Grupo A definido por un Factor de importancia $\alpha = 1,30$.

✓ **Clasificación según Nivel de Diseño**

Las instalaciones en estudio, perteneciente al Grupo A y la Zona Sísmica 4, según Tabla 6 corresponde al Nivel de Diseño 3.

✓ **Clasificación según Sistema Estructural**

En vista que la proyección de la estructuras pretende que sea capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, a través de pórticos, se definió como Tipo I.

✓ **Factor de Reducción de Respuesta R**

Como el proyecto no satisface con los requisitos de incidencia sísmoresistente es necesario tomar como Factor de Reducción $R = 1$

✓ **Factor de magnificación promedio (β), máximo periodo (T^*) y el exponente que define la rama descendente del espectro (p).**

Los valores de β , T^* y p son ubicados en la tabla 8 De acuerdo a la forma espectral que en los dos casos son S3 por lo tanto $\beta = 2.8$, $T^* = 1,00$ y $p = 1$.

✓ **Espectro de respuesta**

Para la determinación del espectro de respuesta se tomó en consideración la Forma espectral, el Factor corrección, Factor de magnificación promedio y Factor de importancia antes mencionados. Obteniéndose como resultado el gráfico de la Figura 32.

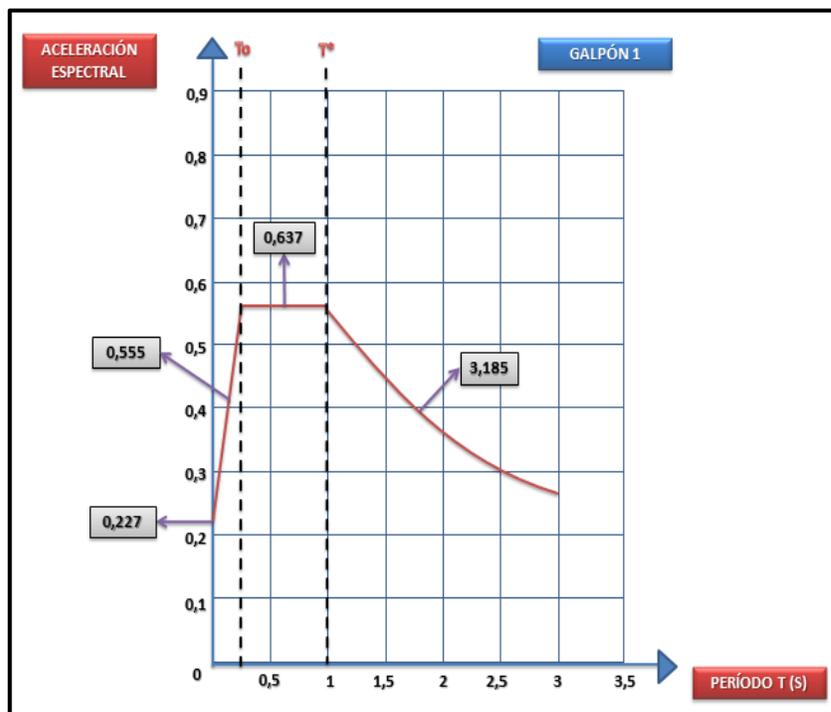


Figura 32. Espectro de respuesta del Galpón 1. **Fuente:** Autor

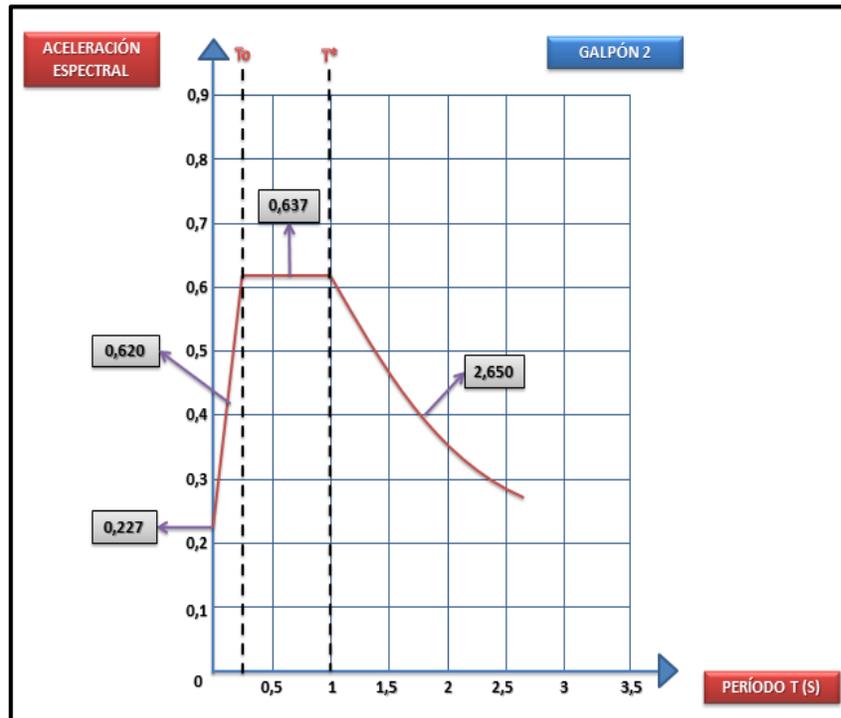


Figura 33. Espectro de respuesta del Galpón 2. Fuente: Autor

4.2.2. Análisis eólico para los galpones (1 y 2)

El análisis eólico de ambas estructuras se hizo siguiendo las norma venezolana COVENIN (2003-89) de Acciones del Viento sobre las Construcciones. Teniendo en cuenta las alturas de las estructuras y su uso. Para proceder al análisis fue necesario hacer algunos cálculos preliminares y clasificaciones de acuerdo a lo establecido en la norma, los cuales se muestran a continuación.

- ✓ **Clasificación de las construcciones según el uso y las características de respuesta ante la acción del viento.**

Para ambas estructuras se clasifican en el Grupo A debido a que son instalaciones esenciales cuyo funcionamiento es vital en condiciones de emergencia y como es destinada a una institución educacional al momento de fallar puede ocasionar pérdidas humanas.

✓ **Factor de importancia eólica**

Este valor se establece para que las acciones sean consistentes con la seguridad deseada permitiendo ajustar la velocidad básica del viento. De acuerdo a la clasificación se tomó el valor de $\alpha = 1,15$ que se encuentra en la tabla 9

✓ **Clasificación según las características de respuestas**

$$Esbeltez_{Galpón\ 1} = \frac{11m}{10,53m} = 1,04$$

$$Esbeltez_{Galpón\ 2} = \frac{9m}{10,73m} = 0,83$$

Las instalaciones pertenecen al tipo 1 ya que en la esbeltez de ambas poseen valores menores a 5.

✓ **Velocidad del viento (Anaco)**

De acuerdo a la figura 19 la ciudad de Anaco se encuentra en la zona donde la velocidad del viento es 90 Km/h.

✓ **Tipo de exposición**

Tomando en cuenta las características de las irregularidades en la superficie del terreno de la zona donde se ubica la estructura esta se ubica en el Tipo de exposición B que incluye áreas urbanas, suburbanas, boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones que tengan dimensiones usuales de viviendas unifamiliares con altura promedio no superior a los 10 metros.

✓ **Acciones en sistemas resistentes al viento**

En el caso de estructuras de un solo piso y similares se incluirá el efecto de las acciones internas y se verificarán las ecuaciones 24 y 25.

✓ **Factor de respuesta ante ráfaga**

De acuerdo a la tabla 11 se tomó el valor de $G_h = 1.651$ para ambas estructuras por tener como tipo de exposición B y alturas por debajo de los 4,50m.

✓ **Coefficiente de permeabilidad**

El coeficiente de permeabilidad que se utiliza para ambas estructuras es $G_{Cpi} = \pm 0,25$

✓ **Coefficiente de empuje C_p**

A. Transversal a la cumbrera

Para el galpón 2 se obtuvo el valor de esbeltez 0,83 y para el Galpón 2 01,04 por lo que los valores de acuerdo a la tabla 12. Son los siguientes:

Tabla 20. Coeficiente de empuje y succión (C_p) para las fachadas de galpón (1 y 2)

GALPÓN 1		GALPÓN 2	
Barlovento	0,8	Barlovento	0,8
Sotavento	-0,5	Sotavento	-0,492*
Laterales	-0,7	Laterales	-0,7

(*)Valor obtenido mediante interpolación en relación a los datos de la tabla 12.

Fuente: Autor

El coeficiente de empuje y succión (C_p) del techo para el Galpón 1 se obtuvo el valor de esbeltez de 2,85 y su respectivo ángulo 8.84° para el galpón 2 la esbeltez es de 2,83 y ángulo $12,70^\circ$ por lo que los valores de acuerdo a la tabla 13 Son los siguientes:

Tabla 21. Coeficiente de empuje y succión (C_p) para el techo de Galpón (1 y 2)

GALPÓN 1		GALPÓN 2	
Barlovento	-0,877	Barlovento	-0,76
Sotavento	-0,7	Sotavento	-0,7

(*)Valor obtenido mediante interpolación en relación a los datos de la tabla 13.

B. Paralelo a la cumbrera

Para la fachada los valores del coeficiente de empuje y succión (C_p) que para el Galpón 1 se obtuvo el valor de 1,19 y para el galpón 2 es 0,95 1,19 por lo que los valores de acuerdo a la tabla 14. Son los siguientes:

Tabla 22. Coeficiente de empuje y succión (C_p) para las fachadas de Galpón (1 y 2)

GALPÓN 1		GALPÓN 2	
Barlovento	-0,8	Barlovento	0,8
Sotavento	-0,5	Sotavento	-0,5
Laterales	-0,7	Laterales	-0,7

(*)Valor obtenido mediante interpolación en relación a los datos de la tabla 14.

Fuente: Autor

El coeficiente de empuje y succión (C_p) el techo de ambos galpones son los siguientes:

Tabla 23. Coeficiente de empuje y succión (C_p) para el techo de Galpón (1 y 2)

GALPÓN 1		GALPÓN 2	
Barlovento	-0,7	Barlovento	0,7
Sotavento	0,7	Sotavento	0,7

(*)Valor obtenido mediante interpolación en relación a los datos de la tabla 13.

Fuente: Autor

✓ Presión dinámica

Para obtener los de barlovento se emplea la ecuación 26 con la ecuación 27 para valores de $Z \leq 4,5$ y para sotavento los valores de (β) y (Z_g) son obtenidos de la tabla 15. Según el tipo de exposición.

$$\text{Barlovento} \rightarrow q_z = 0,0048 * 0,363 * 1,15 * (90\text{Km/h})^2 = 16,3995 \text{ (Ec. 26)}$$

$$\beta = 4,5$$

$$Z_g = 370$$

$$K_z = 2,58 \frac{4,50}{370}^{2 \cdot 4,5} = 0,36 \text{ (Ec. 27)}$$

$$\text{Sotavento} \rightarrow q_h = 0,0048 * 0,363 * 1,15 * (90\text{Km/h})^2 = 16,3995 \text{ (Ec. 29)}$$

$$K_h = 2,58 \frac{4,50}{370}^{2 \cdot 4,5} = 0,363 \text{ (Ec. 27)}$$

Una vez hecho todo el procedimiento para obtener los datos del Análisis eólico se procedió a elaborar las tablas para el Galpón 1 y 2 de acciones sobre el sistema resistente al viento transversal a la cumbrera y paralelo a la cumbrera, donde se indica la altura (z) ó (h) a la cual se ha calculado el factor (k), (Ver anexos) lo que permite diferenciar, tanto en la columna denominada (q) como las siguientes, las acciones q_z de las acciones q_h . Los signos positivos o negativos denotan empujes o succiones, respectivamente.

Ya que los valores obtenidos en las tablas que son menores a $30\text{kgf}/\text{m}^2$ la norma establece que la acción del viento en condiciones de servicio para los sistemas resistentes al viento no será menor a $30\text{kgf}/\text{m}^2$, se tomara este valor como la carga de viento para el galpón 1 y 2.

4.2.3. Análisis de carga

Para la revisión del cálculo estructural de las instalaciones existentes en el programa ETABS, es necesario considerar tanto los efectos de las cargas de gravedad permanente y variable, como las cargas accidentales de sismo y viento, tomándose en cuenta para el análisis. La distribución de las cargas permanentes y variables en las estructuras se realizó por cargas distribuidas para el techo de ambas y como área tributaria para la carga de viento (W) en las columnas. Para la carga variable el valor definido es de $100\text{kgf}/\text{m}^2$ de acuerdo al valor estándar establecido en la norma. En el caso de la carga permanente es de $195\text{kgf}/\text{m}^2$, ver tabla 24.

Tabla 24. Cargas permanentes de galpón (1 y 2)

CARGAS PERMANENTES	
Elementos constructivos	Peso por unidad de área (Kgf/m²)
Lamina de Zen-Zen	5
Losa de concreto de 10 cm	180
Impermeabilización	10
TOTAL	195

Fuente: Autor

4.2.4. Verificación de derivas de viento, sísmica del galpón, valor límite y coeficiente sísmico 1 y 2

- **Verificación deriva por viento (Galpón 1)**

De acuerdo a la tabla 18 para la revisión de ambas estructuras (1 y 2) se utilizará la flecha recomendada $L/400$, porque se va a permitir que la estructura se desplace lateralmente. Para este galpón la longitud (L) posee el valor de 2800mm.

$$\text{Flecha Recomendada} = \frac{2800\text{mm}}{400} = 7\text{mm}$$

$$\begin{array}{cc} X_{\text{máx}} & Y_{\text{máx}} \\ 3,814\text{mm} < 7 & 3,546\text{mm} < 7 \end{array}$$

Ambos valores de las derivas máximas por viento cumplen porque son menores que el valor de la Flecha Recomendada

- **Verificación deriva lateral por sismo (Galpón 1)**

$$\begin{array}{cc} \Delta e_i X & \Delta e_i Y \\ 17,295\text{mm} & 2,933\text{mm} \end{array}$$

Con los valores máximos de las derivas por sismo se pudo calcular mediante la ecuación 51. Con el factor de reducción $R = 1$

$$\Delta ix = 0.8 * 1 * 17,295mm = 13,8360mm \text{ (Ec. 51)}$$

$$\Delta iy = 0.8 * 1 * 2,933mm = 2,3464mm \text{ (Ec. 51)}$$

Δix	Δiy
13,8360mm	2,8344mm

- **Valores límites (Galpón 1)**

El valor límite no debe exceder en ningún nivel los valores dados en la tabla 18. Como la estructura pertenece al Grupo A no debe exceder el valor 0,012.

$$\delta_{ix} = 13,8360mm$$

$$\delta_{iy} = 2,8344mm$$

$$h_i - h_{i-1} = 2800mm$$

$$X = \frac{13,8360mm}{2800mm} = 0,0049 < 0,012$$

$$Y = \frac{2,3448mm}{2800mm} = 0,000083 < 0,012$$

- **Calculo Coeficiente Sísmico (Galpón 1)**

De acuerdo a la norma Covenin 1756-98 (Rev. 2001) de Edificaciones Sismoresistente estable que el coeficiente sísmico está definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o)/R$. Para el galpón 1 los datos de α , A_o , R , V_o y W son los siguientes

$$\alpha = 1,30$$

$$A_o = 4 \approx 0,25$$

$$R = 1$$

$$V_{o(Sx)} = 1,4818Ton$$

$$V_{o(sx)} = 2,3262Ton$$

Para calcular la carga (W) es el resultado del producto de la Carga permanente $C_p = 195Kg/m^2$ por la dimensión del galpón $225,83m^2$.

$$W = 195Kg/m^2 * 225,83m^2 = 44036,85 Kg \approx 44,03685 Ton$$

$$\frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,30 * 0,25}{1} = 0,325$$

$$\frac{V_{o(sx)}}{W} = \frac{1,4818Ton}{44,03685Ton} = 0,033 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

$$\frac{V_{o(sy)}}{W} = \frac{2,3262Ton}{44,03685Ton} = 0,052 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

- **Verificación deriva por viento (Galpón 2)**

De acuerdo a la tabla 18 para la revisión de ambas estructuras (1 y 2) se utilizara la flecha recomendada $L/400$, porque se va a permitir que la estructura se desplace lateralmente. En este galpón la longitud (L) posee el valor de 3200mm.

$$Flecha \text{ Recomendada} = \frac{3200mm}{400} = 8mm$$

$$\begin{array}{cc} \mathbf{X}_{\text{máx}} & \mathbf{Y}_{\text{máx}} \\ 2,148mm < 8 & 0,319mm < 8 \end{array}$$

Ambos valores de las derivas máximas por viento cumplen porque son menores que el valor de la Flecha Recomendada

- **Verificación deriva lateral por sismo (Galpón 2)**

$$\begin{array}{cc} \Delta ei \mathbf{X} & \Delta ei \mathbf{Y} \\ 10,061mm & 0,0488mm \end{array}$$

Con los valores máximos de las derivas por sismo se pudo calcular mediante la ecuación 51. Con el factor de reducción $R=1$

$$\Delta ix = 0.8 * 1 * 10,061mm = 0,0483mm \text{ (Ec. 51)}$$

$$\Delta iy = 0.8 * 1 * 0,814mm = 0,6512mm \text{ (Ec. 51)}$$

$$\begin{array}{cc} \Delta ix & \Delta iy \\ 8,0488mm & 0,6512mm \end{array}$$

- **Valores límites (Galpón 2)**

El valor límite no debe exceder en ningún nivel los valores dados en la tabla 18. Como la estructura pertenece al Grupo A no debe exceder el valor 0,012.

$$\delta_{ix} = 8,0488mm$$

$$\delta_{iy} = 0,6512mm$$

$$h_i - h_{i-1} = 2800mm$$

$$X = \frac{8,0488mm}{3200mm} = 0,0025 < 0,012$$

$$Y = \frac{0,6512mm}{3200mm} = 0,00020 < 0,012$$

- **Calculo Coeficiente Sísmico (Galpón 2)**

De acuerdo a la norma Covenin 1756-98 (Rev. 2001) de Edificaciones Sismoresistente estable que el coeficiente sísmico está definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o)/R$. Para el galpón 1 los datos de α , A_o , R , V_o y W son los siguientes

$$\alpha = 1,30$$

$$A_o = 4 \approx 0,25$$

$$R = 1$$

$$Vo_{(Sx)} = Vo_{(Sy)} = 3,6350Ton$$

Para calcular la carga (W) es el resultado del producto de la Carga permanente $Cp = 195Kg/m^2$ por la dimensión del galpón $96,57m^2$.

$$W = 195Kg/m^2 * 96,57m^2 = 18831,15 Kg \approx 18,83115 Ton$$

$$\frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,30 * 0,25}{1} = 0,325$$

$$\frac{Vo_{(Sx)}}{W} = \frac{Vo_{(Sy)}}{W} = \frac{3,6359Ton}{18,83115Ton} = 0,193 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

4.2.5. Revisión de las estructuras existentes en el programa ETABS

✓ Configuración de modelo

Para la revisión de las estructuras existentes se utilizó el software ETABS 2015 v15.2.2., se introdujeron datos específicos según los criterios establecidos por las normas Venezolanas para lograr la simulación del comportamiento de las estructuras.

Para iniciar el programa se hace clic en el icono de ETBAS 2015 y aparecerá la siguiente ventana

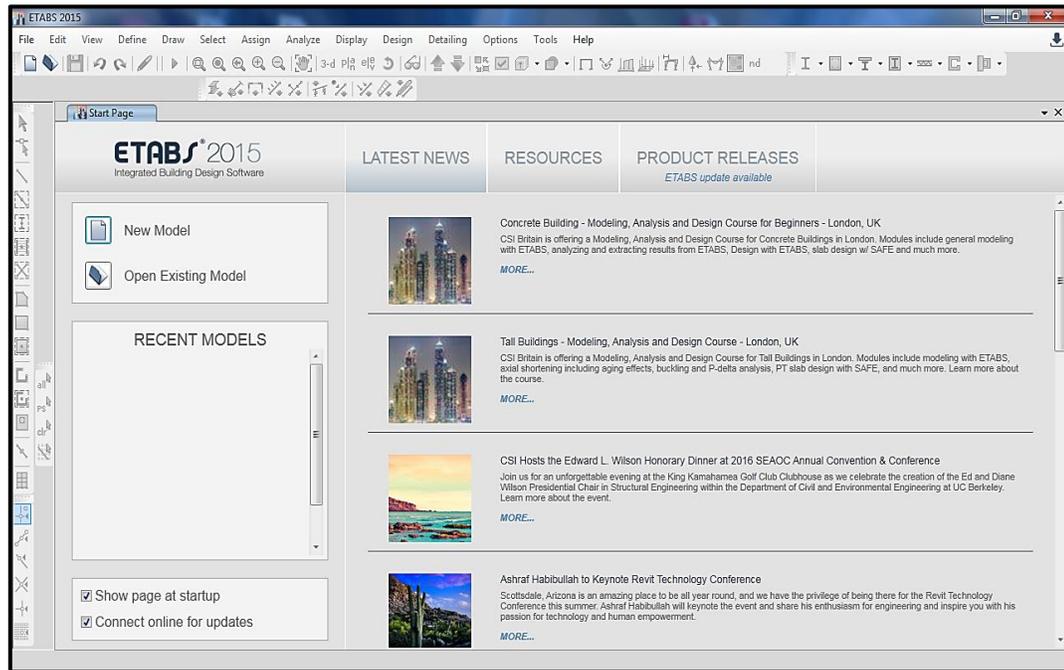


Figura 34. Configuración del modelo. **Fuente:** Autor.

Se eligió la opción File donde se obtuvo acceso a la ventana de trabajo de ETABS que nos permitió crear un nuevo proyecto en la opción New Model. El ingreso de los criterios al programa es sencillo; estos se introducen a través de las ventanas donde se muestran numerosas opciones al usuario para poder elaborar cualquier estructura que se desea analizar o diseñar.

Posteriormente de seleccionar New Model, surgió una ventana de inicialización de opciones donde se marcó la tercera opción, en el cual se definió el sistema de unidades (Metric SI), las normas AISC14, AISC 360-10 y la ACI 318-14. Como se muestra en la figura 35.

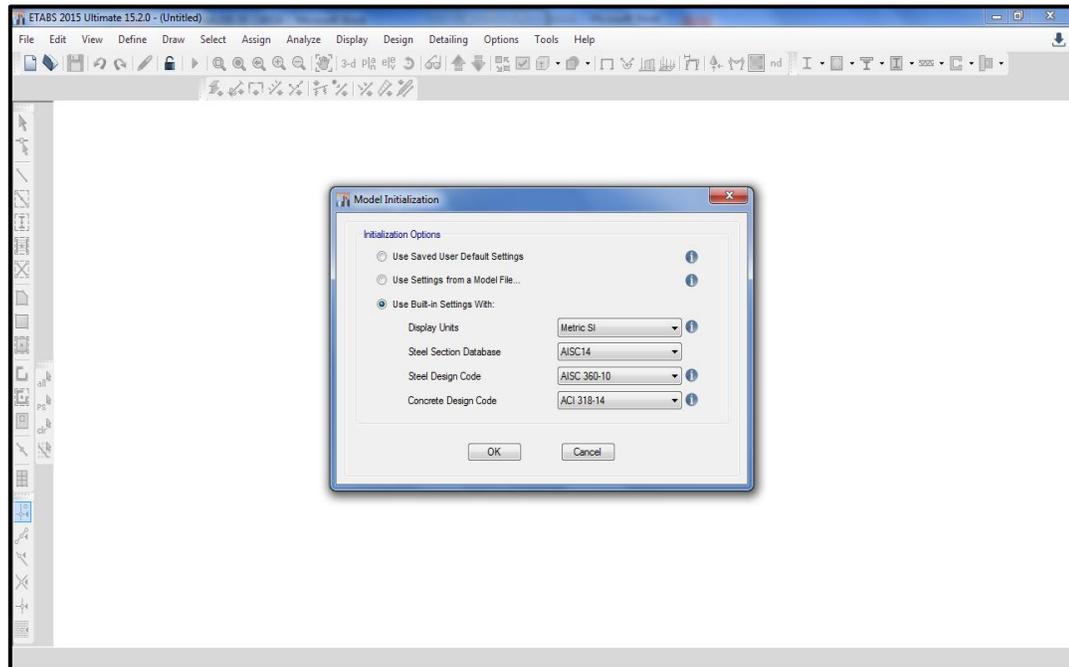


Figura 35. Inicialización del modelo. **Fuente:** Autor.

Consecutivamente se observó la siguiente ventana donde se agregaron los datos de las dimensiones tanto en planta como en elevación. En Custom Grid Spacing se colocó el espaciado de la cuadrícula tanto en el eje X como en el eje Y y Custom Story Data se personalizó la altura del piso. Luego en Add Structural Objects>Grid Only que es la plantilla que genera los ejes. Como se muestra en la figura 36.

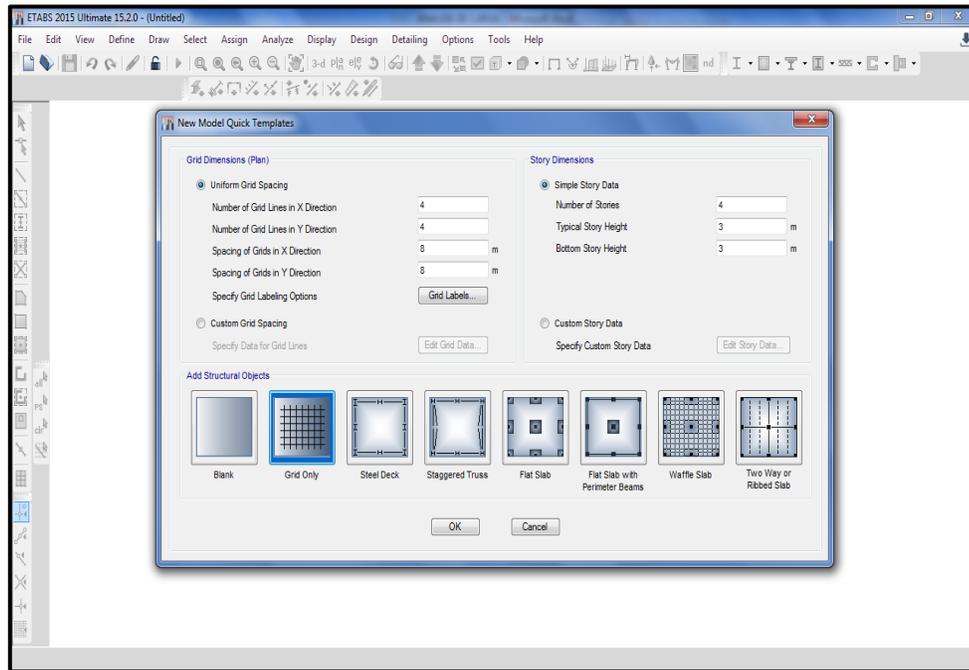


Figura 36. Introducción de dimensiones al modelo. **Fuente:** Autor.

✓ Creación del modelo del sistema

Una vez realizada la configuración del programa, se creó los materiales utilizados en las estructuras para el material de los perfiles tanto de columnas como vigas con acero A53 con un módulo de elasticidad $2,039E+10$ y $2460,74 \text{ Kg/m}^2$ como resistencia del acero para ambas estructuras. Ya creado el material se configuró los perfiles circulares colocando el nombre del perfil, diámetro y espesor de cada perfil utilizado en cada estructura como se muestra en la figura 37.

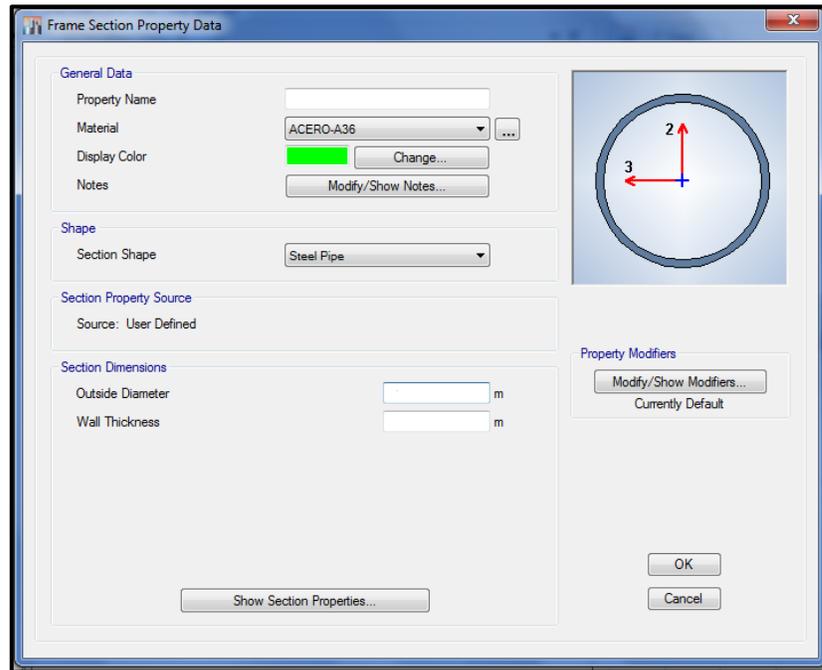


Figura 37. Introducción de dimensiones de los perfiles. **Fuente:** Autor.

Para el Galpón 1 se utilizó el mismo perfil en columnas y vigas con un diámetro de 10,16cm y un espesor de 0.5cm. En el caso del Galpón 2 posee en las columnas un perfil de espesor 0,7cm y diámetro 17,78cm que es diferente a los utilizados en las cerchas. Para los elementos que conforman la cercha se usó 3 tipos de perfiles que tienen las siguientes dimensiones: 9,5cm de diámetro y 0,5cm de espesor tiene el perfil 1, 11,03cm de diámetro y 0,7cm de espesor el perfil 2 y el perfil 3 es de 6,35cm de diámetro con espesor de 0,5cm. Ya definidos el material y los perfiles se procedió dibujar la estructura de ambos Galpones con sus especificaciones respectivas. Ver figura 38.

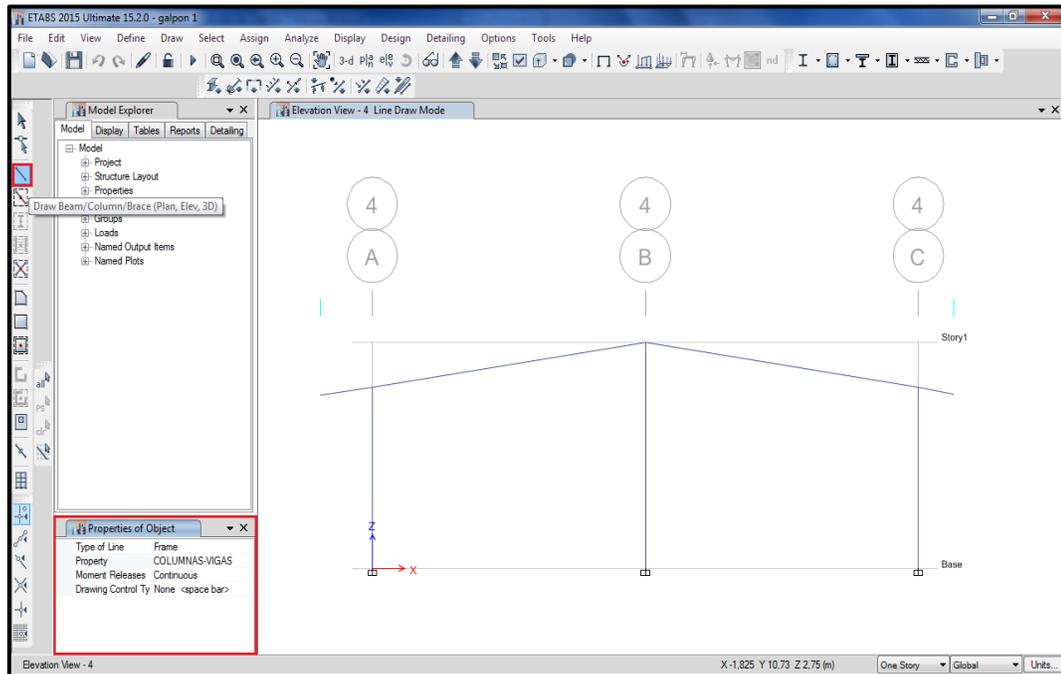


Figura 38. Dibujo de los elementos en el software. **Fuente:** Autor.

✓ Introducción de Espectro sísmico

Para introducir los espectros sísmicos previamente calculados fue necesario ubicar en el software el comando Response Spectrum luego se procedió a elegir la opción la norma venezolana Covenin 1756-2:2001. Como se muestra en la figura 39. Para esta función se introdujeron los valores siguientes: Zona 4, Forma espectral 3 Factor de corrección 0.70 Clasificación según el uso A y el Factor de respuesta $R=1$ para ambos Galpones como se muestra en la figura 40.

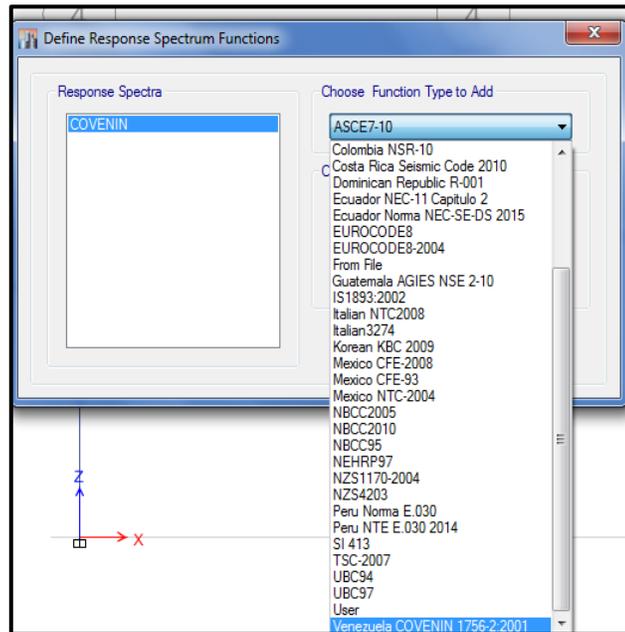


Figura 39. Introducción del modelo de espectro sísmico. **Fuente:** Autor.

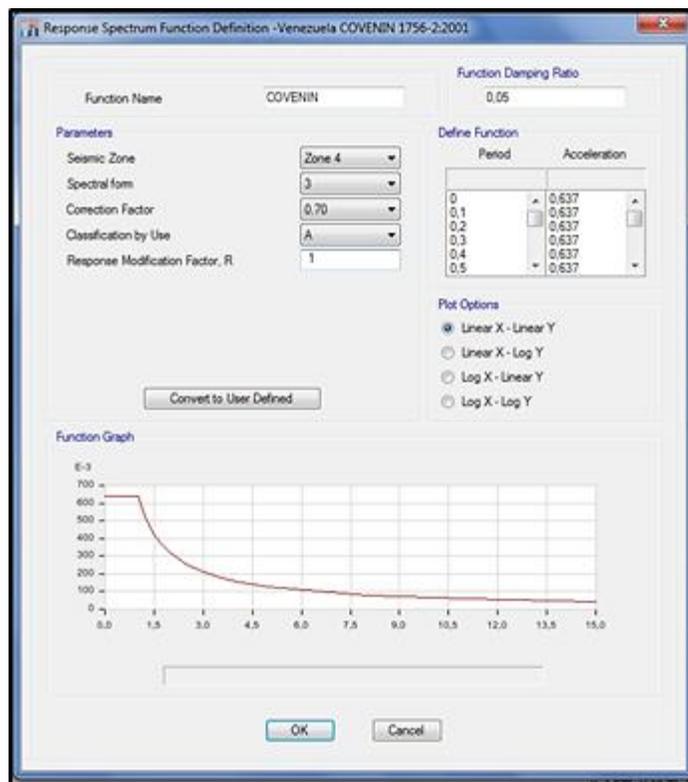


Figura 40. Selección de los datos del espectro sísmico. **Fuente:** Autor.

✓ **Introducción de carga y Combinaciones de carga**

En el programa ETABS las cargas gravitacionales pueden aplicarse a objetos punto, línea y área. Los objetos puntos pueden soportar fuerzas o momentos concentrados. Los objetos barra pueden tener aplicadas un sin número de cargas puntuales (Fuerza o Momento), o cargas distribuida (uniforme o trapezoidales). Los objetos área pueden tener cargas uniformes.

La generación de cargas estáticas laterales ya sea de terremotos (Seismic) o debido a la acción del viento (Wind), se aplican a través de numerosos códigos internacionales, también está la posibilidad de generar un patrón de cargas laterales definidas por el usuario.

Las cargas empleadas para las estructuras son: CP, CPP, S y W y una vez definidas se generó múltiples combinaciones de cargas aplicado a los resultados de cada objeto en el modelo utilizando. Las combinaciones de carga agregadas son ecuaciones 15, 16, 17, 18, 19 y 20 agregando un nuevo combo para cada una de las combinaciones, como se muestra en la figura 41.

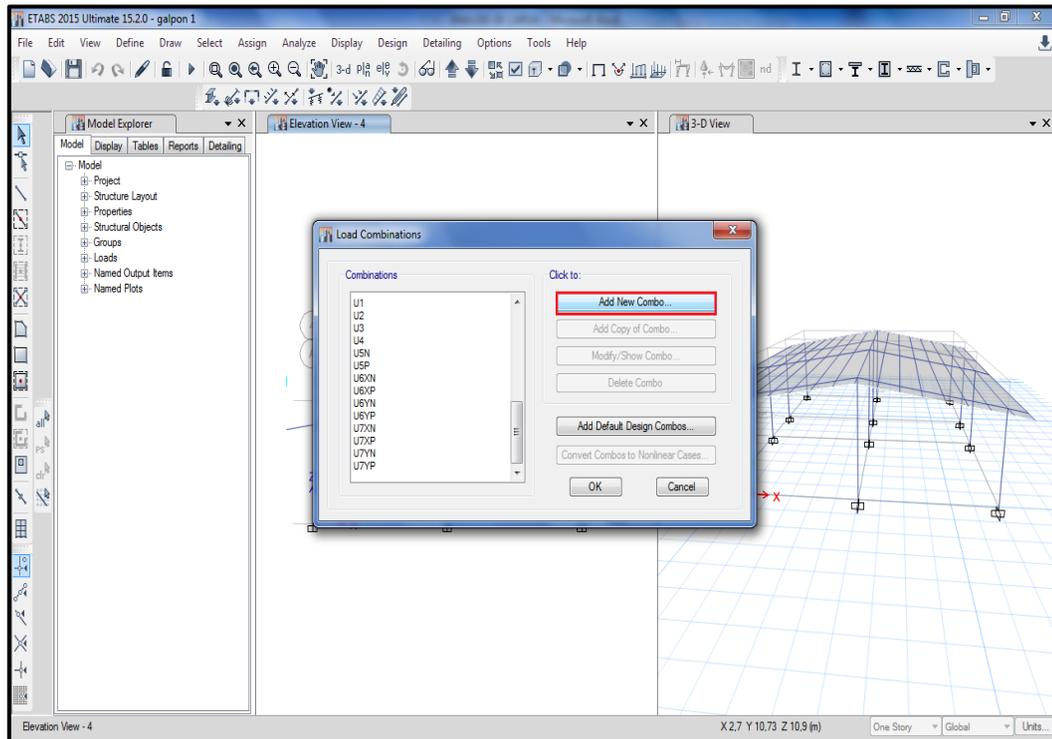


Figura 41. Combinaciones de cargas agregadas al software. **Fuente:** Autor.

✓ **Asignación de apoyo, carga distribuida y carga uniforme en las estructuras**

El apoyo asignado para cada columna es el empotramiento el cual aplica para ambas estructuras, para las cargas distribuidas se introdujo la carga de viento (W) 30 Kg/m por el área tributaria de cada columna, ver figura 42. Este procedimiento se repitió varias veces para poder asignarle su respectiva carga W a cada columna. En el caso de las cargas uniformes se procede a seleccionar el techo asignando las cargas (CP) 195 Kg/m, (CVT) 100 Kg/m y (W) 30 Kg/m. Como se muestran en la figuras 43.

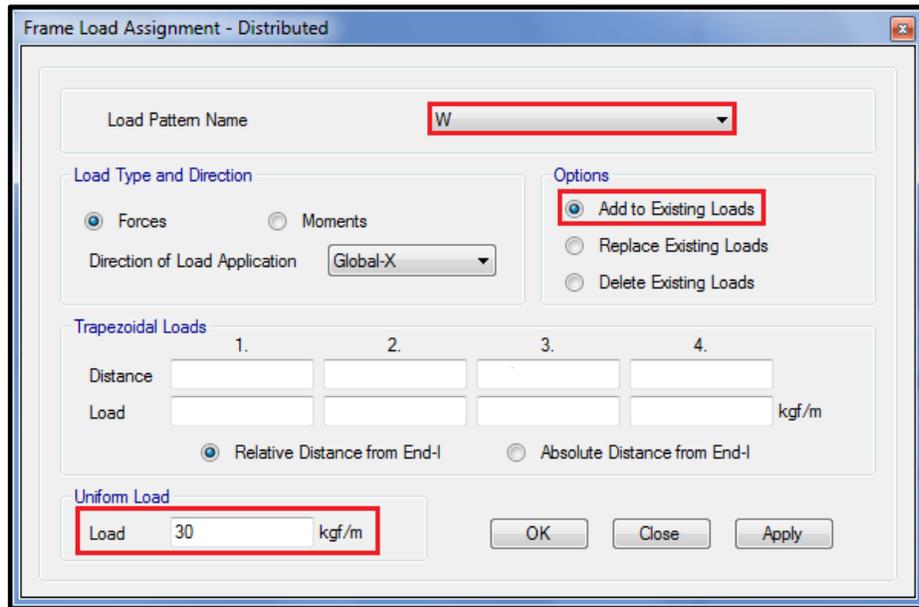


Figura 42. Configuración de cargas distribuidas en los elementos. **Fuente:** Autor.

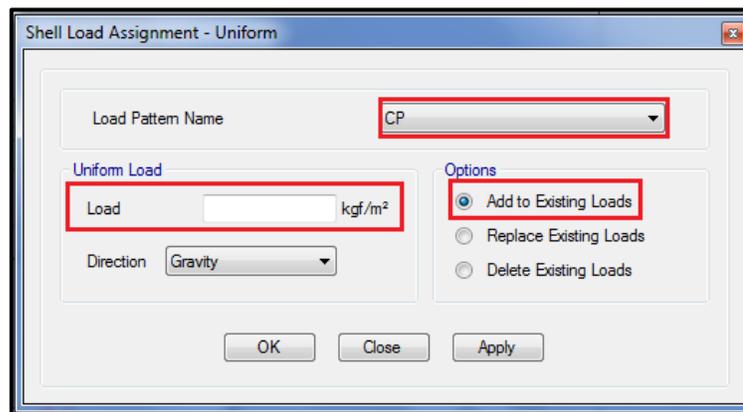


Figura 43. Configuración de las cargas uniformes. **Fuente:** Autor.

✓ **Corrida del programa ETABS en Galpón 1 y 2.**

Una vez finalizado el proceso de introducción de datos en todos los elementos que integran las estructuras, se le dio inicio a la simulación y así saber el comportamiento del mismo. Al dar en la opción Run Analysis el programa verificó en ambos galpones las derivas de viento W, derivas sísmicas Sx y Sy y la carga CP simulando la deformación de cada una de estas en el icono Show Deformed Shape. Para verificar la resistencia del

material se seleccionó el icono Steel Frame Design>Display Design Info arrojaron fallas en los elementos que conforma el sistema estructural tanto por capacidad de carga como por esbeltez indicando que presenta errores en los elementos de las vigas y columnas que componen las estructuras existentes. En los anexos A, B-1, B-2 se pueden apreciar los reportes (Summary Report) del Galpon1 y 2 además de los elementos de acero revisados por la norma AISC 360-10 (Steel Frame Summary AISC 360-10).

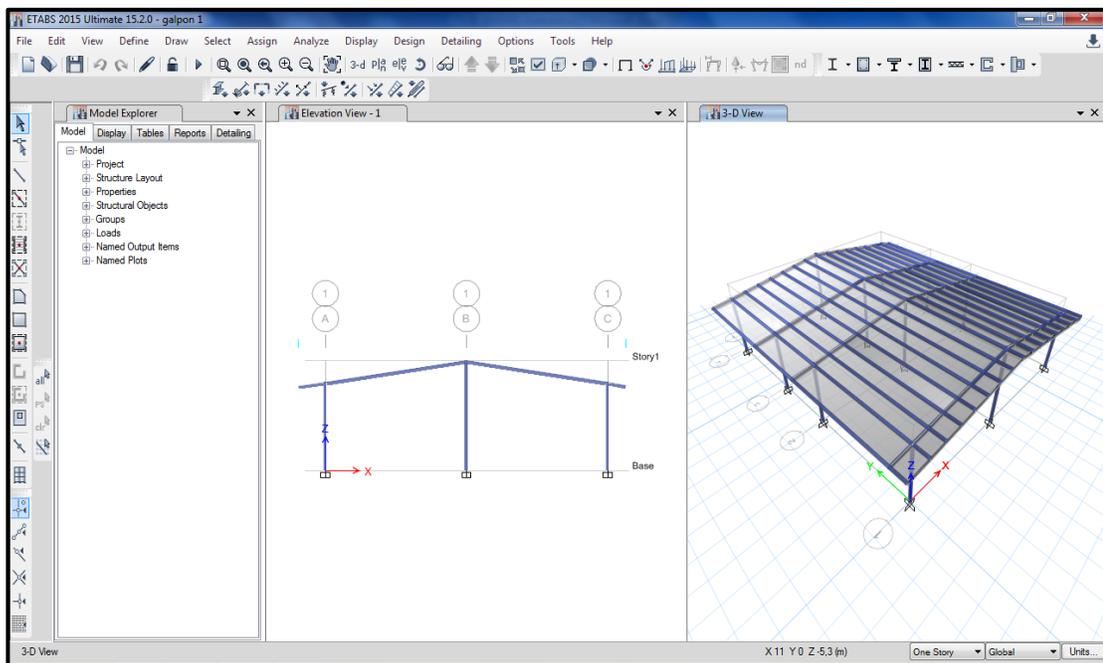


Figura 44. Estructura final del galpón 1 actual. **Fuente:** Autor.

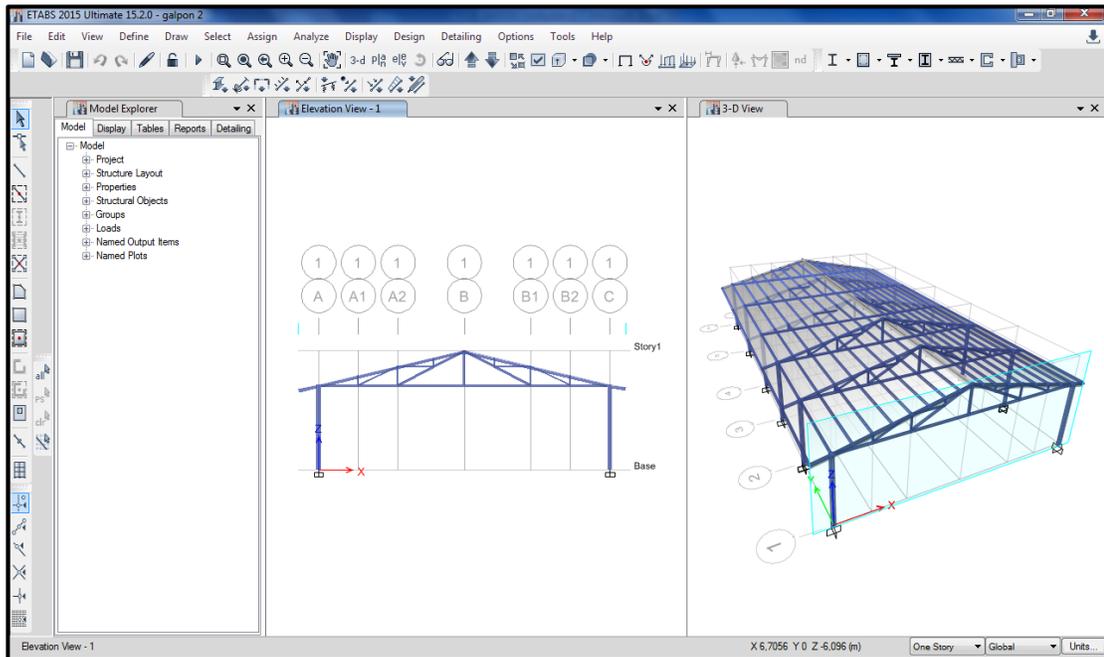


Figura 45. Estructura final del galpón 1 actual. Fuente: ETABS 20135 v15.2.2.

4.2.6. Revisión de los elementos metálicos del galpón 1 y 2

✓ Revisión Galpon1 existente.

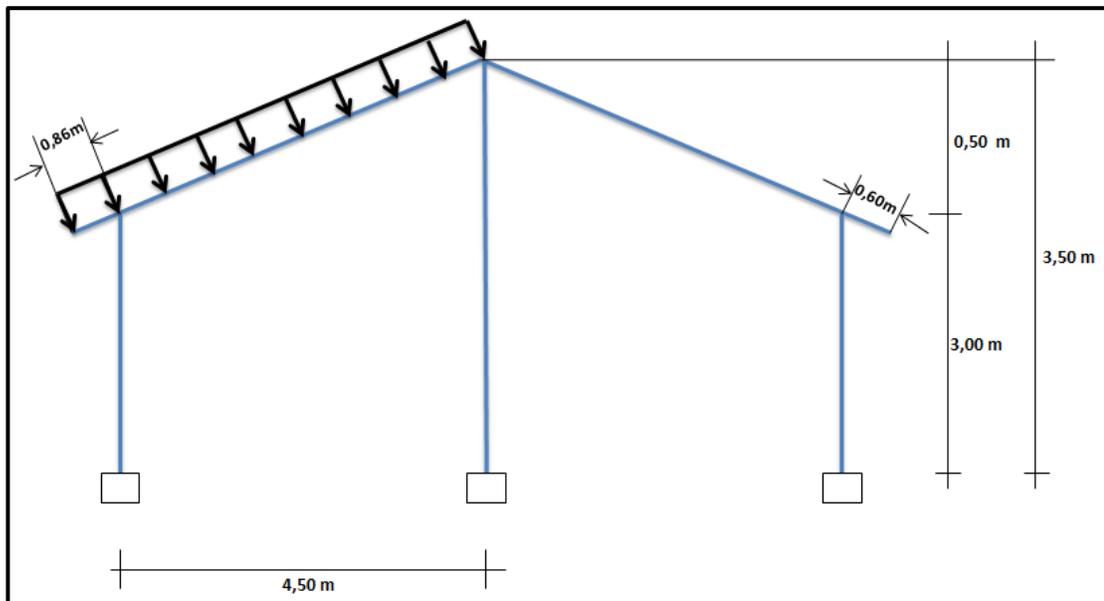


Figura 46. Dimensiones del galpón 1 para la revisión de elementos metálicos Fuente: Autor

De acuerdo al valor de Relación ancho/espesor (λ) y el Parámetro de esbeltez local (λ_r) se determinó la estructura es compacta por el cálculo realizado a continuación:

$$\lambda_{ps} = 0,044 \frac{2,1 \times 10^6 \text{ KgF/cm}^2}{2460 \text{ KgF/cm}^2} = 37,54 \text{ (Ec. 2)}$$

$$\lambda = \frac{10,06 \text{ cm}}{0,5 \text{ cm}} = 0,32 \text{ (Ec. 1)}$$

$$\lambda < \lambda_{ps} \therefore \text{COMPACTO}$$

ANÁLISIS A FLEXIÓN

$$d = 10,16 \text{ cm}$$

$$e = 0,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi Mn = 0,90 * 2460 \text{ KgF/cm}^2 * 18,82 \text{ cm}^3 \text{ (Ec. 11)}$$

$$\phi Mn = 41681,34 \text{ KgF.cm}$$

$$\phi Mn = 416,81 \text{ KgF.m}$$

ANÁLISIS A COMPRESIÓN

(Columna lateral)

$$L = 280 \text{ cm}$$

$$I = 94,61 \text{ cm}^4$$

$$A = 7,78 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,00 \text{ Empotrado – Empotrado}$$

- **Radio de giro**

Para obtener el radio de giro del perfil se aplica raíz cuadrada del cociente de la inercia sobre el área del perfil.

$$r = \sqrt{\frac{95,61cm^4}{7,78cm^2}} = 3,51cm$$

- **Estado de trabajo**

$$\lambda_c = \frac{1 * 280}{3,51\pi} \sqrt{\frac{2460,74KgF/cm^2}{2,1x10^6}} = 0,869 \text{ (Ec. 7)}$$

$$0,881 < 1,5 \therefore \text{Dominio Inelástico}$$

- **Esfuerzo a compresión en pandeo flexional (PF)**

$$F_{cr} = 0,658^{0,869^2} * 2460,74KgF/cm^2 = 1793,89KgF/cm^2 \text{ (Ec. 9)}$$

- **Resistencia a compresión en PF**

$$\phi_{Nt} = 0,9 * 7,78cm^2 * 1793,89KgF/cm^2 = 12560,81KgF \text{ (Ec. 10)}$$

(Columna central)

$$L = 350cm$$

$$I = 94,61cm^4$$

$$A = 7,78cm^2$$

$$K = 1,00 \text{ Empotrado – Empotrado}$$

- **Radio de giro**

$$r = = 3,51cm$$

- **Estado de trabajo**

$$\lambda_c = \frac{1 * 350}{3,51\pi} \sqrt{\frac{2460,74KgF/cm^2}{2,1x10^6}} = 1,086 \text{ (Ec. 7)}$$

1,086 < 1,5 ∴ Dominio Inelástico

- **Esfuerzo a compresión en pandeo flexional (PF)**

$$F_{cr} = 0,658^{1,086^2} * 2460,74 \text{KgF/cm}^2 = 1502,04 \text{KgF/cm}^2 \text{ (Ec. 9)}$$

- **Resistencia a compresión en PF**

$$\phi_{Nt} = 0,9 * 7,78 \text{cm}^2 * 1502,04 \text{KgF/cm}^2 = 10517,28 \text{KgF} \text{ (Ec. 10)}$$

RESISTENCIA A TENSIÓN

$$A = 7,78 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0,90$$

- **Resistencia por cedencia**

$$\phi P_n = 0,90 * 2460,74 \text{KgF/cm}^2 * 7,26 \text{cm}^2 = 16078,47 \text{KgF} \text{ (Ec. 12)}$$

ANÁLISIS A FLEXOCOMPRESIÓN

(Columna central)

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} = \frac{6387,62}{10517,28} = 0,607 > 0,20 \text{ (Ec. 13)}$$

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} + \frac{8}{9} \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \leq 1,00$$

$$\frac{6387,62}{10517,28} + \frac{8}{9} \frac{32,86}{416,81} + \frac{153,64}{416,81} = 1,110 > 1,00 \text{ FALLA}$$

(Columna laterales)

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} = \frac{3754,15}{12560,81} = 0,298 > 0,20 \text{ (Ec. 13)}$$

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} + \frac{8}{9} \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \leq 1,00$$

$$\frac{3754,15}{12560,81} + \frac{8}{9} \frac{998,66}{416,81} + \frac{206,26}{416,81} = 3,55 > 1,00 \text{ FALLA}$$

Tabla 25. Memoria de cálculo de revisión de elementos metálicos Galpón 1 existente

MEMORIA DE CÁLCULO							
Elemento	ϕM_n (KgF.m)	ϕN_t (KgF)	ϕP_n (KgF)	M_{ux} (KgF.m)	M_{uy} (KgF.m)	N_u (KgF)	P_u (KgF)
1		---	---	2338,94	---	---	---
2	416,81	10517,28	---	32,86	153,64	6387,62	---
3		12560,81	---	998,66	206,26	3754,15	---

Fuente: Autor

✓ **Revisión Galpón 2.**

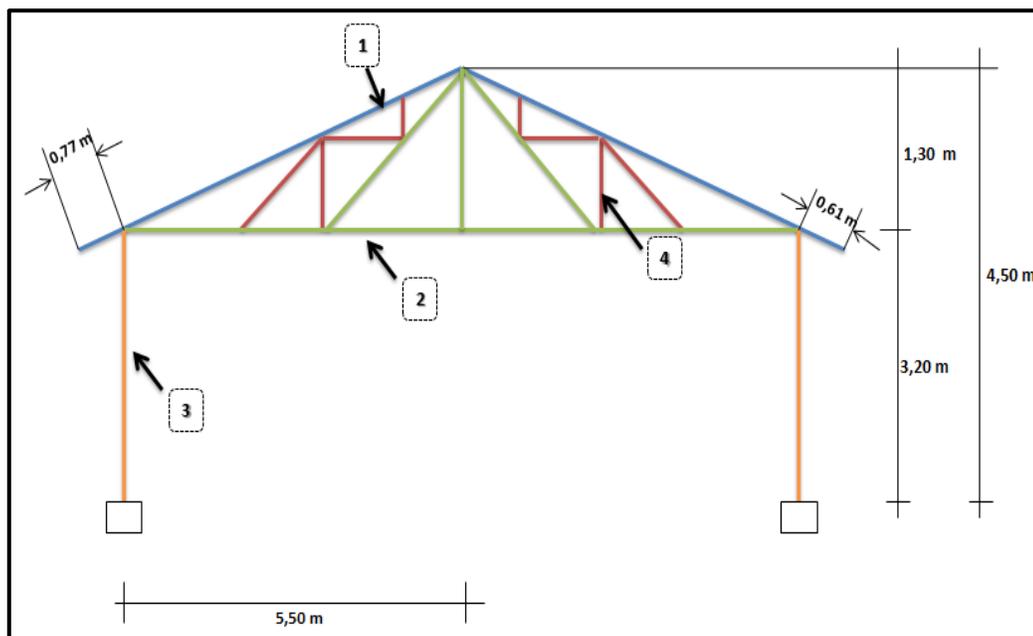


Figura 47. Dimensiones del galpón 2 para la revisión de elementos metálicos. Fuente: Autor

Para este galpón la Resistencia del Acero es $F_y = 2460,74 \text{ KgF/cm}^2$ además la estructura cuenta con 4 tipos de perfiles que posee su respectiva Área (A), Inercia (I), diámetro (d) y espesor (t) que son los siguientes:

Perfil 1

$$A = 11,74 \text{ cm}^2 \quad d = 11,03 \text{ cm}$$

$$I = 167,61 \text{ cm}^4 \quad t = 0,7 \text{ cm}$$

Perfil 2

$$A = 7,26 \text{ cm}^2 \quad d = 9,5 \text{ cm}$$

$$I = 77,76 \text{ cm}^4 \quad t = 0,5 \text{ cm}$$

Perfil 3

$$A = 19,17 \text{ cm}^2 \quad d = 17,78 \text{ cm}$$

$$I = 728,11 \text{ cm}^4 \quad t = 0,7 \text{ cm}$$

Perfil 4

$$A = 4,79 \text{ cm}^2 \quad d = 6,35 \text{ cm}$$

$$I = 22,32 \text{ cm}^4 \quad t = 0,5 \text{ cm}$$

La Relación ancho/espesor (λ) y el Parámetro de esbeltez local (λ_r) se determinó la estructura es compacta por el cálculo realizado a continuación:

RESISTENCIA A COMPRESIÓN (1)

$$L = 1,54 \text{ m}$$

$$A = 11,74 \text{ cm}^2$$

$$I = 167,61 \text{ cm}^4$$

- **Radio de giro**

Para obtener el radio de giro del perfil 1 se aplica raíz cuadrada del cociente de la inercia sobre el área del perfil.

$$r = \sqrt{\frac{167,61 \text{ cm}^4}{11,74 \text{ cm}^2}} = 3,78 \text{ cm}$$

- **Estado de trabajo**

$$\lambda_c = \frac{1 * 154}{3,78\pi} \frac{2460,74KgF/cm^2}{2,1x10^6} = 0,443 \text{ (Ec. 7)}$$

$$0,443 < 1,5 \text{ Dominio Inelástico}$$

- **Esfuerzo a compresión en pandeo flexional (PF)**

$$F_{cr} = 0,658^{0,443^2} * 2460,74KgF/cm^2 = 2266,6KgF/cm^2 \text{ (Ec. 9)}$$

- **Resistencia a compresión en PF**

$$\phi_{Nt} = 0,9 * 11,74 * 2266,6 = 23946,78KgF \text{ (Ec. 10)}$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN (1)

$$\phi Mn = \phi * Fy * Z$$

$$Z = 20,39cm^3$$

$$\phi Mn = 0,90 * 2460,74KgF/cm^2 * 20,39cm^3 \text{ (Ec. 11)}$$

$$\phi Mn = 67303,69 KgF.cm$$

$$\phi Mn = 673,03KgF.m$$

RESISTENCIA A TENSIÓN (2)

$$A = 7,26 cm^2$$

$$I = 77,76 cm^4$$

- **Resistencia por cedencia**

$$\phi = 0,90$$

$$\phi Pn = 0,90 * 2460,74KgF/cm^2 * 7,26cm^2 = 16078,47KgF \text{ (Ec. 12)}$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN 2

$$Z = 20,39\text{cm}^3$$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi Mn = 0,90 * 2460,74\text{KgF/cm}^2 * 16,37\text{cm}^2 \text{ (Ec. 11)}$$

$$\phi Mn = 36231,93 \text{ KgF.cm} \approx 362,31\text{KgF.m}$$

$$\phi Mn = 362,31 \text{ KgF.m}$$

ANÁLISIS A COMPRESIÓN (3)

$$L = 320\text{cm}$$

$$K = 1,00 \text{ Empotrado} - \text{Empotrado}$$

$$I = 728,11 \text{ cm}^4$$

$$A = 19,17\text{cm}^2$$

- **Radio de giro**

$$r = 6,16\text{cm}$$

- **Estado de trabajo**

$$\lambda_c = \frac{1 * 320}{6,16\pi} \sqrt{\frac{2460,74\text{KgF/cm}^2}{2,1 \times 10^6}} = 0,5660 \text{ (Ec. 7)}$$

$$0,5660 < 1,5 \therefore \text{Dominio Inelástico}$$

- **Esfuerzo a compresión en pandeo flexional (PF)**

$$F_{cr} = 0,658^{0,5660^2} * 2460,74\text{KgF/cm}^2 = 2151,95 \text{ KgF/cm}^2 \text{ (Ec. 9)}$$

- **Resistencia a compresión en PF**

$$\phi_{Nt} = 0,9 * 19,17\text{cm}^2 * 2151,95 \text{ KgF/cm}^2 = 37127,59\text{KgF} \text{ (Ec. 10)}$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN (3)

$$Z = 95,61\text{cm}^3$$

$$\phi Mn = 0,90 * 2460,74\text{KgF}/\text{cm}^2 * 95,61\text{ cm}^3 \text{ (Ec. 11)}$$

$$\phi Mn = 211744,2\text{ KgF.cm}$$

$$\phi Mn = 2117,44\text{KgF.m}$$

ANÁLISIS A FLEXOCOMPRESIÓN

(Columnas)

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} = \frac{7309,42}{37127,59} = 0,1922 < 0,20 \text{ (Ec. 13)}$$

$$\frac{Nu}{2 \phi_{Nt}} + \frac{Mux}{Mnx} + \frac{Muy}{Mny} \leq 1,00$$

$$\frac{7309,42}{2 \cdot 37127,59} + \frac{711}{2117,44} + \frac{1239}{2117,44} = 1,01 > 1,00 \text{ FALLA}$$

RESISTENCIA A TENSIÓN (4)

$$A = 4,71\text{cm}^2$$

- Resistencia por Cedencia

$$\phi = 0,90$$

$$\phi Pn = 0,90 * 2460,74\text{KgF}/\text{cm}^2 * 4,71\text{cm}^2 = 10431,07\text{KgF} \text{ (Ec. 12)}$$

RESISTENCIA A COMPRESIÓN (4)

$$L = 1,66\text{m}$$

$$I = 22,32\text{cm}^4$$

$$A = 4,79\text{cm}^2$$

$$K = 1,00 \text{ Empotrado – Empotrado}$$

- **Radio de giro**

$$r = 2,16\text{cm}$$

- **Estado de trabajo pandeo flexional PF**

$$\lambda_c = \frac{1 * 166}{2,16\pi} \frac{\sqrt{2460,74\text{KgF}/\text{cm}^2}}{2,1 \times 10^6} = 0,837 < 1,5 \text{ (Ec. 7)}$$

$$0,837 < 1,5 \therefore \text{Dominio Inelástico}$$

- **Esfuerzo a compresión en (PF)**

$$F_{cr} = 0,658^{0,837^2} * 2460,74\text{KgF}/\text{cm}^2 = 1835,35 \text{KgF}/\text{cm}^2 \text{ (Ec. 9)}$$

- **Resistencia a compresión en PF**

$$\phi = 0,90$$

$$\phi N_t = 0,90 * 4,79\text{cm}^2 * 1835,35\text{KgF}/\text{cm}^2 = 7912,19\text{KgF} \text{ (Ec. 10)}$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN

$$Z = 7,03\text{cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0,90 * 2460,74\text{KgF}/\text{cm}^2 * 7,03\text{cm}^3 \text{ (Ec. 11)}$$

$$\phi M_n = 15569,10\text{KgF.cm}$$

$$\phi M_n = 155,69\text{KgF.m}$$

Tabla 26. Memoria de cálculo de revisión de elementos metálicos Galpón 2 existente

MEMORIA DE CÁLCULO							
Elemento	ϕM_n (KgF.m)	ϕN_t (KgF)	ϕP_n (KgF)	M_{ux} (KgF.m)	M_{uy} (KgF.m)	N_u (KgF)	P_u (KgF)
1	673,03	23946,78	*	563	***	7424,98	*
2	362,31	**	16078,47	280	***	**	15141,45
3	2117,44	37127,59	*	711****	1239****	7309,42	*
4	1155,69	7912,19	10431,07	130	***	1510	825

* Elemento está a compresión, no a tensión.

** Elemento está a tensión no a compresión.

*** No existe momento en "Y".

**** Los momentos actuantes fueron tomados por pórticos.

Fuente: Autor

4.3 Desarrollo del proyecto de reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, Estado Anzoátegui, según los requisitos de los códigos Fondonorma 1756-2006, Covenin 1756-98 (Rev. 2001) AISC 360-10 y la ACI 318-14.

4.3.1. Reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui.

El reforzamiento se llevó a cabo mediante el programa ETABS en donde fue preciso hacer modificaciones a las estructuras existentes del Galpón 1 y 2 para que cumplan con requisitos de los códigos Fondonorma 1756-2006, Covenin 1756-98 (Rev. 2001) AISC 360-10 y la ACI 318-14. Y que la capacidad de carga de los elementos sea por debajo de 1.

✓ Reforzamiento Galpón 1 y 2

En el Galpón 1 se modificaron las columnas colocándole un revestimiento de concreto con acero para reforzarla actuando como una "estructura muleta" por así llamarla que actuará como una segunda columna en el caso de que el perfil existente llegue a fallar. Esta estructura muleta

tiene una dimensión de 30cm x 30cm y un armado de 4 cabillas de 1/2" y estribos de 3/8" poseyendo 4 conectores de corte de 3/8" en cada sentido para garantizar entre el concreto y el acero la adherencia a cada 0,8m del concreto de la columna muleta con perfil existente. Estas columnas están unidas a zapatas aisladas.

En el diseño de la columna muleta fue necesario definir en el programa ETABS las especificaciones del concreto con resistencia de $F'c=250 \text{ Kg/cm}^2$, ver figura 48. Para el diseño de las columnas reforzadas o las columnas muletas fue preciso crear el perfil circular existente y el perfil de las columnas cuadradas de concreto sin dejar atrás el armado de cabillas ver figura 49.

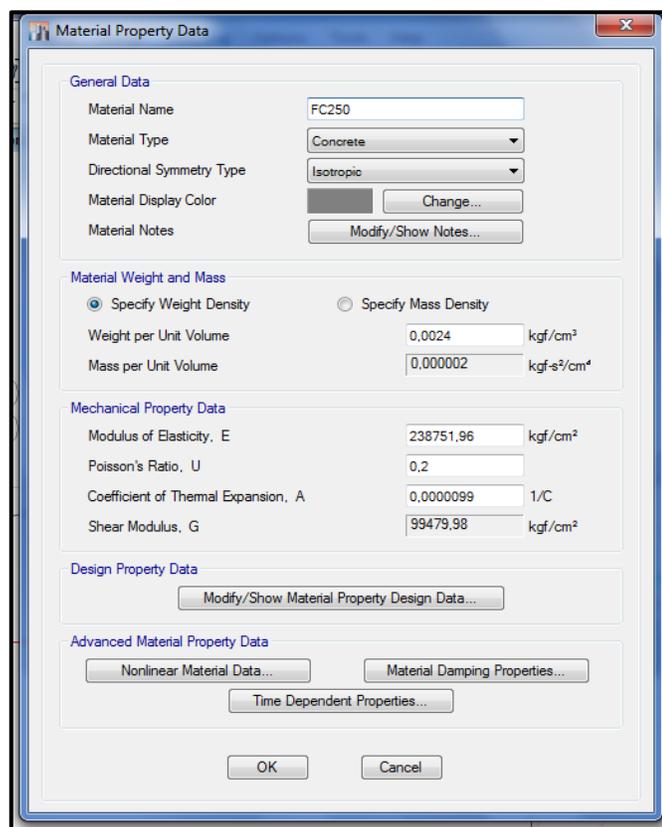


Figura 48. Propiedades del concreto en las columnas. **Fuente:** Autor.

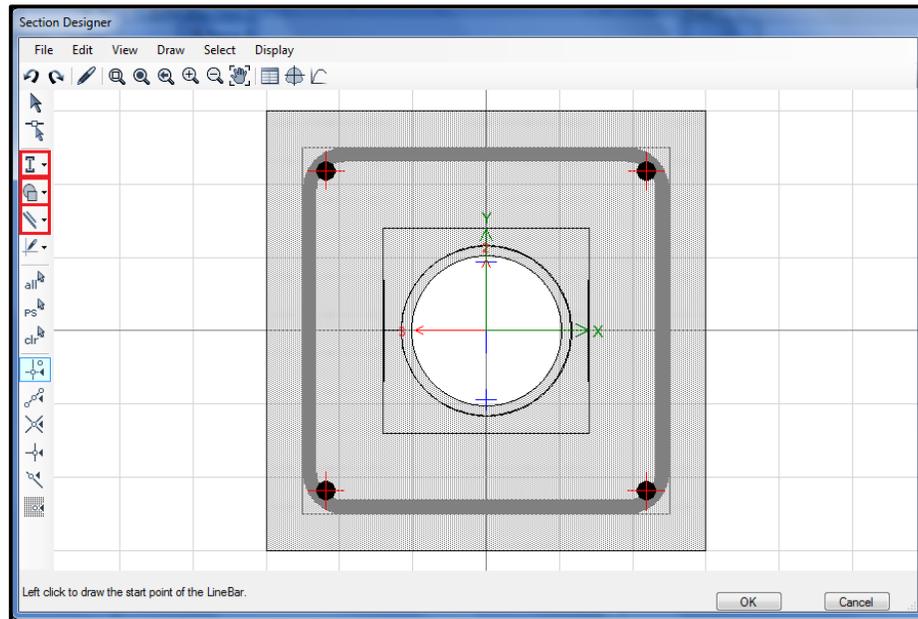


Figura 49. Diseño de reforzamiento de la columna muleta Galpón 1. **Fuente:** Autor

En el caso de las vigas solo se agregó un perfil rectangular de 18cm x 6,5cm en la parte inferior del perfil circular existente, ver figura 50. En este caso se diseñaron ambos perfiles.

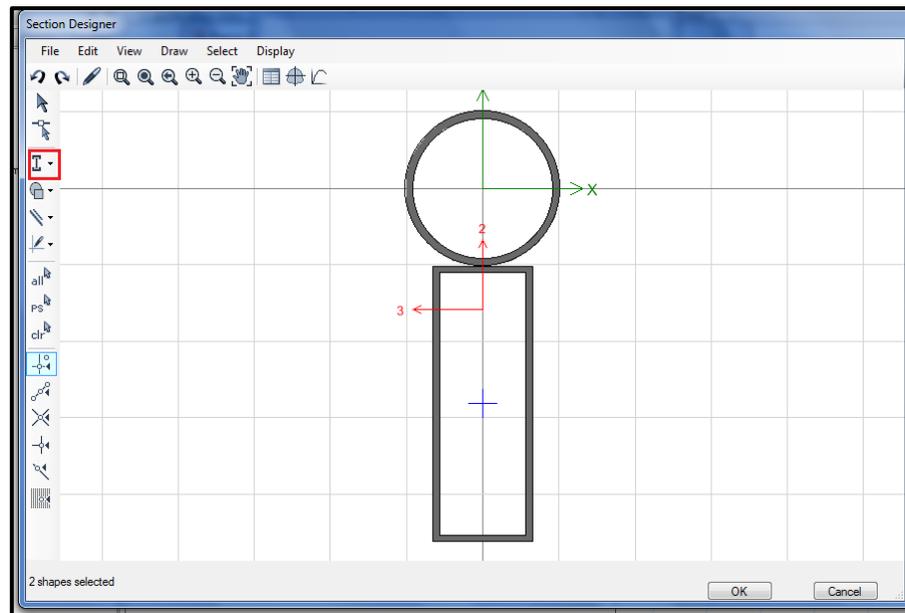


Figura 50. Diseño de reforzamiento de vigas Galpón 1. **Fuente:** Autor.

El reforzamiento en el galpón 2 se tuvo que eliminar los elementos de las cerchas y dejar la viga superior de 11,03cm de diámetro y espesor 0,7cm colocándole un perfil rectangular en la parte inferior de 22cm x 9cm. Para diseñar ambos perfiles en ETABS fue necesario crear la propiedad y diseñar el perfil circular existente y el nuevo perfil rectangular, ver figura 51 y 52.

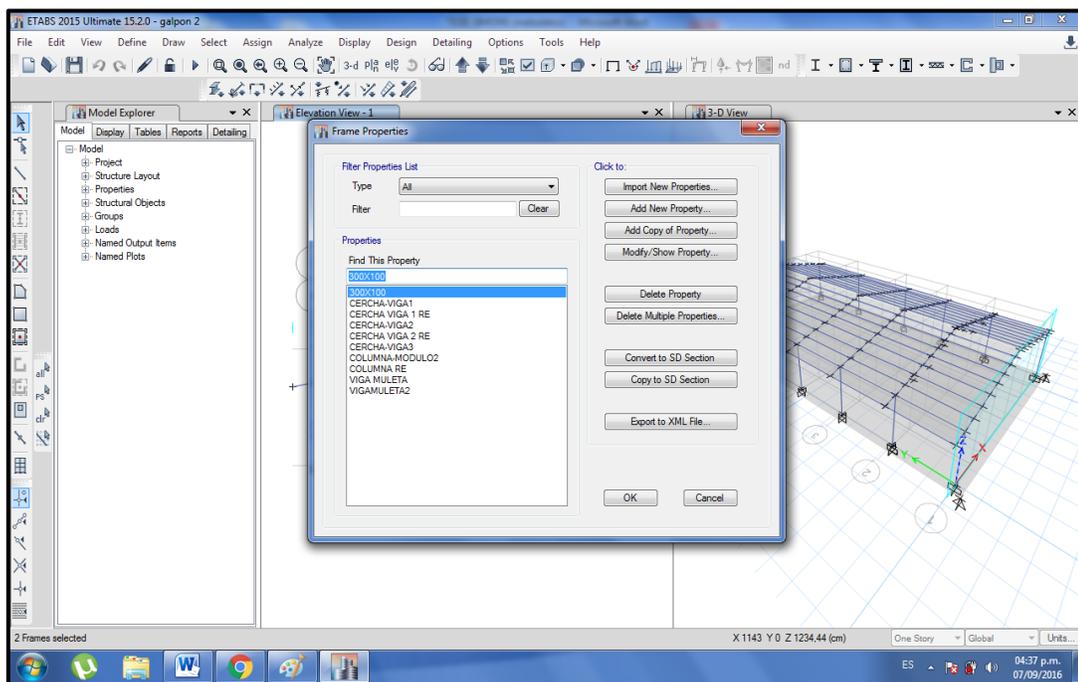


Figura 51. Propiedades de la sección del Galpón 2. **Fuente:** ETABS 2015 v15.2.2.

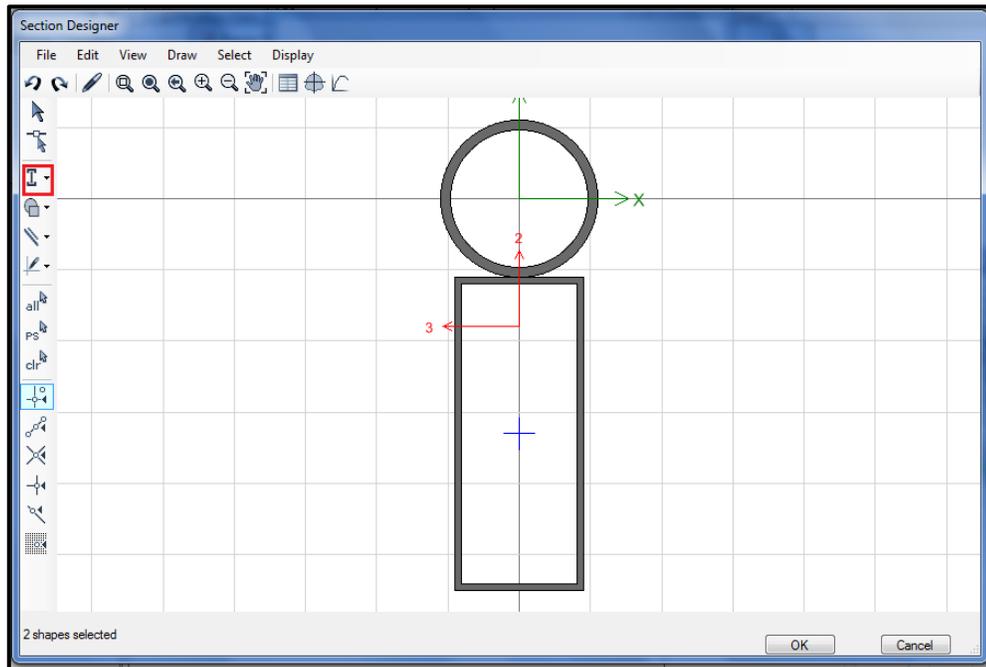


Figura 52. Diseño de reforzamiento de vigas Galpón 2. **Fuente:** ETABS 2015 v15.2.2.

Para las columnas el procedimiento fue igual que el Galpón 1 pero con las siguientes especificaciones: perfil circular de 17,78cm y espesor 0,7cm, columna de concreto de 30cm x 30cm con un armado de 4 cabillas de 3/4" y estribos de 3/8" poseyendo 4 conectores de corte de 1/2" en cada sentido para garantizar entre el concreto y el acero la adherencia a cada 0,8m. Estas columnas están unidas a zapatas aisladas. Ver figura 53.

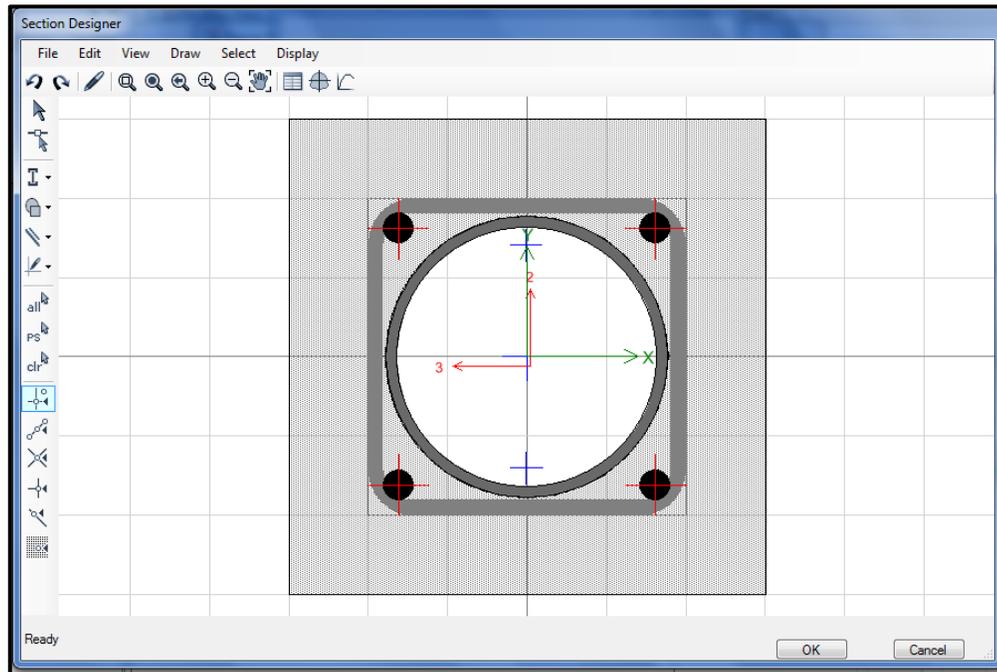


Figura 53. Diseño de reforzamiento de la columna muleta Galpón 2. **Fuente:** Autor.

✓ **Corrida del programa ETABS para el Galpón 1 y 2 reforzado**

En Run Analysis se dio inicio a la corrida del programa para comprobar los elementos tanto para el Galpón 1 como para el Galpón 2. Una vez finalizado el proceso se pudo corroborar la resistencia del material seleccionando el icono Steel Frame Design>Display Design Info donde muestra la información de cada elemento que constituye cada una de las estructuras reforzadas.

En cuanto a la resistencia por capacidad se observó valores satisfactorios en cada elemento que conforman las vigas y columnas (Galpón 1 y 2). A través de las simulaciones se ratificó que los elementos de las vigas y columnas cumplen por capacidad de carga y por esbeltez, En los anexos C, D-1, D-2, E-1, E-2 se pueden apreciar los reportes (Summary Report) del Galpón 1 y 2 además de los elementos de acero revisados por la norma AISC 360-10 (Steel Frame Summary AISC 360-10) y de los elementos de las

columnas reforzadas con concreto revisados por la norma ACI 318-14
(Concrete Column Summary ACI 318-14).

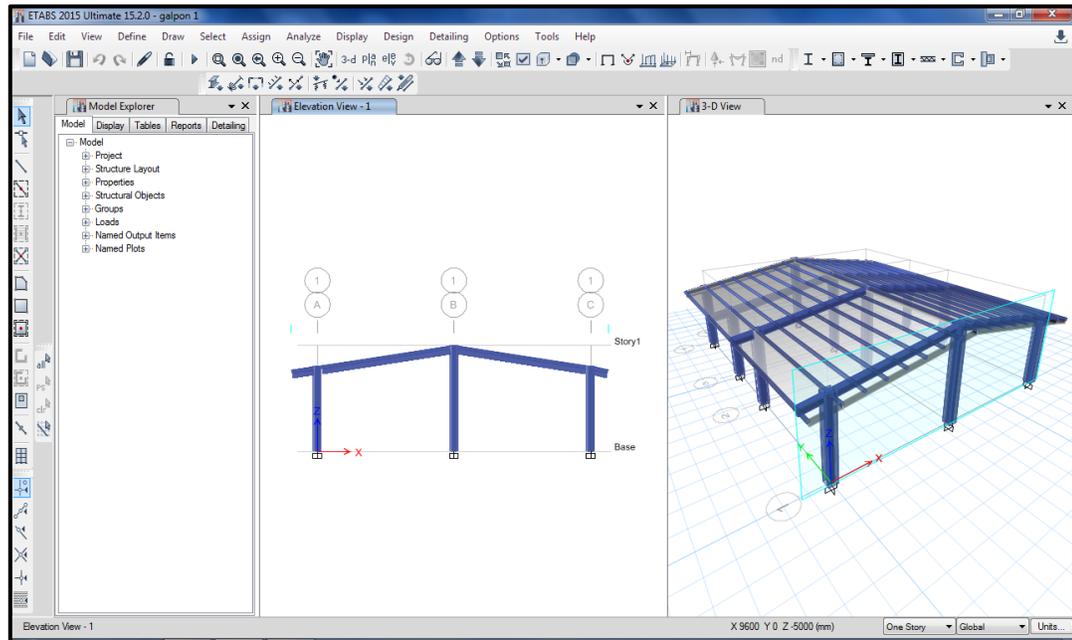


Figura 54. Estructura final del Galpon 2 reforzado. Fuente: Autor.

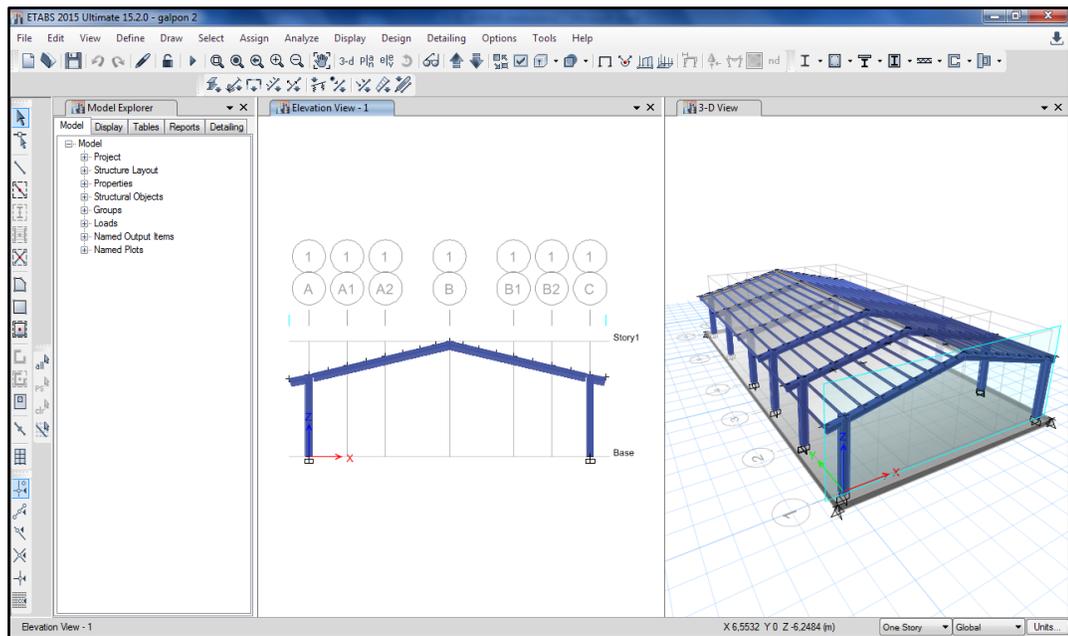


Figura 55. Estructura final del galpón 2 reforzado. Fuente: Autor.

4.3.2. Fundaciones Aisladas del Galpón 1 en el software SAFE

Una vez que se generó el cálculo de las estructuras se crearon las zapatas en el programa ETABS que luego se importó en el programa SAFE donde se procedió al diseño de las zapatas. Seguidamente se definió el material agregando la especificación del concreto como se muestra en la figura 56. Con resistencia de 250 Kg/cm^2 utilizando este valor estándar debido a que este se endurece con el tiempo.

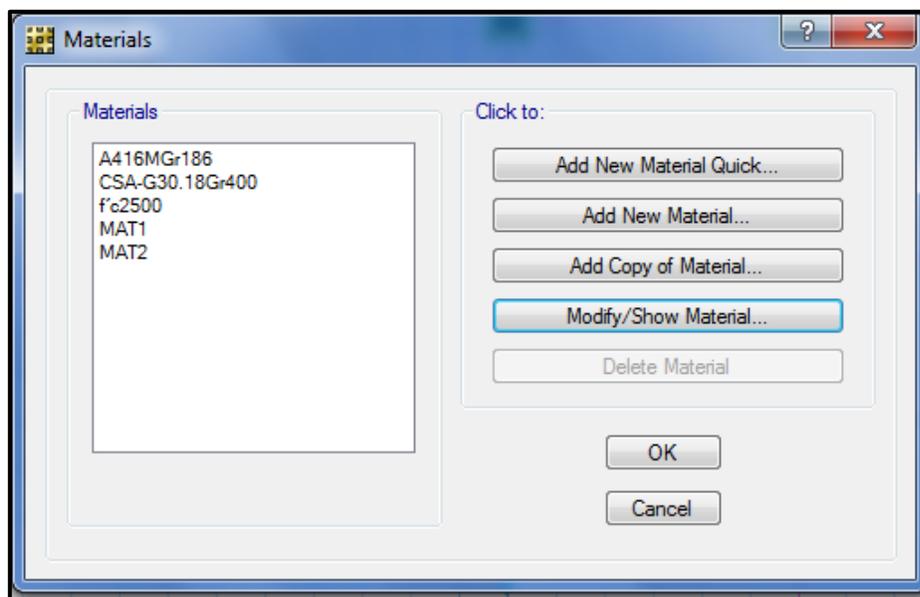


Figura 56. Especificación del concreto con resistencia de 250 Kg/cm^2 de zapatas aisladas.
Fuente: Autor.

Además se introdujo la especificación del pedestal, el cual posee dimensiones de $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ generando una nueva propiedad en el cual se ajustó a la dimensión anterior el modelo preestablecido como se observa en la siguiente figura 57.

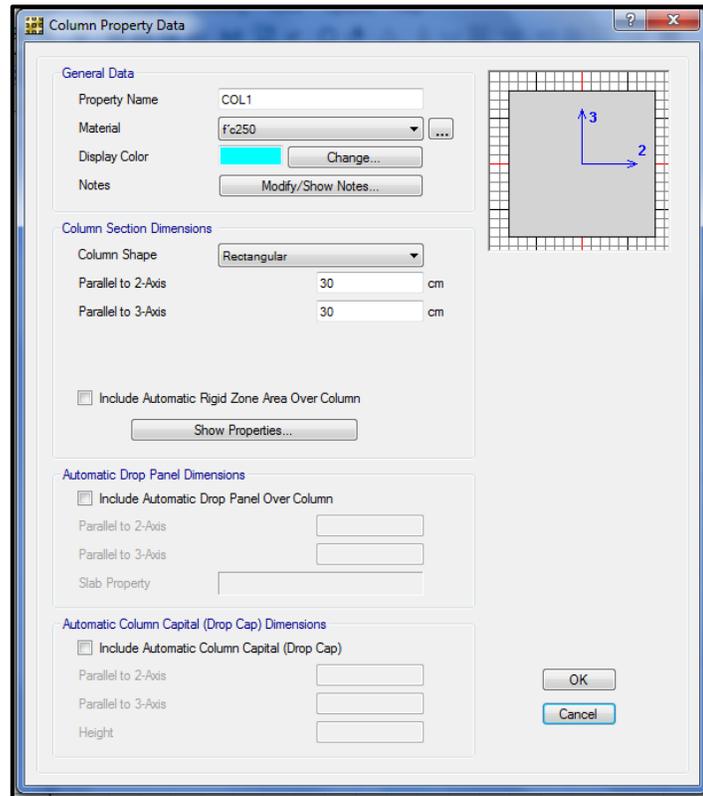


Figura 57. Especificación del pedestal de zapatas aisladas. **Fuente:** Autor

Para las propiedades del suelo fue necesario establecer el Modulo de Balasto que es la magnitud asociada a la rigidez del terreno que permite conocer el asentamiento de una edificación con el valor $1 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^3$ como se muestra en la siguiente figura 58.

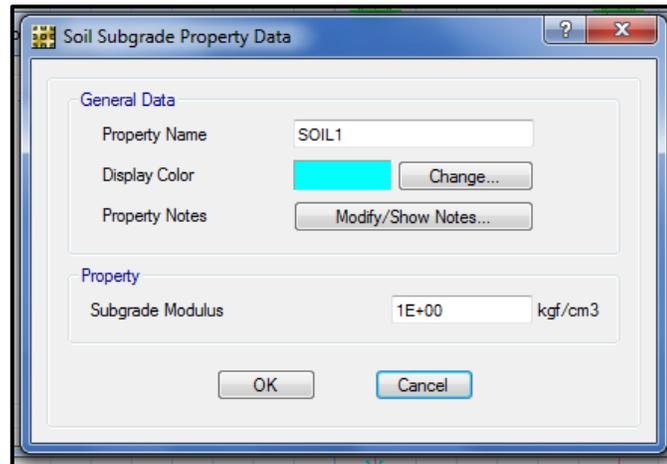


Figura 58. Módulo de Balasto. **Fuente:** Autor.

Para las Combinaciones de Carga se generó 3 combos, S, QSERVICIO+S y QSERVICIO+W

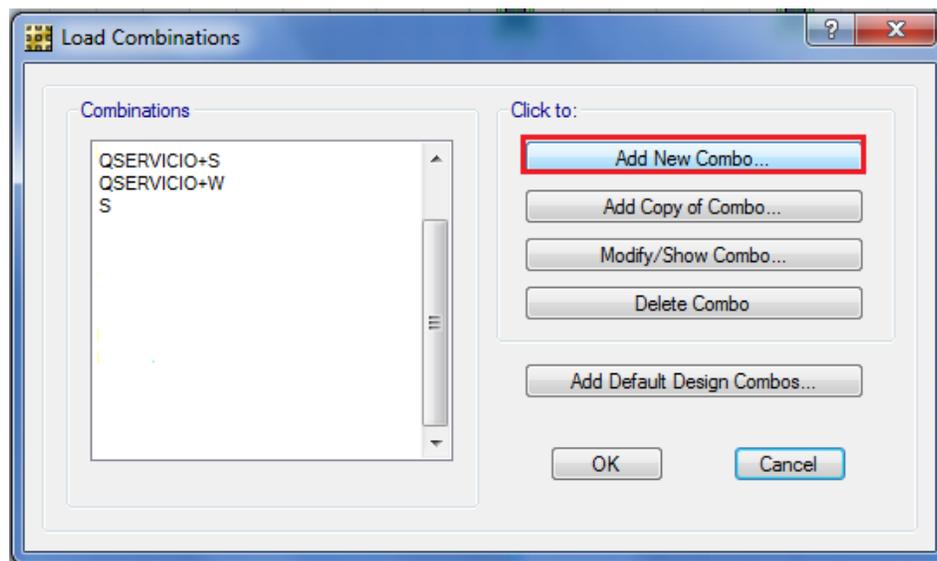


Figura 59. Combinaciones de Carga de zapatas aisladas. **Fuente:** Autor.

Luego se introdujo especificación la altura del pedestal de 50cm que se ubica por encima de la zapata como se muestra en la figura 60.

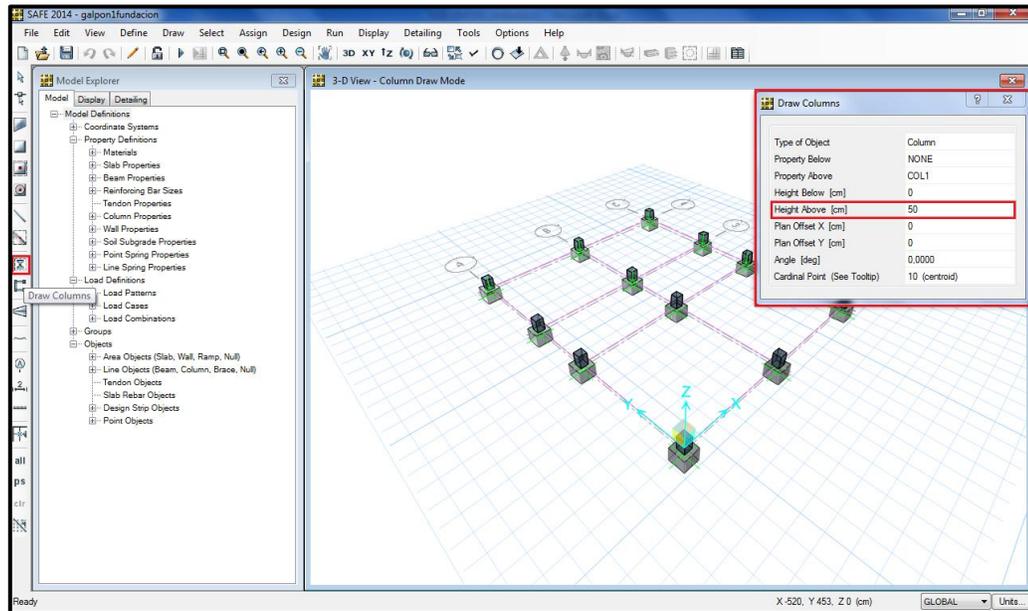


Figura 60. Especificación de la altura del pedestal de zapatas aisladas. **Fuente:** Autor.

Para colocarle área tributaria a calcular de cada fundación se seleccionó Strip Layer tomando en cuenta la letra A para dibujar en el eje X y B en el eje Y Ver figura 61.

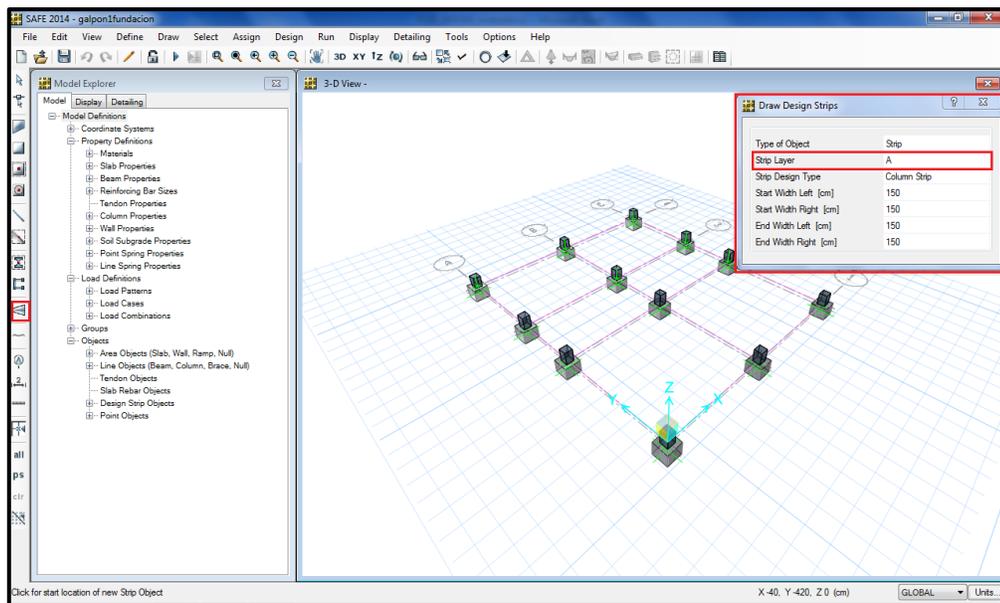


Figura 61. Área tributaria de zapatas aisladas. **Fuente:** Autor.

Losa de fundación de Galpón 2 en el Software SAFE

En la losa de fundación el proceso en el programa es similar a zapatas aisladas ya que una vez generado el cálculo de las estructuras se creó la losa de fundación en el programa ETABS. Luego se importó en el programa SAFE donde se procedió al diseño de la losa de fundación.

Se agregó las especificaciones del concreto con resistencia de 250 Kg/cm² en la opción de materiales.

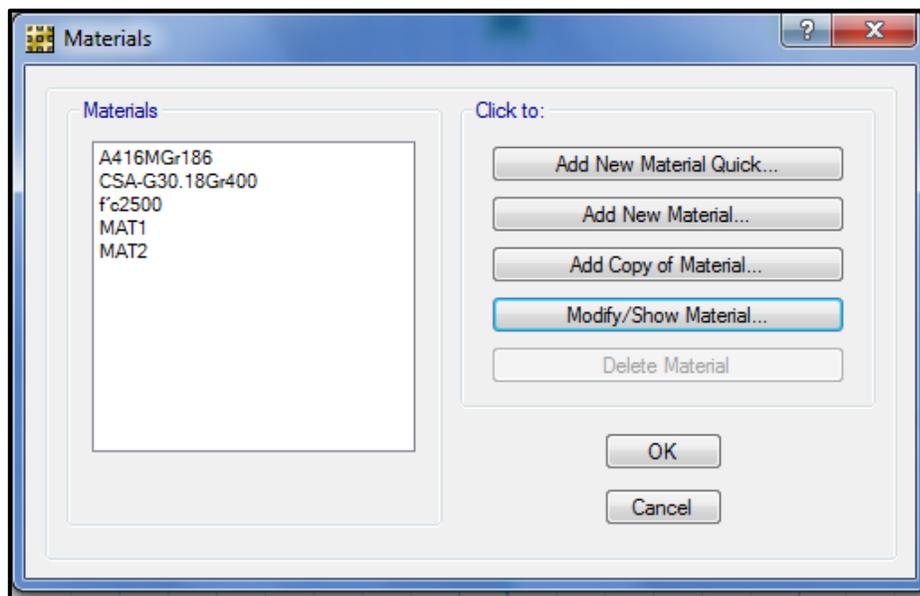


Figura 62. Especificación del concreto con resistencia de 250 Kg/cm² de losa de fundación.
Fuente: Autor.

Además se introdujo las especificaciones del pedestal, el cual posee dimensiones de 30cm x 30cm a igual que las de la zapatas aisladas y se ajustó con esa dimensión al modelo preestablecido como se observa en la siguiente figura.

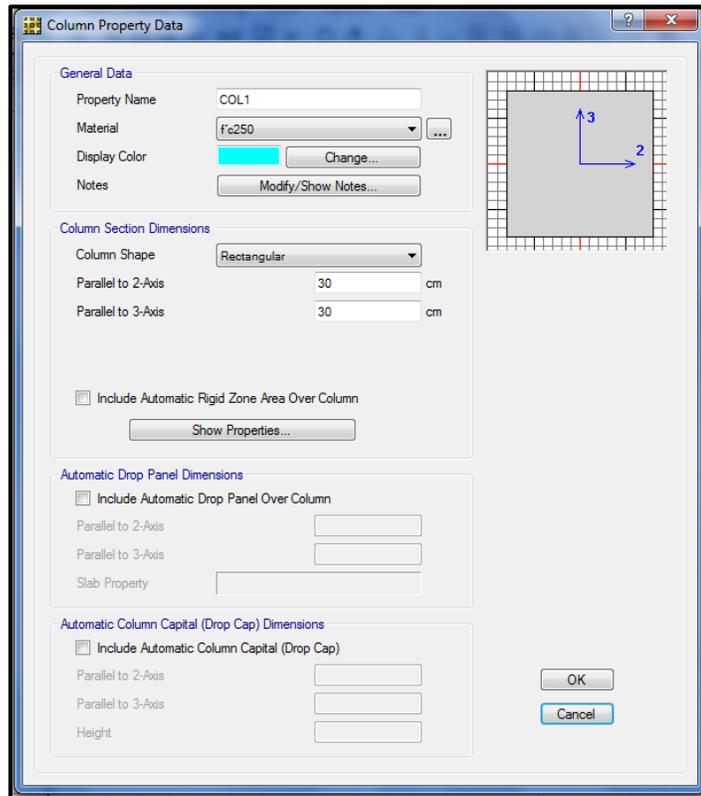


Figura 63. Especificación del pedestal de losa de fundación. **Fuente:** Autor.

Se modificó la propiedad del suelo, fue necesario establecer el Modulo de Balasto con el mismo valor que la zapatas aisladas $1 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^3$ Para generar las 3 combinaciones de cargas, se agregaron la combinaciones S, QSERVICIO+S y QSERVICIO+W agregando un nuevo combo para cada una de las combinaciones, como se muestra en la figura 64.

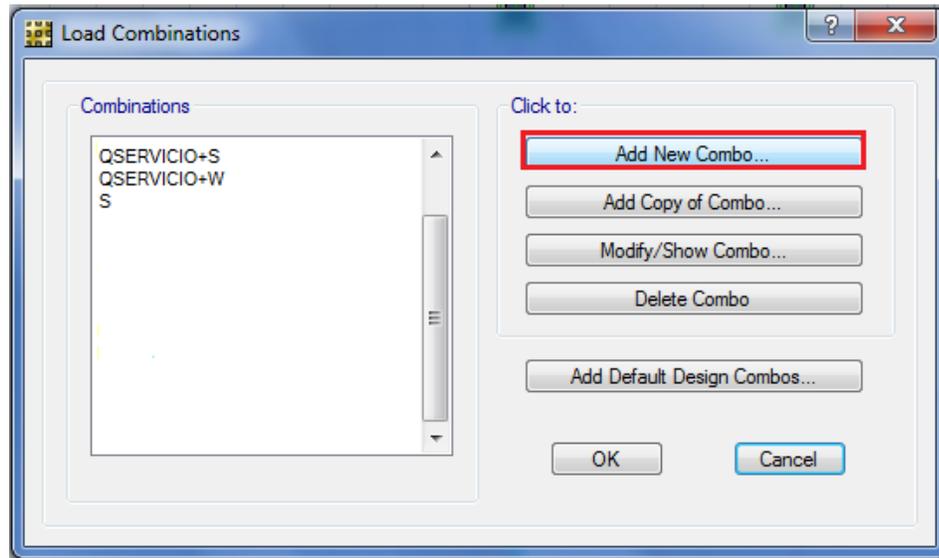


Figura 64. Combinaciones de cargas de losa de fundación. **Fuente:** Autor.

La altura del pedestal de 50cm que se ubica por encima de la zapata como se muestra en la figura 65.

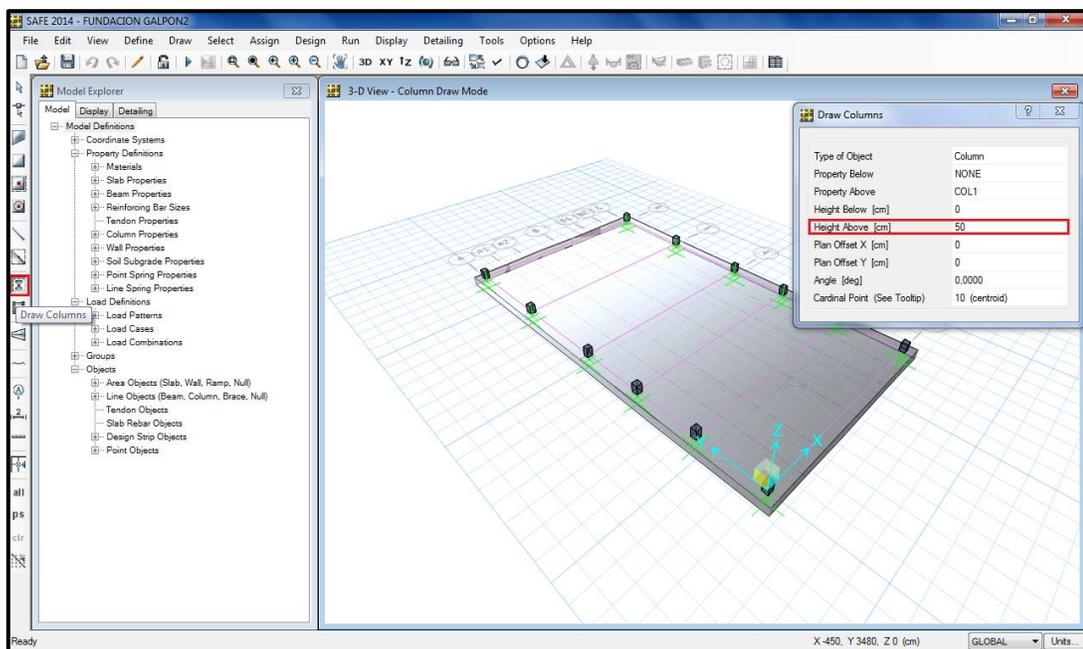


Figura 65. Altura del pedestal de losa de fundación. **Fuente:** Autor.

Para colocarle área tributaria a calcular de losa de fundación se marcó Strip Layer se seleccionando la letra A para dibujar en el eje X y B en el eje Y Ver figura 66.

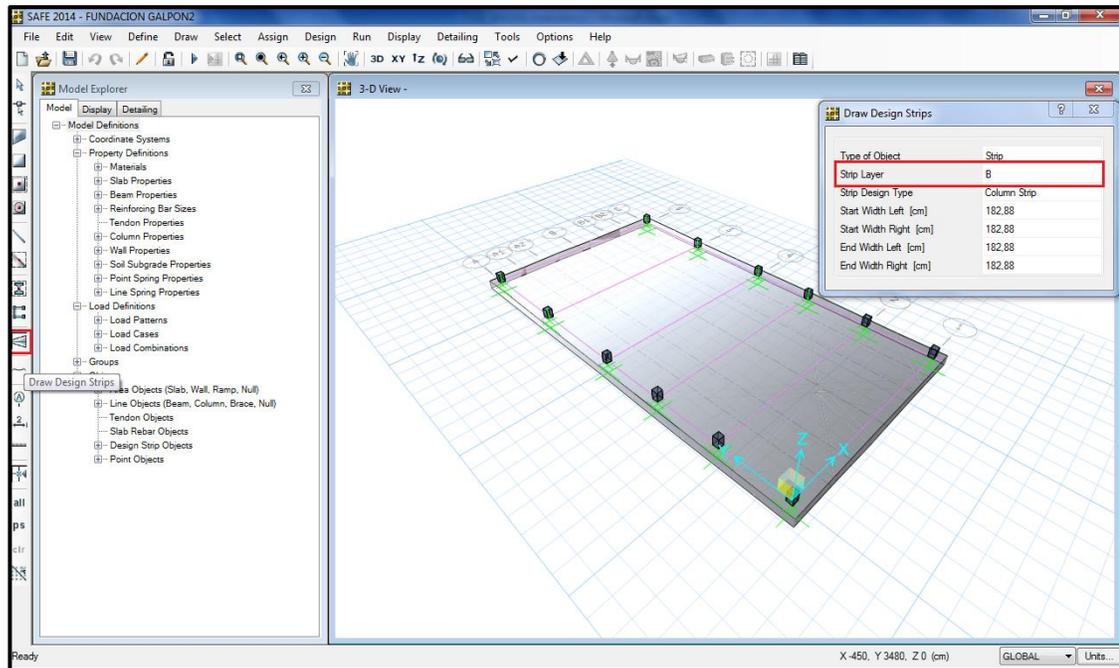


Figura 66. Área tributaria de la losa de fundación. Fuente: Autor.

- **Corrida del programa SAFE**

Ya diseñado los modelos se procedió a seleccionar Run Analysis & Design para verificar el punzonamiento y las restricciones generadas por las combinaciones de carga tanto para las zapatas aisladas, ver figuras (67, 68, 69 y 70) como para la Losa de Fundación, ver figuras (71, 72, 73 y 74). Este programa crea reportes para la Zapata aisladas y Losa de Fundación donde especifica la definición del modelo, asignaciones del modelo, cargas asignadas y análisis de resultado. Ver anexo F.

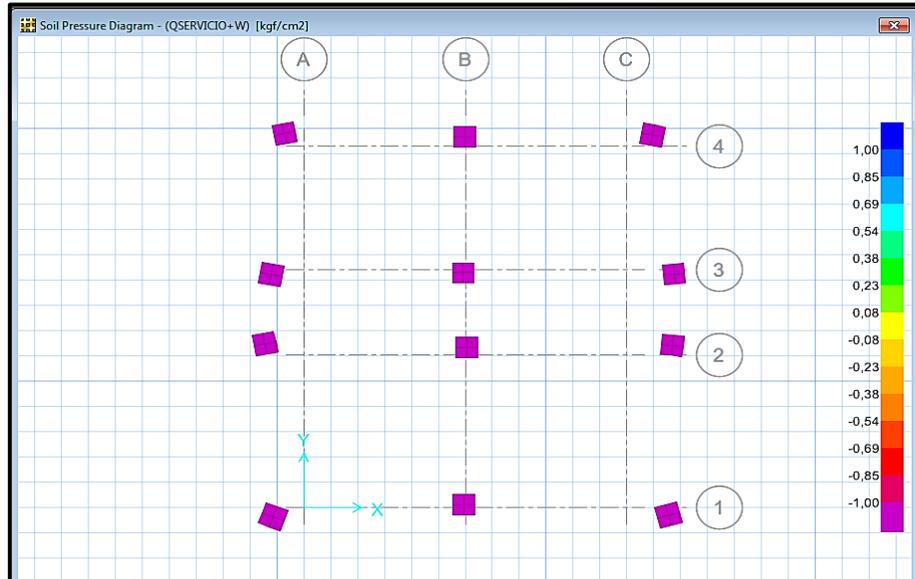


Figura 67. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-W fundaciones aisladas. Fuente: Autor.

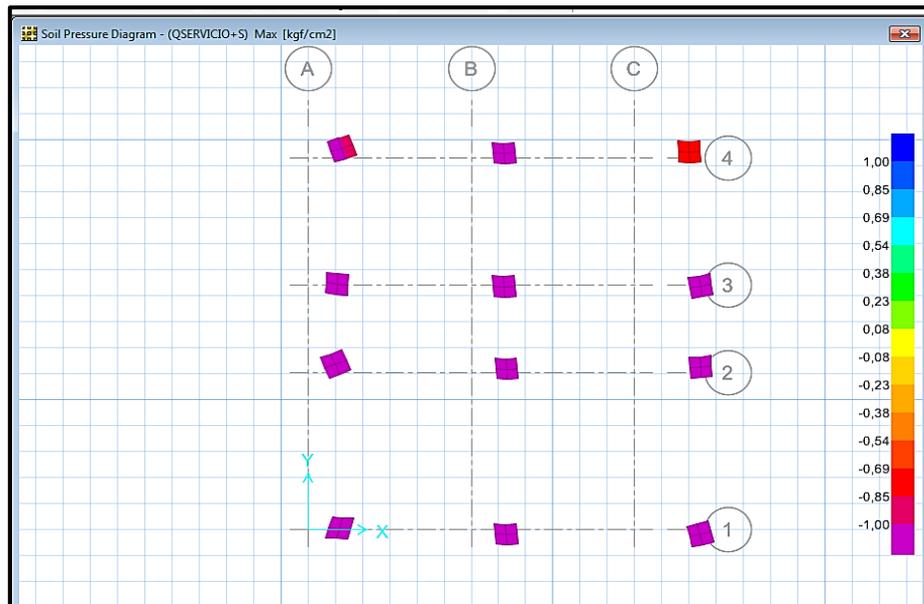


Figura 68. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-S fundaciones aisladas. Fuente: Autor.

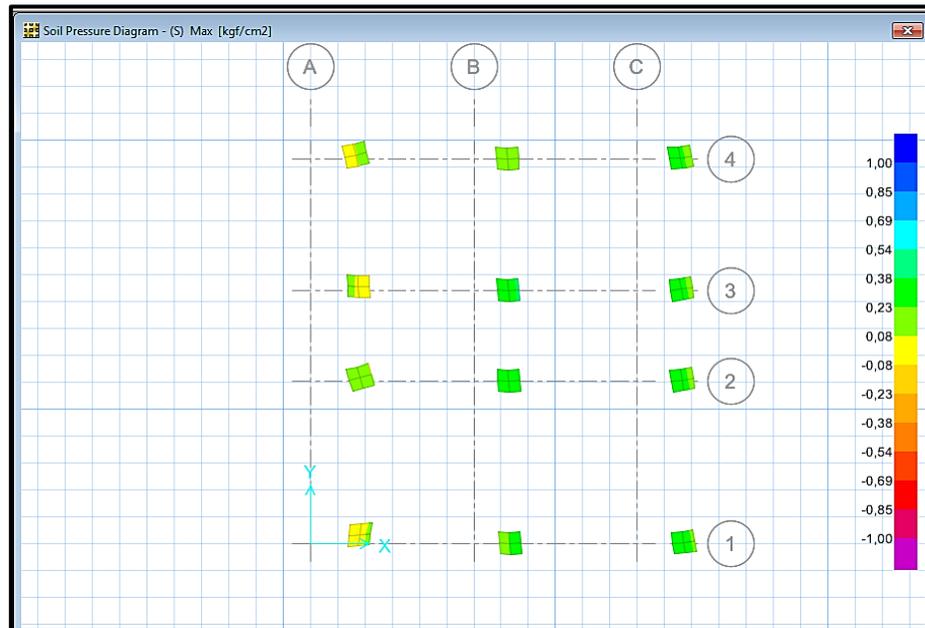


Figura 69. Diagrama de suelo para la carga S fundaciones aisladas. Fuente: Autor.

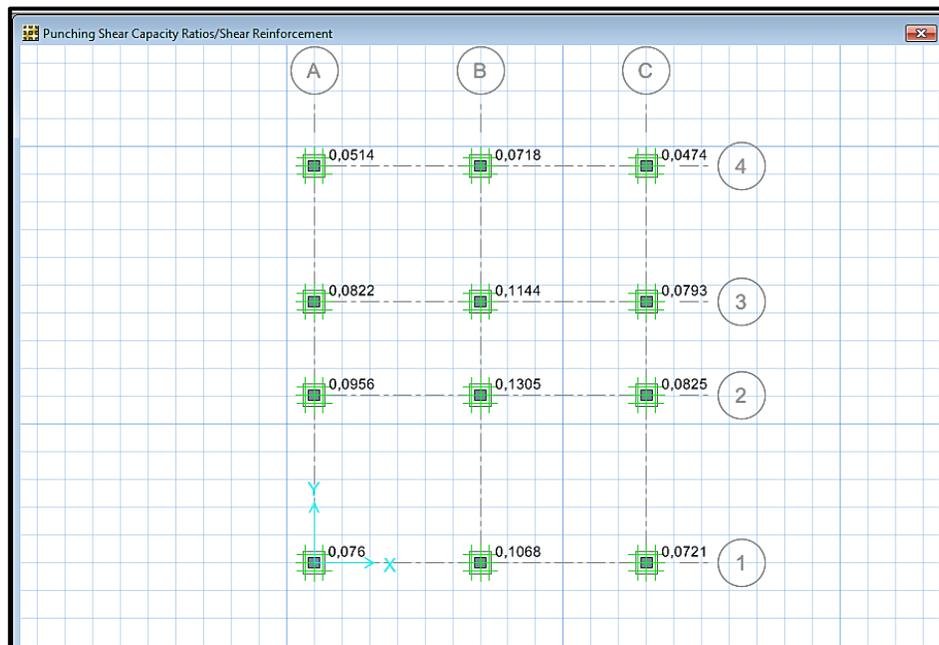


Figura 70. Verificación de punzonado fundaciones aisladas. Fuente: Autor.

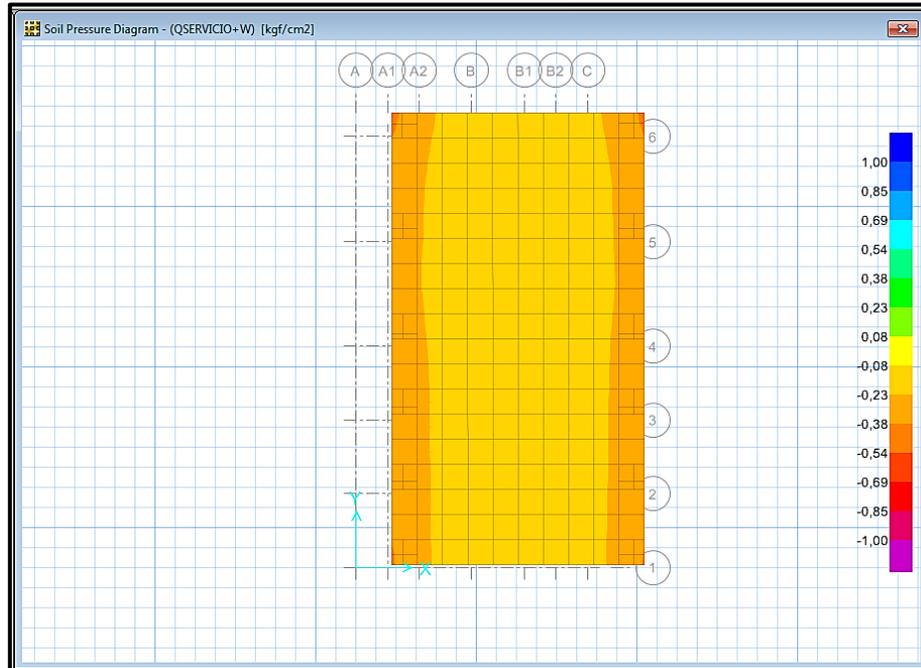


Figura 71. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-W losa de fundación. **Fuente:** Autor.

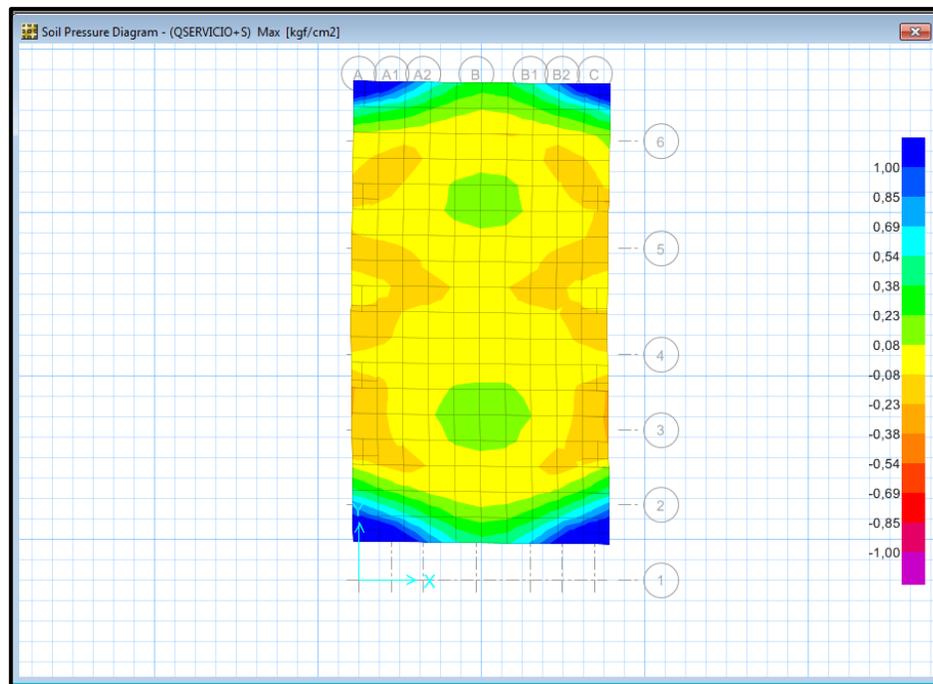


Figura 72. Diagrama de suelo para la carga QSERVICIO-S losa de fundación. **Fuente:** Autor.

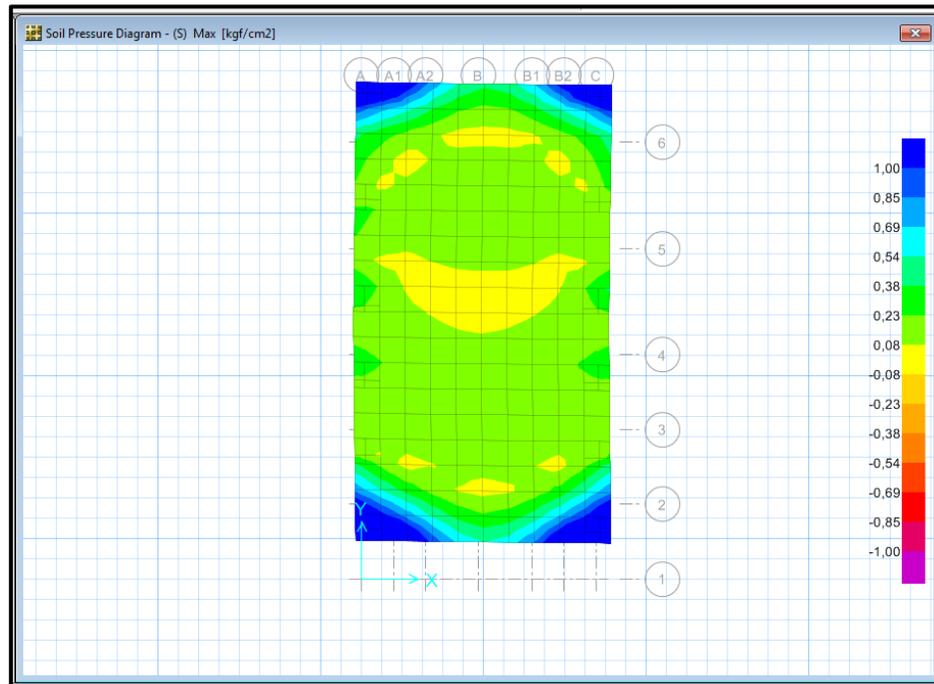


Figura 73. Diagrama de suelo para la carga S losa de fundación. **Fuente:** Autor.

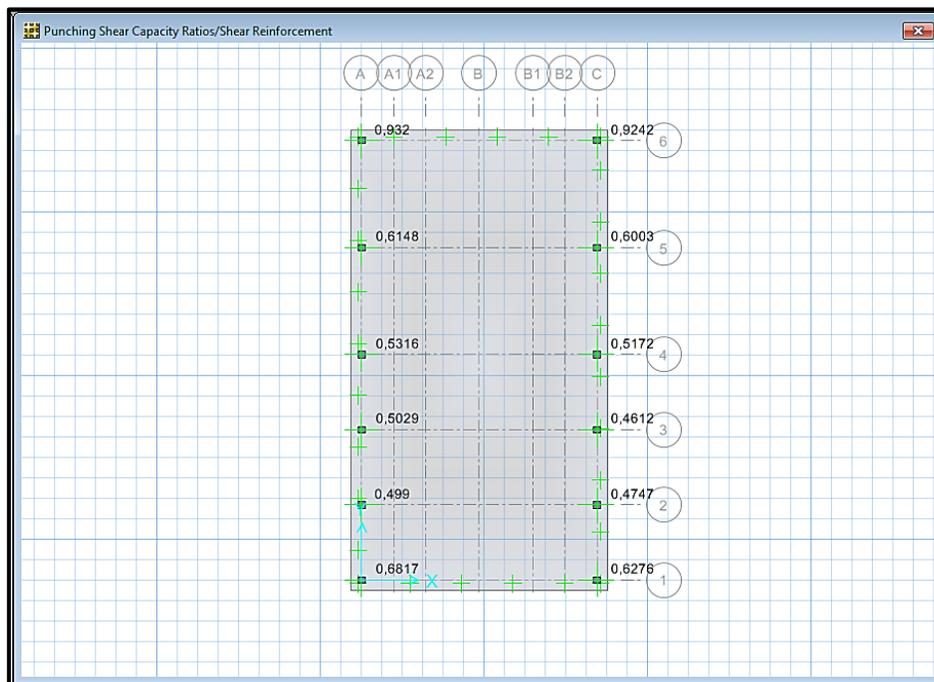


Figura 74. Verificación de punzonado losa de fundación. **Fuente:** Autor.

4.3.2. Verificación de derivas de viento y sísmica del galpón 1 y 2 reforzado

- **Verificación deriva por viento (Galpón 1)**

De acuerdo a la tabla 18 para la revisión de ambas estructuras (1 y 2) se utilizara la flecha recomendada $L/400$, porque se va a permitir que la estructura se desplace lateralmente. Para este galpón la longitud (L) posee el valor de 2800mm.

$$\text{Flecha Recomendada} = \frac{2800\text{mm}}{400} = 7\text{mm}$$

$$\begin{array}{cc} \mathbf{X}_{\text{máx}} & \mathbf{Y}_{\text{máx}} \\ 0,059\text{mm} < 7 & 0,053\text{mm} < 7 \end{array}$$

Ambos valores de las derivas máximas por viento cumplen porque son menores que el valor de la Flecha Recomendada

- **Verificación deriva lateral por sismo (Galpón 1)**

$$\begin{array}{cc} \Delta ei \mathbf{X} & \Delta ei \mathbf{Y} \\ 0,412\text{mm} & 0,116\text{mm} \end{array}$$

Con los valores máximos de las derivas por sismo se pudo calcular mediante la ecuación 51. Con el factor de reducción $R=1$

$$\Delta ix = 0.8 * 1 * 0,412\text{mm} = 0,329\text{mm} \quad (\text{Ec. 51})$$

$$\Delta iy = 0.8 * 1 * 0,116\text{mm} = 0,0928\text{mm} \quad (\text{Ec. 51})$$

$$\begin{array}{cc} \Delta ix & \Delta iy \\ 0,3296\text{mm} & 0,0928\text{mm} \end{array}$$

- **Valores límites (Galpón 1)**

El valor límite no debe exceder en ningún nivel los valores dados en la tabla 18. Como la estructura pertenece al Grupo A no debe exceder el valor 0,012.

$$\delta_{i_x} = 0,3296mm$$

$$\delta_{i_y} = 0,0928mm$$

$$h_i - h_{i-1} = 2800mm$$

$$X = \frac{0,3296mm}{2800mm} = 0,0001 < 0,012$$

$$Y = \frac{0,0928mm}{2800mm} = 0,00003 < 0,012$$

- **Calculo Coeficiente Sísmico (Galpón 1)**

De acuerdo a la norma COVENIN (1756-98) de Edificaciones Sismoresistente estable que el coeficiente sísmico está definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o)/R$. Para el galpón 1 los datos de α , A_o , R , V_o y W son los siguientes:

$$\alpha = 1,30$$

$$A_o = 4 \approx 0,25$$

$$R = 1$$

$$V_{o(Sx)} = 2,4629Ton$$

$$V_{o(Sy)} = 3,8664Ton$$

Para calcular la carga (W) es el resultado del producto de la Carga permanente $C_p = 195Kg/m^2$ por la dimensión del galpón $225,83m^2$.

$$W = 195Kg/m^2 * 225,83m^2 = 44036,85 Kg \approx 44,03685 Ton$$

$$\frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,30 * 0,25}{1} = 0,325$$

$$\frac{V_{o(Sx)}}{W} = \frac{2,4629Ton}{44,03685Ton} = 0,055 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

$$\frac{V_{o(Sy)}}{W} = \frac{3,8664Ton}{44,03685Ton} = 0,087 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

- **Verificación deriva por viento (Galpón 2)**

De acuerdo a la tabla 18 para la revisión de ambas estructuras (1 y 2) se utilizara la flecha recomendada $L/400$, porque se va a permitir que la estructura se desplace lateralmente. En este galpón la longitud (L) posee el valor de 3200mm

$$\text{Flecha Recomendada} = \frac{3200mm}{400} = 8mm$$

$$\begin{array}{cc} \mathbf{X}_{\text{máx}} & \mathbf{Y}_{\text{máx}} \\ 0,487mm < 8 & 0,029mm < 8 \end{array}$$

Ambos valores de las derivas máximas por viento cumplen porque son menores que el valor de la Flecha Recomendada

- **Verificación deriva lateral por sismo (Galpón 2)**

$$\begin{array}{cc} \Delta ei \mathbf{X} & \Delta ei \mathbf{Y} \\ 0,295mm & 0,256mm \end{array}$$

Con los valores máximos de las derivas por sismo se pudo calcular mediante la ecuación 51. Con el factor de reducción $R=1$

$$\Delta ix = 0.8 * 1 * 0,295mm = 0,2360mm \text{ (Ec. 51)}$$

$$\Delta iy = 0.8 * 1 * 0,256mm = 0,2048mm \text{ (Ec. 51)}$$

$$\begin{array}{cc} \Delta ix & \Delta iy \\ 0,2360mm & 0,2048mm \end{array}$$

- **Valores límites (Galpón 2)**

El valor límite no debe exceder en ningún nivel los valores dados en la tabla 18. Como la estructura pertenece al Grupo A no debe exceder el valor 0,012.

$$\delta_{iX} = 0,2360mm$$

$$\delta_{iY} = 0,2048mm$$

$$h_i - h_{i-1} = 3200mm$$

$$X = \frac{0,2360mm}{3200mm} = 0,00007 < 0,012$$

$$Y = \frac{0,2048mm}{3200mm} = 0,00006 < 0,012$$

- **Calculo Coeficiente Sísmico (Galpón 2)**

De acuerdo a la norma Covenin 1756-98 (Rev. 2001) de Edificaciones Sismoresistente estable que el coeficiente sísmico está definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o)/R$. Para el galpón 1 los datos de α , A_o , R , V_o y W son los siguientes

$$\alpha = 1,30$$

$$A_o = 4 \approx 0,25$$

$$R = 1$$

$$V_{o(Sx)} = 0,916Ton$$

$$V_{o(SY)} = 0,9250Ton$$

Para calcular la carga (W) es el resultado del producto de la Carga permanente $Cp = 195Kg/m^2$ por la dimensión del galpón $96,57m^2$.

$$W = 195Kg/m^2 * 96,57m^2 = 18831,15 Kg \approx 18,83115 Ton$$

$$\frac{\alpha A_o}{R} = \frac{1,30 * 0,25}{1} = 0,325$$

$$\frac{Vo_{(Sx)}}{W} = \frac{0,9162Ton}{18,83115Ton} = 0,048 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

$$\frac{Vo_{(Sy)}}{W} = \frac{0,9250Ton}{18,83115Ton} = 0,049 < 0,325 \text{ CUMPLE}$$

4.4 Presentación de los planos de ingeniería de la estructura existente con el software Autocad 2015.

Cuando se desarrolló la ingeniería básica se tomó en consideración todas las características físicas de las instalaciones existentes, que fueron plasmadas en software Autocad 2015 generando los siguientes planos: plano de planta de techo, plano de planta de fundación y pórticos. Luego de haber realizado el desarrollo del reforzamiento se creó el plano de demolición donde se especifica que las cerchas del galpón 2 tienen que ser removidos los elementos que la conforman. Una vez hecho el reforzamiento se crearon los planos de planta de envigado reforzado, pórticos reforzados y detalles para ambas estructuras. Ver anexo G

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se realizó un levantamiento planialtimétrico objeto de estudio para conocer información sobre el comportamiento de estructuras metálicas, permitió tener un amplio conocimiento acerca de este tipo de estructuras, y obtener una visión más específica de la situación actual de las estructuras existentes. Después se determinaron una serie de focos problemáticos. Por otra parte, no posee la ingeniería formal así como se apareció errores constructivos.
- Se ejecutó la verificación de las resistencia de las estructuras existentes, en el campo de la ingeniería civil es absolutamente necesario darle fiel cumplimiento a una serie de criterios y acciones especificadas en las normas al momento de proyectar y ejecutar una obra. Para el caso en particular, está claro que no se le dio tal cumplimiento, ni proyectando, ni ejecutando la construcción de las instalaciones, esto se evidencia la serie de fallas arrojadas por el programa ETABS en varios elementos que integran las cerchas, vigas y columnas. Además de las fallas en las columnas por flexocompresión en cálculo de los elementos metálicos para ambas estructuras.
- El Desarrollo del proyecto de reforzamiento de estructuras existentes en campo norte de PDVSA Gas, Anaco, estado Anzoátegui ha propuesto reforzar del galpón 1 y 2 realizando una serie de cambios que pueden hacer estos sean totalmente funcional. La propuesta

consiste con el reforzamiento de columnas con concreto armado para ambas instalaciones funcionando como una estructura “muleta” el cual actúa en el preciso momento cuando el perfil falle teniendo la capacidad de sostener y resistir las cargas transmitidas a la misma. Para el caso de las cerchas del galpón 2 se modificó retirando los elementos internos e inferiores que la componen, agregando un perfil rectangular y en el galpón 1 solo se le colocaran perfiles rectangulares en sus vigas. Convirtiéndolo en un espacio seguro y que cumpla con los requisitos establecidos de las normas.

- Con los planos de ingeniería presentados de la estructura existente con el software Autocad 2015 se pudo especificar cada detalle en las instalaciones actuales además de los elementos que serán removidos y modificados al aplicar esta propuesta.

5.2. Recomendaciones

- Aplicar la propuesta a fin de darle solución a la problemática que presenta la empresa, de esta manera lograr brindarles a los trabajadores un espacio digno para el desarrollo de sus actividades educativas de sus hijos.
- Realizar el reforzamiento de los galpones 1 y 2, bajo las especificaciones descritas en este proyecto que cumple con las normas venezolanas y con las condiciones requeridas, A demás de mejorar la losa de fundación en la parte trasera del galpón 2 que se encuentra socavada inyectando mortero pobre de 120 Kg/cm^2 .
- Al momento de ejecutar las modificaciones y en las instalaciones existentes, es de vital importancia y absolutamente necesario contar con una inspección seria, responsable, capaz de hacer cumplir las normas y especificaciones existentes en el campo de la construcción de obras civiles.

- Respetar las condiciones de diseño contempladas en los planos y especificaciones del proyecto al momento de reforzar los 2 galpones, con el fin de evitar en un futuro, fallas técnicas o lesiones originadas por errores constructivos durante la ejecución del reforzamiento.
- Apuntalar las vigas del galpón 1 al momento de remover la viga que presenta fallas constructivas y realizar las uniones de soldaduras de manera adecuada para que de esta manera ambos galpones funcionen como se espera y no cometer los errores que presenta en la actualidad.

BIBLIOGRAFÍA

Arias, F. (2006). *El Proyecto de la Investigación*. (5^{ta} ed.). Caracas: EPÍSTEME.

Acciones del Viento sobre las Construcciones. COVENIN (2003-89).

Arreaz, A y Estrada, M. (2004), *Análisis técnico de las condiciones estructurales de viviendas de interés social en la zona metropolitana de Maracaibo*. [Tesis en Línea]. Universidad Rafael Urdaneta, Venezuela. Consultada el 10 de enero de 2016 en: <http://200.35.84.131/portal/bases/marc/texto/2301-04-00554.pdf>

Ávila, G.; Pérez E. (1999). *Diseño Sismo-resistente de Nodos en Concreto Armado*. Trabajo de grado no publicado. Universidad de Oriente, Barcelona, Venezuela

Braja M, Das (2012) *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7^{ma} ed.) México.

Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. COVENIN (2002-88).

Edificaciones Sismorresistentes. COVENIN (1756-91) Rev. 2001.

Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño. COVENIN (1753-85).

Frantangeli, L. (2010). *Propuesta de rehabilitación, mejoras y mantenimiento de la planta física del centro de educación inicial especial N° 100 ubicado en el barrio Virgen Del Valle, parroquia Vista Hermosa, municipio Heres, Ciudad Bolívar*. [Tesis en Línea]. Universidad de Oriente, Bolívar, Venezuela. Consultada el 10 de enero de 2016 en: <http://ri.biblioteca.udo.edu.ve/handle/123456789/1509>

- Fratelli, M. (2003). *Diseño Sismorresistente*. (2^a ed.). Caracas, Venezuela.
- Fratelli, M. (1979). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas, Venezuela.
- González, M. (1994). *Edificio de Aulas-Talleres y oficinas para la sección Educación y Entrenamiento-Recursos Humanos*. Trabajo de grado no publicado. Universidad de Oriente, Barcelona, Venezuela.
- García, A. (1990). *Proyecto de Estructura e Instalaciones para la sede del cuerpo de bomberos de CORPOVEN, S.A., en Monagas*. Trabajo de grado no publicado. Universidad de Oriente, Barcelona, Venezuela.
- Hibbeler, R. C. (2012) *Análisis Estructural* (8^{va} ed.). México.
- Hierro, J; Aznar A; Hernando, J; De la Torre, J y Ortiz J. (2014), *Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del “Círculo de Bellas Artes” y la “Casa Encendida”*. [Revista en línea]. Consultado el 10 de enero de 2016 en: <http://www.scielo.cl/pdf/ric/v29n2/art01.pdf>
- Oviedo, R. (2003). *Métodos de reforzamiento en edificios de concreto armado*. Consultado el 15 de Enero de 2016 en: <http://oviedos.tripod.com/metodos-reforzamiento.html>
- Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Fondonorma 1753:2006.
- López, M. (2010). *Evaluación de estructura metálica del pabellón A-4 recomendaciones para su reparación y mantenimiento*. Trabajo de grado no publicado. Universidad Simón Bolívar, Caracas, Venezuela.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

TÍTULO	PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DEL HOGAR DE CUIDADOS DIARIOS, UBICADO EN CAMPO NORTE DE PDVSA GAS ANACO, ESTADO ANZOÁTEGUI
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
Magallanes Díaz, Simons Ricardo	CVLAC: V 20.711.720 E MAIL: simonsmagallanes@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALABRAS O FRASES CLAVES:

Estructuras

Elementos

Instalaciones existentes

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Esta investigación tiene como finalidad elaborar la propuesta de reforzamiento de estructuras existentes del hogar de cuidados diarios, ubicado en Campo Norte de PDVSA Gas Anaco, estado Anzoátegui de esta manera poder verificar ciertos requisitos que establece la Normalización y Certificación de Calidad (Fondonorma) 1756, Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) 360-10 y el *Instituto Americano de Concreto* (ACI) 318-14. Para evitar fallas estructurales que pueda presentar la misma a lo largo de su vida útil. Fue aplicada una estructura metodológica conjunta con un tipo de investigación proyecto factible, cuyo diseño fue de campo; utilizando para ello diversas técnicas de recolección de datos entre las que se pueden citar la revisión bibliográfica, entrevistas no estructuradas y observación directa. Con el propósito de obtener los datos necesarios fue necesario diagnosticar la situación actual para realizar la elaboración de la planialtimetría, el análisis dinámico y estático de toda la instalación, esbozando los planos de detalle y el informe de ingeniera formal para lograr el alcance, verificando la resistencia de las estructuras para la construcción de la edificación de un nivel.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	CVLAC:	V- 15.376.400			
	E_MAIL	ingmartinezgj@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Chavarria Marquez, Eduardo del Valle	CVLAC:	V- 10.934.906			
	E_MAIL	alexanderjoserp@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU (X)	JU
Cermeño, Carlos Enrique	CVLAC:	V – 8.494.906			
	E_MAIL	carloscermeño@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
García Nuñez, Raquel	CVLAC:	V – 8.491.263			
	E_MAIL	Raquelgarcia_n@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2016	10	05
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. Propuesta de Reforzamiento de Estructuras Existentes del Hogar de Cuidados Diarios, Ubicado en Campo Norte de PDVSA Gas Anaco, Estado Anzoátegui.doc.	Aplicación/msword

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

ALCANCE

ESPACIAL:

(OPCIONAL).

TEMPORAL:

(OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN: Universidad de Oriente / Extensión Cantaura



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".

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

UNIVERSIDAD DE ORIENTE	
SISTEMA DE BIBLIOTECA	
RECIBIDO POR	<i>[Signature]</i>
FECHA	5/8/09
HORA	5:20

hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CUNDE
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 Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo”

Magallanes D. Simons R.

AUTOR

Prof. Martínez Jhonatan

TUTOR

Prof. García Raquel

JURADO

Prof. Cermeño Carlos

JURADO

Prof. Loaiza Ramón

POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO