

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



**PROPUESTA DE MEJORAS EN LA BASE DE OPERACIONES DE**  
**LA EMPRESA CONSTRUCTORA 3 AMG, C.A. UBICADA**  
**EN EL MUNICIPIO SAN JOSÉ DE GUANIPA**  
**DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

**Realizado por:**

**Calzadilla M, Alexis L.**

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad De Oriente como**  
**requisito para optar al Título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Cantaura, mayo del 2019.**

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



**PROPUESTA DE MEJORAS EN LA BASE DE OPERACIONES DE**  
**LA EMPRESA CONSTRUCTORA3 AMG, C.A. UBICADA**  
**EN EL MUNICIPIO SAN JOS DE GUANIPA**  
**DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

**Asesores:**

---

**Ing. Jhonatan Martínez**

**Tutor Académico**

---

**Ing. Ronald Vallejo**

**Tutor Externo**

**Cantaura, mayo del 2019.**

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



**PROPUESTA DE MEJORAS EN LA BASE DE OPERACIONES DE**  
**LA EMPRESA CONSTRUCTORA 3 AMG, C.A. UBICADA**  
**EN EL MUNICIPIO SAN JOSÉ DE GUANIPA**  
**DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

**El jurado hace constar que asignó a esta tesis la calificación de:**

**APROBADO**

---

**Ing. Jhonatan Martínez**  
**Tutor Académico**

---

**Ing. Carlos Cermeño**  
**Jurado Principal**

---

**Ing. Daniel Cabrera**  
**Jurado Principal**

**Cantaura, mayo del 2019.**

## 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 solo podrán ser utilizados para los 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 fe 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, Daniel Alexis Calzadilla y Carmen Meneses, por ser mis pilares y darme sabiduría, apoyo y siempre aconsejándome día a día para ser una persona preparada para la vida, gracias a sus esfuerzos y oraciones. A ustedes les debo lo que soy y mi firme convicción de ser mejor cada día.

A mi hermana, Aslin Calzadilla, por su apoyo incondicional, por creer en mí en todo momento y acompañarme durante toda esta difícil trayectoria con sus ocurrencias, llenando de alegría los momentos más desagradables durante este camino.

A demás familiares, por estar siempre pendientes de mi proceso de formación, apoyándome y creyendo en mí en todo momento, en especial a mi abuelo Leotardo Blondel, quien siempre estuvo pendiente de mi progreso, apoyándome en todo lo que estuviera a su alcance.

## **AGRADECIMIENTOS**

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

A mis padres, Daniel Alexis Calzadilla y Carmen Meneses por ser lo más valioso en mi mundo, por sus palabras de aliento, guiarme, amarme y estar para mí en todo momento. Los amo inmensamente. Esta meta lograda es para ustedes.

A mi hermana, Aslin Calzadilla, por ser mi compañera de vida, amiga y cómplice, por acompañarme en esta difícil trayectoria con sus ocurrencias.

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 mis tutores, Ing. Jhonatan Martínez e Ing. Ronald Vallejo por su apoyo, paciencia y tiempo que dedicaron a la elaboración y corrección de esta tesis. Muchas Gracias.

A mis jurados, Ing. Carlos Cermeño e Ing. Daniel Cabera, por dedicar un poco de su tiempo en la corrección del presente trabajo de grado.

A la empresa constructora 3 AMG C.A., por aceptarme como pasante para desarrollar mi trabajo de grado; de igual forma a todo el personal administrativo y obrero que siempre me apoyaron, especialmente al Sr. Giulio Amodeo, el ing. Asterio Gaudier, el Ldo. Selvi Sulbaran, Adriana Ilovera, Ofelia Chaurant, Junior Camacho, Medardo Obando, María Rodríguez. Gracias por todo su apoyo.

A mis amigos y compañeros de estudio, los cuales estuvieron conmigo desde el inicio de esta etapa, en especial a Vidmarys Rivas, Michelle De Almada, Junior Calzadilla, Royce Reyes, Nicel Chigua, Yonder Gutiérrez, Ángela Alcalá, Yeniser Farrera, José Paul, etc. Gracias a todos por formar parte de este gran ciclo.

A mis grandes amigos, que estuvieron apoyándome durante mi proceso de elaboración y redacción de trabajo de grado, especialmente a Ronald Klein Ramos, Kervin Sanvicente, Kelvin Lara, Génesis Piña. Gracias por su amistad y apoyo incondicional, fueron parte importante de este proceso.

Y, por último, pero no menos importante, a todas esas personas que me ayudaron para alcanzar este gran sueño, gracias por acompañarme en esta aventura.

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

**PROPUESTA DE AMPLIACIÓN Y MEJORA EN LA BASE DE  
OPERACIONES DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA 3 AMG C.A.  
UBICADA EN EL MUNICIPIO SAN JOSÉ DE GUANIPA DEL ESTADO  
ANZOÁTEGUI.**

**Autor:** Alexis Calzadilla

**Tutor académico:** Jhonatan Martínez

**Año:** 2018.

**RESUMEN**

La presente investigación tiene como finalidad, elaborar una propuesta de ampliación y mejora para la base de operaciones de la empresa constructora 3 AMG C.A., ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui; la cual, incluye el refuerzo estructural de las instalaciones existentes, además de la ampliación y acondicionamiento de áreas de utilidad, como lo son almacenes, baños, etc. 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 cuales se pueden citar la revisión bibliográfica, entrevistas no estructuradas y observación directa. Con el propósito de obtener los datos necesarios, fue preciso diagnosticar la situación actual para la elaboración de la planialtimetría, el análisis dinámico y estático de toda la instalación, esbozando los planos de ingeniería de detalle y el informe de ingeniería formal para lograr el alcance, verificando la resistencia de las estructuras para la construcción de la edificación de un nivel.

**Palabras claves:** Ampliación, Estructura, Instalaciones, mejora estructural.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN.....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTOS .....	vi
RESUMEN.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	xx
CAPITULO I.....	22
EL PROBLEMA .....	22
1.1.    PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
1.2.    OBJETIVOS.....	25
1.2.1.  Objetivo General .....	25
1.2.2.  Objetivos específicos .....	25
1.3.    JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	
26	
1.4.    DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	26
1.4.1.  Delimitación espacial .....	26
1.4.2.  Delimitación temporal.....	27
1.4.3.  Alcance del proyecto.....	27
1.5.    GENERALIDADES DE LA EMPRESA.....	27

1.5.1. Descripción de la empresa.....	28
1.5.2. Ubicación geográfica de la empresa .....	29
1.5.3. Estructura organizativa de la empresa .....	30
CAPÍTULO II.....	31
MARCO TEÓRICO .....	31
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	31
2.2. BASES TEORICAS.....	34
2.2.1. Definición de estructura.....	34
2.2.2. Clasificación de las estructuras.....	34
2.2.3. Reforzamiento estructural .....	51
2.2.4. Método de diseño:.....	53
2.2.5. Criterios de diseño: .....	54
2.2.6. Método de los estados límites para revisión y diseño de los elementos estructurales.....	54
2.2.7. Método de análisis estructural.....	59
2.2.8. Estados límites.....	60
2.2.9. Acciones.....	61
2.2.10. Sistemas resistentes a sismos .....	64
2.2.10.1. Método de Análisis Sísmicos .....	64
2.2.10.2. Espectros de respuesta y de diseño .....	65
2.2.10.3. Zonificación sísmica .....	65
2.2.10.4. Movimientos de diseño.....	67

2.2.10.5.	Forma espectral tipificada del suelo .....	67
2.2.10.6.	Clasificación de las estructuras según su uso.....	68
2.2.10.7.	Clasificación según Sistema Estructural .....	69
2.2.10.8.	Factor de reducción de respuesta R .....	70
2.2.10.9.	Factor de magnificación promedio ( $\beta$ ), máximo periodo ( $T^*$ ) y el exponente que define la rama descendente del espectro ( $p$ )...	71
2.2.10.10.	Formas espectrales.....	73
2.2.10.11.	Efecto Efecto P- $\Delta$ .....	73
2.2.11.	Diseño de análisis eólico.....	74
2.2.11.1.	Clasificación de las construcciones según el uso y las características de respuesta ante la acción del viento.....	74
2.2.11.2.	Factor de importancia eólica .....	76
2.2.11.3.	Clasificación según las características de respuesta ...	76
2.2.11.4.	Velocidad del viento .....	77
2.2.11.5.	Tipo de exposición .....	79
2.2.11.6.	Acciones en sistemas resistentes al viento.....	81
2.2.11.7.	Factor de respuesta ante ráfaga .....	81
2.2.11.8.	Coeficiente de permeabilidad.....	82
2.2.11.9.	Coeficiente de empuje $C_p$ .....	82
2.2.11.10.	Presión dinámica.....	84
2.2.12.	Fundación .....	85
2.2.13.	Sistema de distribución de aguas blancas .....	99
2.2.14.	Instalaciones de aguas servidas o negras .....	101

2.2.15. Métodos para el cálculo para drenaje de aguas de lluvia	103
2.2.16. Instalaciones eléctricas .....	105
CAPITULO III.....	110
MARCO METODOLÓGICO.....	110
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	110
3.2. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN .....	111
3.3. TECNICAS A UTILIZAR.....	112
CAPITULO IV .....	114
ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	114
4.1. Descripción de las instalaciones y facilidades existentes a través de un levantamiento planialtimétrico.....	114
4.2. Distribución arquitectónica de las facilidades de la base de operaciones de la empresa. ....	118
4.3. Diseño de las instalaciones eléctricas y sanitarias en la base de la empresa, aplicando las consideraciones de la gaceta oficial 4044 y el código eléctrico nacional. ....	121
4.3.1. Instalaciones sanitarias.....	121
4.4. Realización del diseño estructural de la base de la empresa aplicando las normas COVENIN 1618-98, FONDONORMA 1753-06, COVENIN 1756-98 Rev. 2001, AISC 360-10, ACI 318-14, empleando la herramienta Etabs 2016. ....	136
4.4.1. Distribución del sistema estructural.....	136
4.4.2. Análisis eólico de la estructura.....	139

4.4.3. Método de análisis del sistema estructural.....	146
4.4.4. Análisis de cargas .....	146
4.4.5. Combinaciones de cargas.....	147
4.4.6. Modelo matemático en software Etabs 2016 .....	148
4.4.7. Modelo matemático en software SAFE .....	150
4.4.8. Análisis de resultados .....	155
4.5. Presentación de los planos de ingeniería de detalle usando AutoCAD 2015. ....	158
4.6. Preparación de los análisis de precio unitario (APU) y presupuesto del proyecto, haciendo uso del “software” para el control de obras “DataIing Maprex” .....	158
CAPITULO V .....	160
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	160
5.1. CONCLUSIONES .....	160
5.2. RECOMENDACIONES .....	162
BIBLIOGRAFIA.....	164
HOJAS DE METADATOS .....	166

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de Diseño para las estructuras de acero .....	44
Tabla 2. Niveles de Diseño para las estructuras de acero-concreto.....	45
Tabla 3. Relación ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados.....	45
Tabla 3. Relación ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados (Cont).....	46
Tabla 4. Valores de $A_o$ según zona sísmica. ....	67
Tabla 5. Forma espectral y factor de corrección $\phi$ .....	67
Tabla 5. Forma espectral y factor de corrección $\phi$ (Cont.) .....	68
Tabla 6. Factor de importancia $\alpha$ .....	69
Tabla 7. Valor de Factor de Reducción de Respuesta (R) según tipo de estructura .....	70
Tabla 8. Factor de magnificación promedio ( $\beta$ ), máximo periodo ( $T^*$ ) y el exponente que define la rama descendente del espectro ( $p$ ). ....	71
Tabla 9. Factor de importancia eólica.....	76
Tabla 10. Velocidad básica del viento .....	78
Tabla 11. Factor de respuesta ante ráfaga.....	81
Tabla 12. Coeficiente de empuje y succión $C_p$ para las fachadas. ....	82
Tabla 13. Coeficiente de empuje y succión $C_p$ para techos.....	83
Tabla 14. Coeficiente de empuje y succión $C_p$ el techo .....	83
Tabla 15. Constantes para el cálculo de $K_z$ y $K_h$ .....	85

Tabla 16. Valores comunes de la reacción de la subrasante $K_{0.3}(K_1)$ ...	94
Tabla 17. Flechas máximas recomendadas debidas a la acciones variables y de viento (CSA, 1989).....	96
Tabla 18. Valores límites .....	98
Tabla 19. Distancia máxima entre la salida de un sifón y la correspondiente tubería de ventilación. ....	103
Tabla 20. Capacidad de corriente permisible en conductores aislados de cobre THW, a 75 °C de 0 a 2000 V.....	106
Tabla 21. Factores de corrección por temperatura para conductores THW.....	107
Tabla 22. Porcentaje de ocupación permisibles en canalizaciones. ...	109
Tabla 23. Dotación por edificio según gaceta oficial N° 4044.....	124
Tabla 24. Unidades de gasto y gasto probable. ....	125
Tabla 25. Longitudes equivalentes. ....	126
Tabla 26. Pérdidas de presión.....	127
Tabla 27. Cálculo de pérdida de presión para pieza más desfavorable. ....	128
Tabla 28. Cálculo de las tuberías de aguas negras método de unidades de gasto (U.D.G).....	130
Tabla 29. Dimensiones de tanquillas.....	131
Tabla 30. Cálculo de capacidad de desagüe de bajantes. ....	133
Tabla 31. Parámetros de diseño de la estructura (Cont). ....	138
Tabla 30. Cálculo de porcentaje de permeabilidad de la estructura ...	141

Tabla 31. Coeficiente de empuje y succión para fachadas de la estructura.....	142
Tabla 32. Coeficiente de empuje y succión para techo de la estructura. .....	142
Tabla 33. Coeficiente de empuje y succión para fachadas de la estructura.....	143
Tabla 34. Coeficiente de empuje y succión para techo de la estructura. .....	143
Tabla 35. Análisis de carga para losa de techo .....	147
Tabla 36. Datos de entrada para el programa Etabs 2016.....	148
Tabla 37. Características físicas de los tubulares estructurales .....	149
Tabla 38. Características físicas de perfiles estructurales.....	149

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la base de operaciones de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	29
Figura 2. Estructura organizativa de la empresa Constructora 3 AMG, C.A.....	30
Figura 3. Estructuras tipo pórtico.....	36
Figura 4. Sistemas duales. ....	36
Figura 5. Pórticos arriostrados con diagonales concéntricas.....	37
Figura 6. Pórticos arriostrados con diagonales excéntricas. ....	38
Figura 7. Estructura tipo péndulo invertido. ....	38
Figura 8. Pórticos de sección de acero - concreto.....	39
Figura 9. Sistema arriostrado mixto de acero-concreto. ....	40
Figura 10. Planta de muro estructural de concreto con miembros de borde de sección mixta. ....	40
Figura 11. Sistema arriostrado mixto con diagonales excéntricas.....	41
Figura 12. Estructuración con conexiones rígidas. ....	48
Figura 13. Estructuración con conexiones flexibles.....	49
Figura 14. Otros tipos de conexiones flexibles. ....	50
Figura 15. Estructuración de conexiones semi rígidas. ....	51
Figura 16. Mapa de Zonificación Sísmica con fines de ingeniería.....	66
Figura 17. Espectro de respuesta y diseño. ....	73
Figura 18. Velocidad básica del viento en el mapa de Venezuela.....	79

Figura 19. Zapata aislada.....	87
Figura 20. Carga excéntrica. ....	89
Figura 21. Plano de corte de una zapata aislada. ....	90
Figura 22. Área de punzonado. ....	91
Figura 23. Definición del coeficiente de reacción de la subrasante. ....	93
Figura 24. Representación gráfica de la distancia máxima entre la salida de un sifón y la correspondiente tubería de ventilación. ....	103
Figura 25. Levantamiento planialtimétrico del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	116
Figura 26. Fachada principal actual del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	116
Figura 27. Fachada lateral izquierda actual del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	117
Figura 28. Fachadas de instalaciones existentes del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	117
Figura 29. Conexiones entre vigas y columnas del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. ....	118
Figura 30. Distribución arquitectónica del proyecto (medidas expresadas en metros). ....	120
Figura 31. Planta de red de aguas blancas desde tanque elevado....	123
Figura 32. Planta de red de aguas blancas. ....	123
Figura 33. Isometría de red de aguas blancas. ....	124
Figura 34. Planta de red de aguas negras. ....	129

Figura 35. Planta de drenaje de aguas de lluvia (Áreas Tributarias). Fuente: Autor. ....	132
Figura 36. Drenaje de aguas de lluvia (Detalle).....	133
Figura 37. Vista de plano de planta de ejes estructurales. ....	136
Figura 38. Vista de fachada frontal acotada (Dimensiones en metros). .....	137
Figura 39. Espectro de diseño.....	138
Figura 40. Propiedades de pedestal.....	151
Figura 41. Especificación del concreto con resistencia $250 \text{ kgf/cm}^2$ de zapatas aisladas. ....	152
Figura 42. Módulo de balasto. ....	153
Figura 43. Definición del área tributaria de las zapatas aisladas.....	153
Figura 44. Área tributaria de las zapatas aisladas.....	154
Figura 45. Diseño de zapatas aisladas.....	154

## INTRODUCCIÓN

Dentro del ambiente de constante competencia en que se desarrollan las empresas en la actualidad, es de vital importancia hacer énfasis en el correcto uso de sus activos, prestando especial atención a la parte de infraestructura en instalaciones que posee, pues de esta forma, se verá reflejada directamente en la calidad de trabajo en la empresa, y por ende en las utilidades que percibe la misma.

La empresa Constructora 3 AMG C.A., actualmente presenta deficiencias en este aspecto, más específicamente en la estructura que forma parte del edificio de almacén de materiales y equipos, la cual fue utilizada como objeto de estudio debido a las condiciones estructurales y arquitectónicas que presenta. Esta investigación busca formular una propuesta de mejora a las instalaciones existentes, adaptándola a los criterios establecidos en las normas vigentes y aprovechando de una manera más óptima los espacios.

El reforzamiento en instalaciones existentes resulta necesario para mejorar las condiciones de resistencia y rigidez ante las cargas de diseño aplicadas a la misma. Esta intervención está muy ligada a las reparaciones en estructuras construidas sin ningún tipo de ingeniería en su diseño, las cuales, suelen presentar una serie de irregularidades constructivas en los elementos que la conforman.

El presente trabajo de grado está estructurado de la siguiente manera:

Capítulo I. El problema: se describe el planteamiento del problema, el objetivo general y específicos, justificación e importancia, delimitación, el alcance de la investigación y generalidades de la empresa como ubicación, misión, visión, metas, organigrama, etc.

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 necesario 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 de diseño de la investigación, así como también la población, muestra las técnicas e instrumentos de recolección 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 de la estructura existente a reutilizar, el cual sirvió como base para realizar el diseño arquitectónico, incluyendo nuevos cuartos de baño, la ampliación de depósitos existentes, la rehabilitación de la garita de vigilancia, etc. Posteriormente se realizó el diseño estructural y los cálculos pertinentes de las instalaciones eléctricas y sanitarias.

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones: se da respuesta a los objetivos planteados, compilando información que fue determinante en el desarrollo del trabajo, además de generar recomendaciones a seguir para seguir mejorando la problemática presente. También se presentan las referencias bibliográficas y los anexos, que amplían aún más la información presentada.

# **CAPITULO I**

## **EL PROBLEMA**

### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La empresa Constructora 3 AMG, C.A., es una compañía del ramo de la construcción dedicada a trabajos de movimiento de tierra, soldadura, electricidad, construcción de obras civiles e industriales y ejecución de proyectos en general, la cual cuenta para el desarrollo de sus actividades con una infraestructura propia. Consistente de un edificio de oficinas administrativas, un edificio de almacén de materiales y equipos, y un patio de maquinarias, ubicados en la Av. Intercomunal Tigre – Tigrito con Av. Jesús Subero, al lado de la estación de servicios Santa Teresa, San José De Guanipa, estado Anzoátegui.

Actualmente, esta empresa se ha dado a la tarea de aumentar sus negocios debido a la alta competencia que existe hoy en día en la industria de la construcción, sin embargo, el edificio de oficinas no cuenta con espacio suficiente para ampliar la plantilla de personal técnico y administrativo que en la actualidad labora en estas instalaciones.

De igual manera, el aumento en las actividades diarias de la empresa, traería consigo la necesidad de ampliar el espacio de almacenes y depósitos, con el fin de cubrir la alta demanda de materiales, equipos y herramientas que entran en la empresa, ya que, a pesar de que en la actualidad existen espacios destinados para este fin, estos no suelen ser suficientes, siendo necesario utilizar otro tipo de áreas como las de comedor para guardar el

material ya mencionado, lo cual causa incomodidad a los empleados que hacen uso de estas zonas.

En atención a la problemática expuesta, y al presente interés de hallar una solución eficiente, económica y que además no interrumpa las actividades de la empresa, se plantea esta propuesta de ampliación y mejora en la base de operaciones de la empresa Constructora 3 AMG, C.A., la cual consiste en aprovechar la estructura existente del edificio de almacén de materiales y equipos para la construcción de nuevas oficinas y ampliación del área de depósito presentes en dicho edificio.

Conjuntamente, el diseño arquitectónico incluirá un nuevo cuarto de baño y la remodelación de uno existente, que será de utilidad para el personal administrativo que laborará en las oficinas y el personal de patio, así mismo, será incluido en el proyecto el acondicionamiento de un área de recepción y la rehabilitación de una garita de vigilancia, la cual, actualmente es utilizada como área de depósito.

Cabe destacar, que la estructura que será utilizada como objeto de estudio, hoy en día no cuenta con una ingeniería formal en la cual se especifique cuáles fueron los criterios estructurales utilizados para su diseño y construcción, por lo tanto, se deberá realizar previamente un análisis estructural y diseño de reforzamiento tomando en consideración los criterios establecidos por el Comité Venezolano de Normas Industriales (COVENIN) 1618-98, que trata las estructuras de acero para edificaciones, COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) para el diseño sismo resistente de la misma, el "American Concrete Institute" ACI 318-14 para elementos de concreto armado estructural, etc.

El punto inicial de la investigación fue la observación directa de la estructura, con el fin de obtener una visión preliminar de las irregularidades y

posibles fallas que se pudiesen presentar a lo largo de la vida útil de la edificación. Posteriormente, se elaboró un levantamiento planialtimétrico, utilizando mediciones obtenidas en el sitio, con el propósito de obtener datos necesarios para la realización de la nueva distribución arquitectónica, incluyendo planos de instalaciones eléctricas, sanitarias y drenaje de aguas pluviales. Además, se realizará el análisis dinámico y estático de las estructuras, esbozando los planos de detalle y el informe técnico del cálculo.

De acuerdo a lo antes expuesto, la junta directiva de la empresa Constructora 3 AMG, C.A., ofrecerá al personal que labora en su base de operaciones la tranquilidad de contar con instalaciones adecuadas para realizar sus actividades diarias, sin necesidad de interrumpir sus labores y con un mínimo de costo y tiempo. Esta propuesta de proyecto no ha sido pionera en su categoría; ya que se han realizado mejoramientos y ampliaciones en estructuras de bases operacionales adaptándola a nuevos usos.

Este proyecto tiene por finalidad proponer mejoras en las estructuras físicas existentes en la empresa Constructora 3 AMG, C.A., mejorando las condiciones laborales de los trabajadores, para así dar cumplimiento a la Ley Orgánica del Trabajo, los Trabajadores y Trabajadoras (LOTTT-2012). A su vez, el aumento y mejoras de la planta física significaría, una mayor posibilidad de trabajo para los egresados de la Universidad De Oriente extensión Cantaura, en la especialidad de ingeniería civil.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo General**

Proponer mejoras en la base de la empresa constructora 3 AMG, C.A. Ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Formular la distribución arquitectónica de las facilidades de la base de operaciones de la empresa.
- Describir las instalaciones y facilidades existentes a través de un levantamiento planialtimétrico.
- Efectuar el diseño de las instalaciones eléctricas y sanitarias en la base de la empresa, aplicando las consideraciones de la gaceta oficial 4044 y el código eléctrico nacional.
- Realizar el diseño estructural de la base de la empresa aplicando las normas COVENIN 1618-98, FONDONORMA 1753-06, COVENIN 1756-98 Rev. 2001, AISC 360-10, ACI 318-145, empleando la herramienta Etabs 2016.
- Presentar los planos de ingeniería de detalle usando AutoCAD 2015.
- Preparar los análisis de precio unitario (APU) y presupuesto del proyecto, haciendo uso del “software” para el control de obras “Dataing Maprex”.

### **1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

El desarrollo del presente proyecto, resultó de gran importancia para la empresa Constructora 3 AMG C.A., debido a que, como se ha mencionado anteriormente, permitirá aprovechar de mejor manera los espacios, los cuales fueron utilizados, entre otras cosas, para la construcción de nuevas oficinas y la ampliación de áreas de depósito. Lo cual, trae como beneficio principal, la posibilidad de incrementar la plantilla de personal técnico, y mejorar las condiciones actuales de trabajo, por lo tanto, la posibilidad de aumentar sus negocios de forma significativa.

Además de esto, se realizaron los estudios necesarios para solventar la problemática estructural presente en el edificio de almacén de materiales y equipos, cuya estructura, fue utilizada como base para el desarrollo de este proyecto, aplicando los criterios establecidos en las normas vigentes que rigen este tipo de construcciones, garantizando de esta manera el funcionamiento óptimo de las instalaciones.

### **1.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.4.1. Delimitación espacial**

La elaboración de la propuesta de ampliación y mejora se realizó en las instalaciones de la empresa Constructora 3 AMG C.A., en su base de operaciones ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui.

### **1.4.2. Delimitación temporal**

La investigación tuvo 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**

Esta investigación contempló en realizar la ampliación y refuerzo estructural, para dar solución a la problemática de infraestructura de las instalaciones existentes en la base de operaciones de la empresa Constructora 3 AMG C.A. El presente proyecto buscó describir, diagnosticar y evaluar las condiciones actuales del edificio de almacén de materiales y equipos para luego reforzar o mejorar todos los elementos o áreas que lo ameriten. Esto también ayudará en un futuro y en otros casos a prevenir que se presenten otro tipo de fallas. Todo esto permitió plantear una propuesta concreta de ampliación y mejora para aumentar la calidad de trabajo en la compañía.

## **1.5. GENERALIDADES DE LA EMPRESA**

**Visión:** Ser una empresa con niveles de confiabilidad y desarrollo de mercado, que cumpla con los estándares de calidad, lo cual nos permite la competencia con otras empresas del ramo en el ámbito local y nacional.

**Misión:** La empresa Constructora 3 AMG, C.A., tiene como fin la realización de trabajos de movimiento de tierra con excelente calidad, y el mejor aprovechamiento de los recursos naturales, humanos, técnicos y económicos, para alcanzar excelencia operativa, avalar de forma sostenible y sustentable la competitividad, y garantizar la armonía con el ambiente.

**Política de calidad:** “Es política de Constructora 3 AMG, C.A., ofrecer servicios de construcción y movimiento de tierra en general de alta calidad a nuestros clientes, teniendo como premisa ejecutar obras y proyectos garantizando el cumplimiento de las normas técnicas de calidad, seguridad y la legislación en materia ambiental. Comprometiéndonos a la mejora continua de nuestro sistema de gestión de calidad a fin de cumplir con los parámetros técnicos y requerimientos de nuestros clientes a través de la optimización del uso de los recursos de una manera eficaz; asegurando su satisfacción, elevando nuestros niveles de competitividad, productividad y rentabilidad.”

### 1.5.1. Descripción de la empresa

Constructora 3 AMG, C.A., fue fundada el 02 de diciembre del año 1998, por los comerciantes, Sres. Giuseppe Amodeo P. y Leonardo A. Amodeo M. Inscrita en el registro civil del estado Anzoátegui como una empresa del ramo de la construcción dedicada a las siguientes actividades:

- Servicios y construcciones de todo tipo para la industria petrolera.
- Suministros, mantenimiento, transporte de combustible, de personas y de materiales.
- Movimiento de tierra, construcción de localizaciones, vías de acceso, asfaltados en caliente y en frío, saneamiento y cegado de fosas de perforación, muros quemadores, etc.

- Construcciones civiles e industriales en general, construcción de canales de concreto, alcantarillas, cunetas, brocales, construcción de cajones, obras de drenaje, etc.
- Estudio y ejecución de proyectos en general.
- Mantenimiento de campos residenciales, soldadura en general y tendido de tuberías.

### 1.5.2. Ubicación geográfica de la empresa

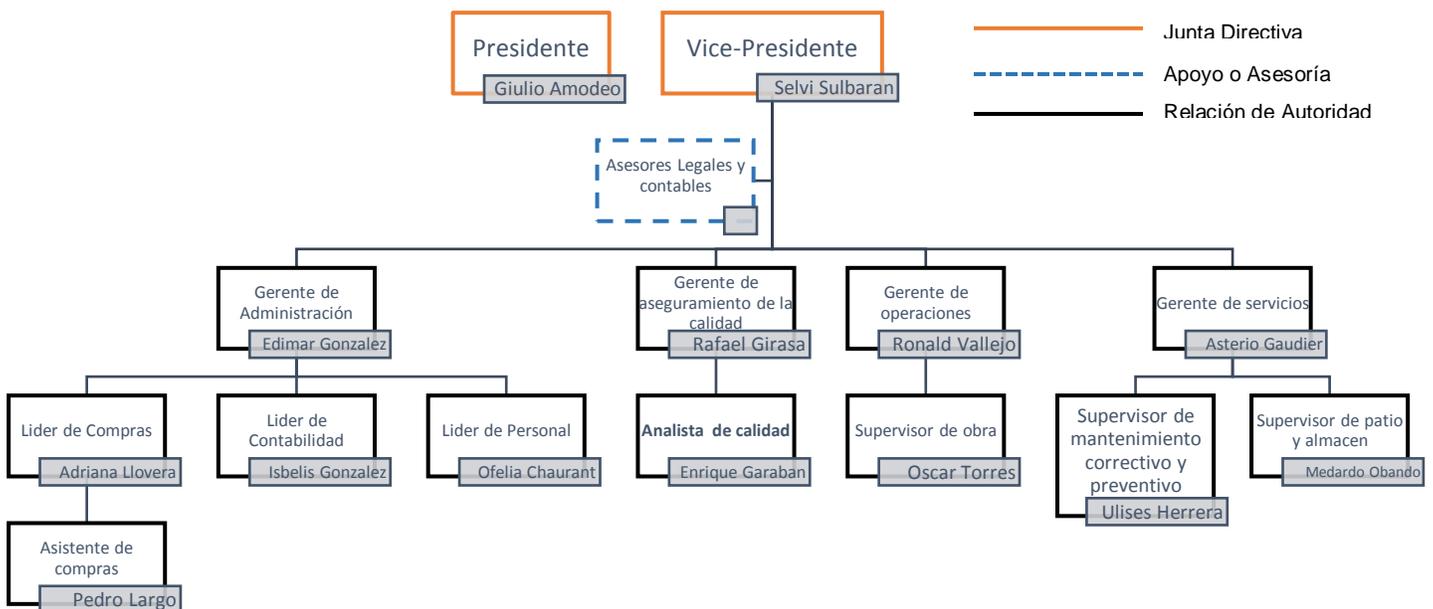
La empresa Constructora 3 AMG, C.A., se encuentra ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui, colindando por el norte con la Avenida Intercomunal Tigre – Tigrito, por el sur, con la avenida Jesús Subero, por el este, con la estación de servicio SHELL Santa Teresa y por el oeste, con el concesionario automovilístico Élite Motors, abarcando una extensión aproximada de 8.600 m<sup>2</sup> (Ver figura 1).



Figura 1. Ubicación de la base de operaciones de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Google Earth, (2018).

### 1.5.3. Estructura organizativa de la empresa

La estructura organizativa de la empresa Constructora 3 AMG., se fundamenta en la dirección constituida por una junta directiva (un presidente, un vicepresidente) y las gerencias de los departamentos de administración, de operaciones y de servicios (Mantenimiento Preventivo y Mantenimiento Correctivo). Estas gerencias dirigen, controlan y aseguran el correcto funcionamiento de las actividades a desarrollar en los distintos proyectos. Además, cuenta con un personal calificado en cada uno de los departamentos mencionados. La estructura organizativa puede observarse en el organigrama de la empresa (Ver figura 2).



**Figura 2. Estructura organizativa de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Constructora 3 AMG, C.A. (2017).**

## **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**

Todo trabajo de 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 el presente proyecto:

Magallanes (2016), en su trabajo se planteó elaborar un diseño para solventar las distintas fallas e irregularidades en la estructura que formaría parte de la casa de cuidados diarios de PDVSA gas Anaco, la cual debe cumplir con los requisitos de una estructura con Nivel de Diseño 3 (ND3), establecidos por la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) 1756-98 (Rev. 2001), además de los requisitos establecidos por la Normalización y Certificación de Calidad (FONDONORMA) 1756, el Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) 360-10, y el instituto Americano

de Concreto (ACI) 318-14. En el proyecto se elaboró la planialtimetría de las instalaciones, con el fin de obtener los datos necesarios, para posteriormente realizar un análisis estático y dinámico de toda la instalación, esbozando los planos de detalle y el informe técnico de cálculo.

En razón de lo anterior, el aporte al presente trabajo de investigación será establecer los estudios más importantes que deben llevarse a cabo en un proyecto de ampliación y mejora, destacando los criterios utilizados para los análisis estructurales estáticos y dinámicos, que servirán para el posterior diseño de los distintos elementos estructurales en acero y concreto armado.

En la revista Ingeniería de Construcción Hierro, Aznar, Hernando, De la Torre y Ortiz (2014), se 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.

De esta manera, el aporte al presente trabajo de investigación radica en dar a conocer el comportamiento de las estructuras al ser adaptadas a nuevos usos; además de proporciona una visión más clara de las ventajas y desventajas presentes en la transformación de estructuras de acero a estructuras de sección mixta.

López (2010), en su proyecto de investigación evaluó la estructura metálica del pabellón 4-A, de la Universidad Simón Bolívar, 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 institución manteniendo la estabilidad física de los elementos estructurales.

Dicho trabajo de grado servirá de referencia y apoyo, aportando una visión amplia del estudio realizado para la propuesta de reforzamiento estructural, dando a conocer las distintas metodologías que podrían ser aplicadas para solventar la problemática presente en la estructura que será utilizada como objeto de estudio.

Frantangeli (2010), en su propuesta, buscaba prevenir, diagnosticar y mejorar el problema estructural 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 métodos que puedan solucionar dichas fallas en la estructura a futuro tomando en cuenta las propuestas planteadas.

De los estudios realizados anteriormente sobre mejoras estructurales en las edificaciones, se deduce la importancia de analizar esta variable, así como llevar los conocimientos adquiridos a una situación de la vida real. El aporte de este trabajo de investigación estará enfocado a resolver la problemática existente a base de sugerir las mejoras pertinentes y el análisis de costos que implicará cada una, en pro de la estructura mencionada en párrafos anteriores, y de igual manera, el favorable desarrollo de la presente investigación.

## **2.2. BASES TEORICAS**

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), (Pág. 3). 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.

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

### 2.2.2.1. Tipos estructurales de acero

Fratelli (2003) clasifica los tipos de estructura de acero de acuerdo a las exigencias de la norma de edificaciones Sismorresistentes, 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, como pueden ser 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 sollicitación de sus vigas y columnas. En esta clasificación es condición obligatoria que los ejes de columnas se mantengan continuos hasta las fundaciones (Ver figura 3 a). Esta clasificación comprende así mismo los pórticos con vigas de celosías, tal y como se muestra en la figura 3 b.

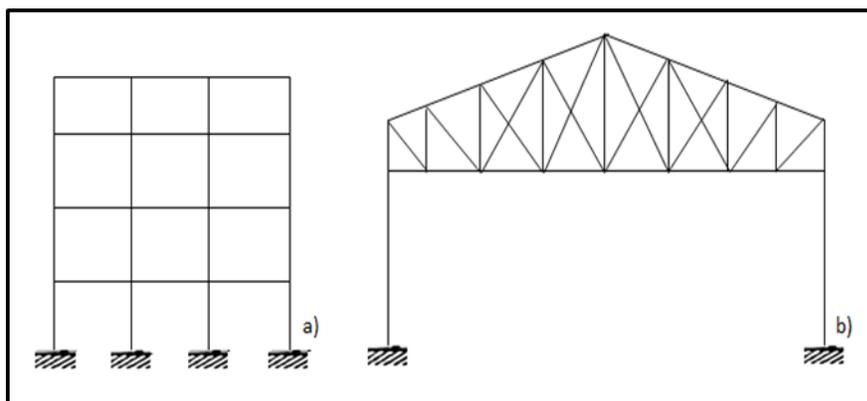


Figura 3. Estructuras tipo pórtico. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Sistemas duales:** Corresponde a las clasificaciones de Tipo II, y que 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 el 25% de acciones sísmicas (Ver figura 4 a y b).

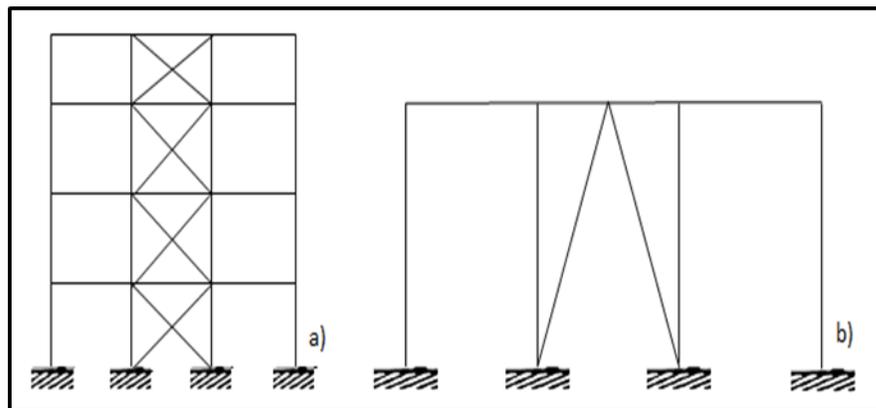


Figura 4. Sistemas duales. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Sistemas arriostrados con diagonales concéntricas:** Son las estructuras Tipo III en acero, con arriostramientos concéntricos que se cruzan en un punto medio mediante cruces de San Andrés, en A o en V, tal y como se muestra en la figura 5. En este tipo de estructuras, todos los miembros están solicitados principalmente a esfuerzos axiales. No se permiten arriostramientos en K, debido a que imponen fuertes flexiones en las comunas de los pórticos.

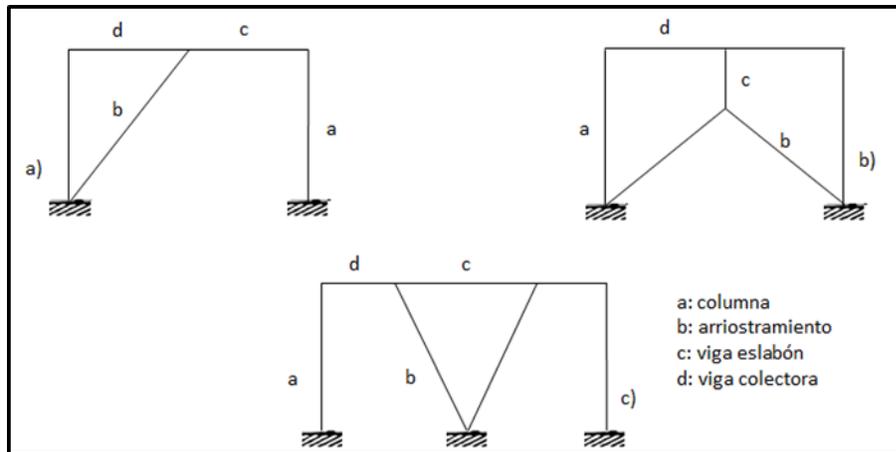


Figura 5. Pórticos arriostrados con diagonales concéntricas. Fuente: Fratelli, M (2003).

- Sistemas arriostrados 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 del Tipo III (a). En la figura 6, se muestran diferentes configuraciones de pórticos arriostrados con diagonales excéntricas.

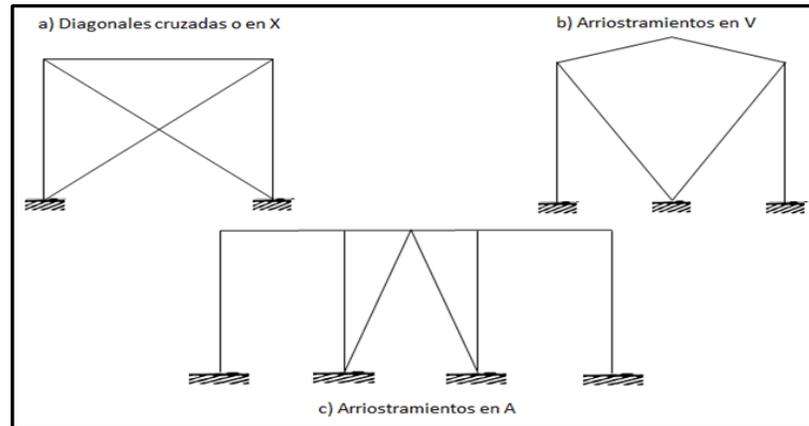


Figura 6. Pórticos arriostrados con diagonales excéntricas. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Estructura tipo péndulo invertido:** Son estructuras Tipo IV, que se hallan sustentadas por una única columna, una fila de columnas 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.

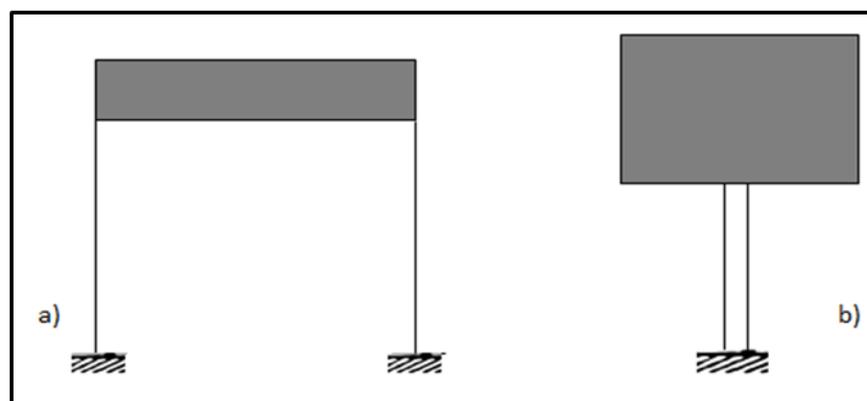


Figura 7. Estructura tipo péndulo invertido. Fuente: Fratelli, M (2003).

### 2.2.2.2. Tipos estructurales mixtos de acero-concreto

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

- **Tipo pórtico 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 a-c (Ver figura 8).

C

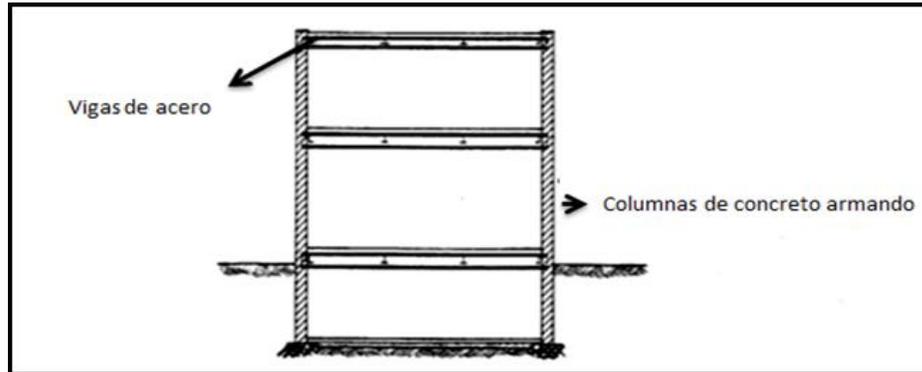


Figura 8. Pórticos de sección de acero - concreto. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Sistemas arriostrados mixtos a-c con diagonales concéntricas:** Son estructuras de 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 diagonales concéntricas de a-c (ver figura 9).

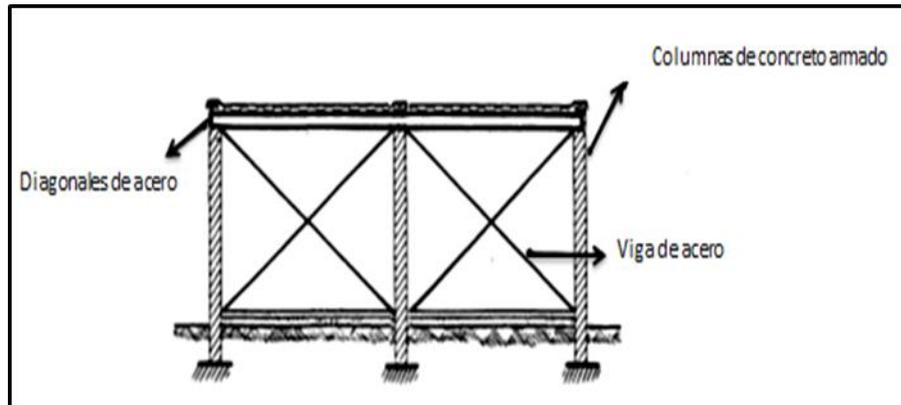


Figura 9. Sistema arriostrado mixto de acero-concreto. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Muros estructurales de concreto armado 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 de los edificios de alturas sobre elevadas. La figura 10 muestra la planta de un muro con estas características, donde los miembros de borde son núcleos de concreto confinado con un perfil de acero ahogado en la masa cementicia.

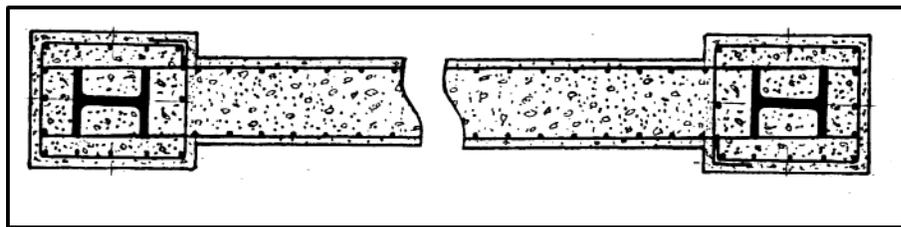
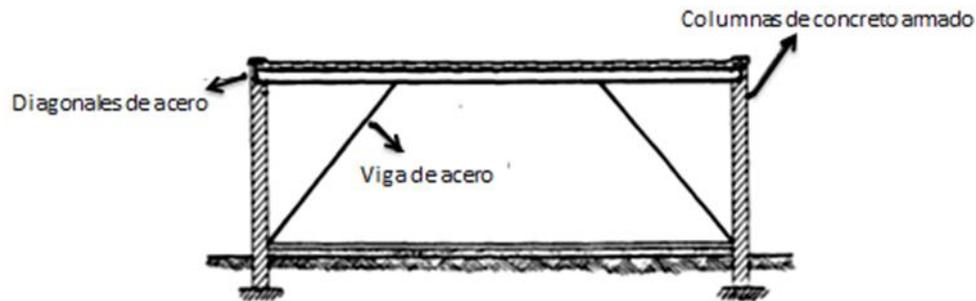


Figura 10. Planta de muro estructural de concreto con miembros de borde de sección mixta. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Sistemas arriostrados mixtos con diagonales excéntricas:** Son estructuras Tipo III (a), 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 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 similares a la indicada en las estructuras tipo péndulo invertido.

Las estructuras en acero y concreto tienen características, diseño y comportamientos diferentes en comparación a estructuras de acero

netamente. Es importante 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. Nivel de diseño

(Ibídem), contempla tres 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 al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas.
  - La demanda por fuerzas cortantes en estas conexiones debe 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 viga-columna 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 de dos ensayos bajo cargas cíclicas.
  - Las vigas y columnas deben cumplir con los valores límites  $\lambda_p$  dados en la tabla 3.
  - Se debe 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 rótulas plásticas de las vigas, pero con limitadas deformaciones inelásticas de las columnas y las conexiones, 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  $\lambda_{pd}$ , establecidas en la tabla 3, y tener soportes laterales en las alas a distancias no mayores de  $176400 r_y/f_y$ .

- En el caso de pórticos con arriostramientos concéntricos, se exige para estos secciones plásticas y esbeltez no mayor a  $KL/r \leq 9370/f_y$ , además de la capacidad resistente teórica de estos arriostramientos a cargas axiales 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 1,80m.

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/cm<sup>2</sup>, y en zona sísmica no se emplearán concretos con resistencia mayor de 560 kg/cm<sup>2</sup>, para peso normal no de 280 Kg/cm<sup>2</sup> para concreto.

**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  
 \*\*\*\*Limites 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 entrepisos 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

VALORES LIMITES				
Elemento	Relación Ancho/	Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta

	espesor	$\lambda_{pd}$	$\lambda_{pd}$	$\lambda_{pd}$
Compresión por flexión: Alas de vigas doble T y de canales	b/t	436	545	1180
		$\overline{F}_y$	$\overline{F}_y$	$\overline{F}_y - F_r$
				(a)

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

Alas de vigas híbridas doble T y Vigas soldadas	b/t	436	545	1360
		$\overline{F}_y$	$\overline{F}_y$	$\frac{F_y - F_r}{k_c}$
				(a)
Alas comprimidas salientes en secciones armadas	b/t			914
				$\overline{F}_y - k_c$
				(b)
Compresión Axial:  Lados de ángulos dobles adosados, alas de canales, ángulos o planchas salientes de vigas	b/t		436	797
			$\overline{F}_y$	$\overline{F}_y$
Alas de ángulos simples o dobles con separadores Elementos no rigidizados	b/t		436	637
			$\overline{F}_y$	$\overline{F}_y$
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/cm<sup>2</sup> en perfiles laminados en caliente

Fr=1160kg/cm<sup>2</sup> en perfiles soldados

$$K_c = 4 / \left( \frac{h}{t_w} \right)^2 \text{ entre los límites: } 0,35 \leq K_c \leq 0,763$$

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

#### 2.2.2.4. Tipos de construcción

- **Tipo 1. Estructuración con conexiones rígidas:** Estas conexiones, se conocen por uniones de momento y son las usadas para materializar empotramientos elásticos o nodos de los pórticos rígidos (sistema 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 empernadas como muestra la figura 12 (a), o con soldaduras de alas y el alma de la viga al ala de la columna, como se muestra en la figura 12 (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 distribuidas 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.

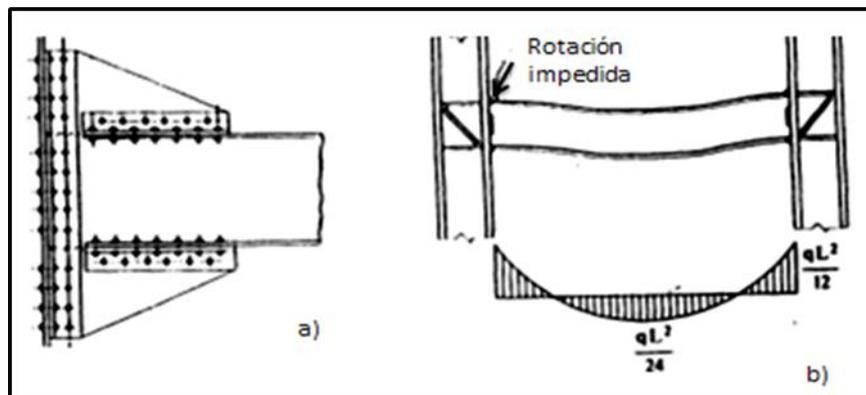


Figura 12. Estructuración con conexiones rígidas. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **Tipo 2. Estructuración con conexiones flexibles:** 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 filetea la viga y a la columna respectivamente, tal y como se muestra en la figura 13 (a). Las deformaciones luego de flexada la viga, se muestra en la figura 13 (b), con rotación libre en los extremos.

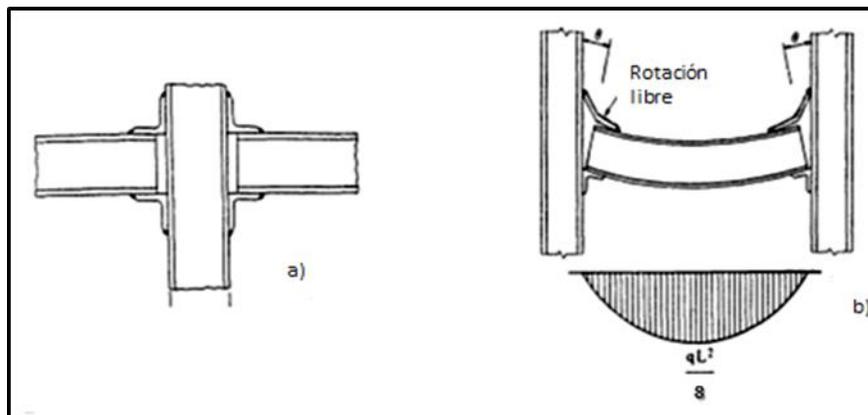


Figura 13. Estructuración con conexiones flexibles. Fuente: Fratelli, M (2003).

Por lo tanto, el 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 se muestra en 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 muestra 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 la figura 14 (b), que luego de flexada, la viga se deforma como se muestra en la figura 14 (c).

Si bien se acepta que además del corte, estas conexiones pueden resistir hasta un 10% de los momentos flectores correspondientes 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 cargas actuantes.

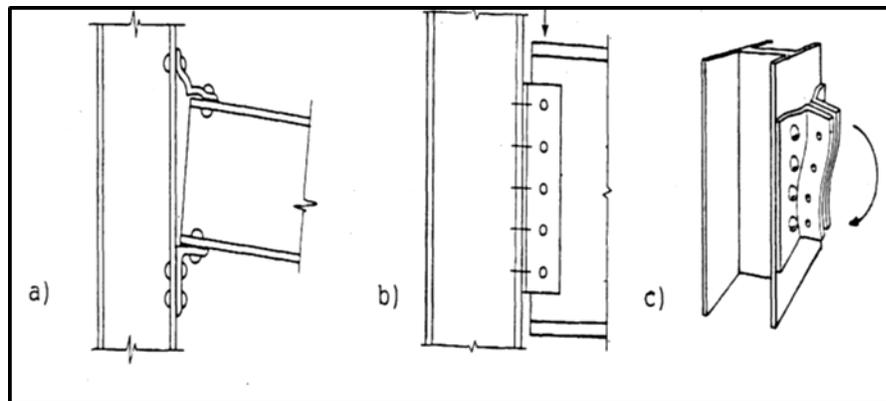


Figura 14. Otros tipos de conexiones flexibles. Fuente: Fratelli, M (2003).

- **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 15, con conexiones de asiento en contacto con el ala inferior de la viga, y plancha o vigas TEE soldadas a ala superior y a la columna. El diagrama de momentos 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.

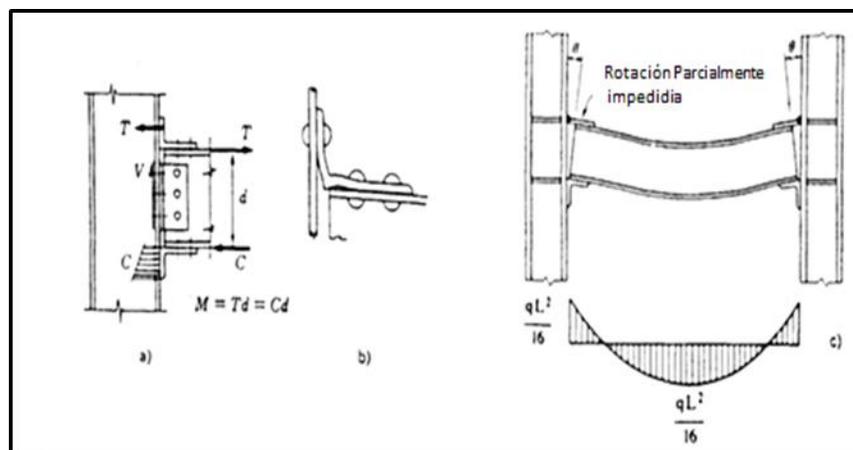


Figura 15. Estructuración de conexiones semi rígidas. Fuente: Fratelli, M (2003).

### 2.2.3. Reforzamiento estructural

Oviedo (2003), define el reforzamiento estructural como:

La capacidad de carga y el estado de serviciabilidad de una estructura existente. Esto se vuelve necesario cuando los diseños estándares son

adoptados para cubrir nuevas solicitaciones o cuando existen errores en el diseño o inadecuada mano de obra en la etapa de construcción. (Pág. 01)

Mediante el refuerzo de los 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.

Los métodos de reforzamiento, al ser utilizados pueden causar cambios en las propiedades de las estructuras, los cuales deben ser tomados en cuenta cuando se modifica su capacidad de carga.

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

- **Capacidad de carga:** Los estados límites, con aquellos en los cuales, en conexión con el colapso u otras formas de falla de la 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: Deformaciones permanentes, 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 la estructura.

#### 2.2.4. Método de diseño:

De acuerdo a González (1994), describe:

Las disposiciones generales de diseño de las normas venezolanas correspondiente al llamado “diseño de rotura”. Este método requiere que las cargas de servicio o las solicitaciones correspondientes se incrementen mediante factores de mayoración de cargar o de solicitación especificado para obtener la “resistencia requerida” y que se reduzcan las resistencias nominales calculadas por medio de factores de minoración de resistencias especificadas  $\Phi$  definiendo la “llamada resistencia de diseño”. (Pág. 43).

Con el método de resistencia ultima se pretende 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.

### **2.2.5. 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.

### **2.2.6. Método de los estados límites para revisión y diseño de los elementos estructurales**

El método de estados límites, permite diseñar o revisar estructuras suficientemente seguras y podría 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 ( $\lambda$ ) y la relación ancho/espesor de la referencia ( $\lambda_r$ ) para perfiles de área cerrada, se tiene que las condiciones para estructuras a compresión son las siguientes:

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

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

Para perfiles circulares se utiliza:

$$\lambda = \frac{d}{t}$$

$$\lambda_r = 0,31 \frac{E}{F_y}$$

$\lambda$ : Relación ancho/espesor.

$\lambda_r$ : Parámetro de esbeltez local.

$E$ : Módulo de elasticidad del acero.

$F_y$ : Resistencia del acero utilizado.

$d$ : Diámetro del perfil circular.

$t$ : Espesor.

Para perfiles rectangulares se utiliza:

$$\lambda = \frac{d - 3tf}{tw}$$

$$\lambda_r = 1,40 \frac{\bar{E}}{F_y}$$

$\lambda$ : Relación ancho/espesor.

$\lambda_r$ : Parámetro de esbeltez local.

$E$ : Módulo 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 es esbelto y por lo tanto no será apropiado. Para revisión el factor de longitud efectiva ( $K$ ) es igual a 1.

$$\frac{KL}{r_{min}} \leq 200$$

$L$ : Longitud del elemento.

$K$ : Factor de longitud efectiva (Para elementos doblemente articulados es igual a 1).

$r_{min}$ : Radio de giro mínimo.

– **Estado de trabajo en pandeo flexional ( $\lambda_c$ )**

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 inelástico*

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$\lambda_c$ : 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:

$$F_{cr} = F_y \frac{0,877}{\lambda_{cr}^2}$$

Para el caso del dominio inelástico es:

$$F_{cr} = F_y \cdot 0,658^{\lambda_{cr}^2}$$

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

Para el cálculo de factor ( $\phi_{Nt}$ ), es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$\phi_{Nt} = \phi * A * Fc$$

$\phi_{Nt}$ : Factor de minoración de la resistencia teórica.

A: Área de la sección transversal del perfil.

$\phi$ : 0,90

- **Resistencia a flexión**

En valor de factor de forma ( $\alpha$ ) 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:

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

$$Z = \alpha * S$$

Z: Módulo plástico de sección.

S: Módulo de sección.

$$\phi = 0,90$$

- **Verificación de resistencia a tensión**

Para esta resistencia solo se realizará 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 ( $\phi Pn$ ) para  $\phi = 0,90$  con la siguiente ecuación:

$$\phi Pn = \phi * A * Fy$$

- **Verificación de resistencia a flexo compresión**

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

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} > 0,20 \text{ se utiliza } \rightarrow \frac{Nu}{\phi_{Nt}} + \frac{8}{9} \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}$$

$$\frac{Nu}{\phi_{Nt}} < 0,20 \text{ se utiliza } \rightarrow \frac{Nu}{2 * \phi_{Nt}} + \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}$$

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

### 2.2.7. Método de análisis estructural

Este método 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 roturas, 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. (Pág. 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 estructura, generando posibles vibraciones que pueden ser perniciosas.

#### **2.2.8. Estados límites**

COVENIN (2002-88), define como Estado Límite “la situación más allá de o cualquier otra causa 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”. (Pág. 6).

En este sentido (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 estado histórico estable.

- **Estado límite de estabilidad:** Se alcanza cuando el comportamiento de la estructura o de una parte importante de ella, afecta significativamente ante nuevos incrementos de las acciones, y que podrían conducirla al colapso o desplome.

### 2.2.9. Acciones

Según la norma COVENIN (2002-88), las acciones “son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación”. (Pág. 3).

#### 2.2.9.1. Clasificación de las acciones

Según (ibídem), Las acciones se 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 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 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.

### 2.2.9.2. Combinaciones de cargas

Las combinaciones están establecidas por la norma COVENIN (1618-98), con la finalidad de que las estructuras, 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 muestra a continuación:

$$U = 1,4CP$$

$$U = 1,2CP + 1,6CV + 0,5 CV_t$$

$$U = 1,2CP + 1,6CV_t + 0,5CV \text{ o } 0,8W$$

$$U = 1,2CP + 1,3W + 0,5CV + 0,5CV_t$$

$$U = 0,9CP \pm 1,3W$$

$$U = 1,2CP + \gamma CV \pm S$$

$$0,9CP \pm S$$

$CP$  = 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 desplazable, vehículos, incluyendo impactos por choques o colisiones.

$CV_T$  = Acciones variables sobre techo y cubiertas (excluyendo el agua pluvial empozada).

$W$  = 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,  $\gamma$  representa la fracción de la carga total variable que corresponde a la función a que se destina el área. Según el caso,  $\gamma$  varía entre 0,25 y 1,00.

El factor de mayoración de la Carga Variable  $CV$  en las combinaciones de carga de las ecuaciones 14.3, 14.4 y 14.5 serán igual a 1,00 en los garajes, las áreas destinadas a concentraciones públicas, y en todas aquellas áreas donde la carga variable sea mayor que  $500 \text{ kgf/m}^2$ , o en todos los casos donde el porcentaje de las acciones variables sea mayor al 25%. En la combinación de la ecuación 14.6, el factor  $\gamma$  corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación.

#### **2.2.10. Sistemas resistentes 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 ductilidad necesaria.

##### **2.2.10.1. Método de Análisis Sísmicos**

COVENIN Mindur Funvisis (Rev. 2001), señala que:

Método de Análisis 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. (Pág. 103).

#### **2.2.10.2. Espectros de respuesta y de diseño**

(ibídem) Define:

- Espectro de respuesta: Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y un mismo amortiguamiento, expresados en función del periodo y sometidos a una historia de aceleración dada.
- Espectro de diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente a sismo adoptado. (Pág. 5).

#### **2.2.10.3. 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, tal y como se muestra en la figura 16.

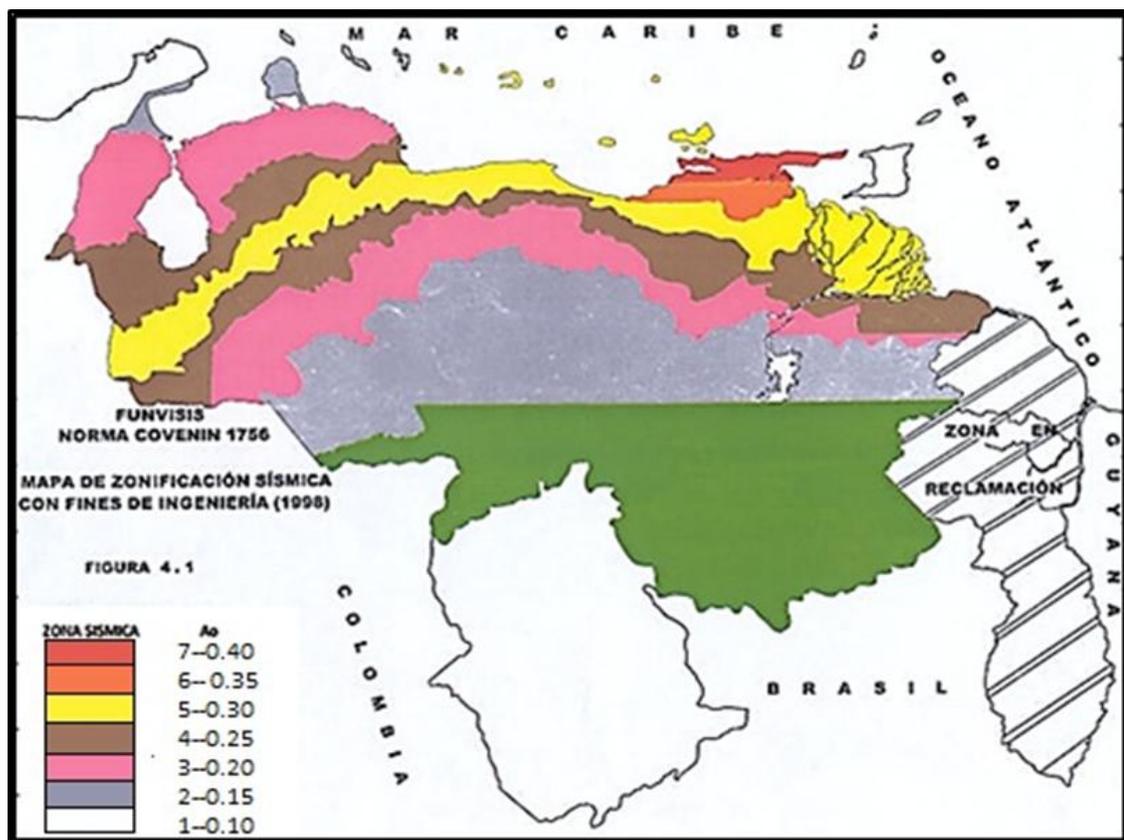


Figura 16. Mapa de Zonificación Sísmica con fines de ingeniería. Fuente: COVENIN (1756-98).

#### 2.2.10.4. 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 0,70 veces el valor de  $A_0$ .

**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	Intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		--

Fuente: COVENIN (1756-98)

#### 2.2.10.5. Forma espectral tipificada del suelo

La norma venezolana COVENIN 1756-01 Edificaciones Sismo-resistentes considera 4 formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3, Y S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal ( $\phi$ ).

**Tabla 5.** Forma espectral y factor de corrección  $\phi$

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\Phi$	Forma Espectral	$\Phi$
Roca sana/ fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00

<b>Roca blanda o meteorizadas y suelos muy duros o muy densos</b>	>500	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
<b>Suelos duros o densos</b>	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
<b>Suelos firmes medio denso</b>	170-250	≤50	S3	0,70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0,70	S3	0.75
		≤50	S3	0,70	S2	0.90
<b>blandos/sueltos</b>	<170	>15	S3 <sup>(a)</sup>	0,70	S3	0.80
<b>Suelos blandos o sueltos<sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos</b>	-	H <sub>1</sub>	S2 <sup>(c)</sup>	0,65	S2	0,70

**Tabla 6.** Forma espectral y factor de corrección  $\phi$  (Cont.)

a) Si  $A_o \leq 0.15$  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  $A_o \leq 0.20$  úsese S3.

**Fuente:** COVENIN (1756-98)

### 2.2.10.6. Clasificación de las estructuras según su uso

Existen cuatro grupos según el uso de la edificación, reflejado en norma, (A, B1, B2 y C), que a su vez indica el factor de importancia  $\alpha$ . 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.

Las estructuras del grupo C, corresponden a construcciones no clasificables en los demás grupos, ni destinadas a la habitación o uso público, y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los grupos anteriores. Por lo tanto, se podrá obviar la aplicación de esta norma

siempre y cuando, se adopten disposiciones constructivas que aseguren la estabilidad de la construcción.

**Tabla 6.** Factor de importancia  $\alpha$ .

<b>Grupo</b>	<b><math>\alpha</math></b>
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

**Fuente:** COVENIN (1756-98)

#### **2.2.10.7. Clasificación según Sistema Estructural**

Existen cuatro 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 I:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales contruidos por pórticos. Los ejes de las columnas se deben mantener continuos hasta su fundación.
- **Tipo II:** Estructuras constituidas 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 si 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 dentro de este grupo las combinaciones de los tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por si solos por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño el nivel de diseño adoptado para la estructura. Se distinguen como tipo III a 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.

#### 2.2.10.8. 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 edificaciones existentes se puede utilizar el valor de  $R=1$  para aquellas edificaciones que no satisfagan los requisitos de la incidencia sismoresistente.

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

NIVEL	ESTRUCTURAS DE ACERO
-------	----------------------

DE DISEÑO	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)

### 2.2.10.9. Factor de magnificación promedio ( $\beta$ ), máximo periodo ( $T^*$ ) y el exponente que define la rama descendente del espectro ( $p$ ).

Los valores de ( $\beta$ ), ( $T^*$ ) 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 ( $\beta$ ), máximo periodo ( $T^*$ ) y el exponente que define la rama descendente del espectro ( $p$ ).

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

Fuente: COVENIN (1756-89)

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

$$T < T^+ \rightarrow A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left(1 + \frac{T}{T^+}\right)^{\beta - 1}}{1 + \frac{T}{T^+} R - 1}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R}$$

$$T < T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \frac{T^*}{T}^P$$

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

$\alpha$ = Factor de importancia.

$A_o$ = Coeficiente de aceleración Horizontal.

$\varphi$ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

$\beta$ = Factor de magnificación promedio.

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

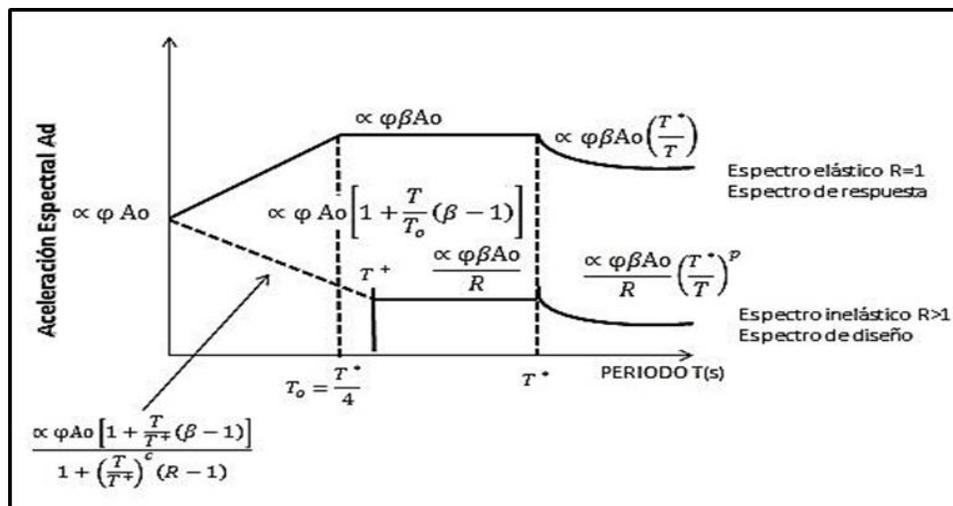
$T^*$ = Maximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+ \geq T_o$ = 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 17. Espectro de respuesta y diseño. Fuente: Magallanes (2016).**

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

**2.2.10.10. Formas espectrales**

Las formas espectrales se encargan de tipificar la forma de los espectros de respuesta en formas normalizadas, considerando las condiciones del terreno de fundación. La norma COVENIN (1756-01) Edificaciones Sismorresistentes, considera cuatro formas espectrales tipificadas (Espectral S1, Espectral S2, Espectral S3 Y Espectral S4), 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.

**2.2.10.11. Efecto Efecto P- $\Delta$**

COVENIN (1756-89) expresa que los efectos de carga gravitacionales son “efectos producidos por cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores de los miembros”. (Pág. 5).

En el diseño de estructuras sismorresistentes, 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 determinarla amplificación de las solicitaciones y de los desplazamientos de diseño.

### **2.2.11. Diseño de análisis eólico**

#### **2.2.11.1. 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 tres grupos en función del grado de seguridad aconsejable para la misma. Estos grupos son los siguientes:

- **Grupo A:** Construcciones cuya 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 material radiactivo.
- 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 personal 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 limitadas 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 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 primeros grupos.

### 2.2.11.2. 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 tener conocimiento sobre el grupo al que pertenece la construcción y ubicarla en la tabla 9.

**Tabla 9.** Factor de importancia eólica.

<b>GRUPO</b>	<b>A</b>
A	1.15
B	1.00
C	0.90

**Fuente:** COVENIN (2003-89)

### 2.2.11.3. Clasificación según las características de respuesta

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 siguientes 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 periodo natural de vibración sea menor o igual a 1 segundo. Están comprendidas en este tipo las construcciones con cubierta destinadas a naves industriales, teatros, auditorios, depósitos, etc., y otras construcciones cerradas destinadas a su uso similar. También se incluyen 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 a 1 segundo, tales como las torres o antenas atirantadas y en voladizo, los tanques elevados, los parapetos y las vallas.
- **Tipo III:** Pertenecen a este tipo aquellas construcciones especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. 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.

#### **2.2.11.4. Velocidad del viento**

La velocidad del viento está asociada a 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 17, se puede obtener el valor de la velocidad del viento en Km/H de cara región del país, o a través de la tabla 10.

**Tabla 10.** Velocidad básica del viento

<b>Velocidad Básica del viento, V, en Km/h</b>			
<b>Localidad</b>	<b>V</b>	<b>Localidad</b>	<b>V</b>
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	85	Barquisimeto	100
APURE		MERIDA	
Guasdualito	87	Mérida	70
San Fernando	85		
ARAGUA		MONAGAS	
Colonia Tovar	70	Maturín	102
Maracay	72		
BOLIVAR		NUEVA ESPARTA	
Ciudad Bolívar	77	Porlamar	70
Sta. Elena de Uarién	74		
Tumeremo	80		
CARABOBO		PORTUGUESA	
Morón	70	Acarigua	70
Puerto Cabello	70	Guanare	70
DISTRITO FEDERAL		SUCRE	
Caracas	78	Cumaná	79
La Orchila	76	Güiria	83
Miquetía	93		
FALCON		TACHIRA	
Coro	75	Colón	70
		La Grita	70
		San Antonio	83
GUARICO		TERRITORIO FEDERAL	
Carrizal	73	AMAZONAS	
		Puerto Ayacucho	83
		ZULIA	
		La Cañada	103
		Maracaibo	96

Fuente: COVENIN (2003-89)

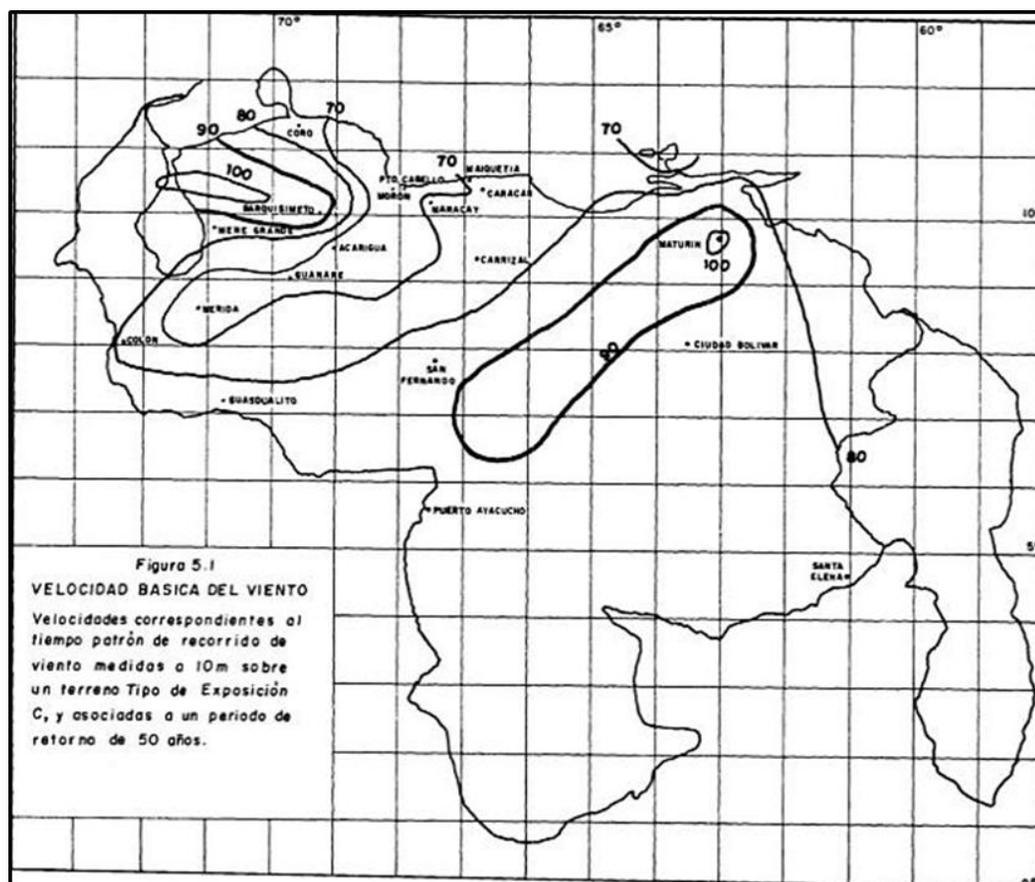


Figura 18. Velocidad básica del viento en el mapa de Venezuela. Fuente: COVENIN (2003-89).

#### 2.2.11.5. Tipo de exposición

El tipo de exposición para el sitio donde se identificará 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 exposición 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 valor mayor entre 800 metros o 10 veces la altura de la construcción en estudio.

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

- **Tipo de exposición B:** Este tipo incluye 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, 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 mayor entre 500 metros y 10 veces la altura de la construcción en estudio.
- **Tipo de exposición C:** Este tipo corresponde a las planicies, los campos abiertos, las sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura en general no sobrepasa de 10 metros.
- **Tipo de exposición D:** Se clasifican en este tipo, las áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a vientos que soplan a grandes masas de agua. Comprenden este tipo las áreas con las características descritas y ubicadas con relación a la costa a una distancia que sea mayor

valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la construcción en estudio.

#### 2.2.11.6. 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:

$$\text{Barlovento} \rightarrow Pz = qz * Gh * Cp - qh * GCPI$$

$$\text{Sotavento} \rightarrow Ph = qh * Gh * Cp - qh * GCPI$$

#### 2.2.11.7. 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).

### 2.2.11.8. Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad de empuje o succión externa que sirva para la determinación de las acciones producidas por el viento sobre los componente y cerramientos de las acciones 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.

### 2.2.11.9. Coeficiente de empuje $C_p$

Transversal a la cumbrera.

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

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

<b>COEFICIENTE DE EMPUJE Y SUCCIÓN <math>C_p</math> PARA LAS FACHADAS</b>		
<b>FACHADAS</b>	<b>Relación <math>L/b</math></b>	<b><math>C_p</math></b>
Barlovento	Todas	0.8
	0 a 1	-0.5
Sotavento	2 y 3	-0.3
	$\geq 4$	-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

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

$\blacklozenge$  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 la cumbrera

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

**Tabla 14.** Coeficiente de empuje y succión  $C_p$  en fachadas

<b>COEFICIENTE DE EMPUJE Y SUCCIÓN <math>C_p</math> PARA LAS FACHADAS</b>		
FACHADAS	Relación $L/b$	$C_p$
Barlovento	Todas	0.8
	0 a 1	-0.5
Sotavento	2 y 3	-0.3
	$\geq 4$	-0.2

Laterales	Todas	-0.7
-----------	-------	------

Fuente: COVENIN (2003-89).

### 2.2.11.10. Presión dinámica

Es la presión ejercida por una masa de aire en movimiento, derivada del teorema de Bernoulli, y 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:

$$\text{Barlovento} \rightarrow qz = 0,0048 * Kz * \alpha * V^2$$

El valor de ( $Kz$ ) se calcula de acuerdo a la condición que los valores de ( $z$ ) menor o igual a 4,50 metros se utilizara 27 y para valores mayores a 4,50 metros se utiliza la ecuación 22.

$$K_z = 2,58 \frac{4,50^2}{Zg} \beta$$

$$K_z = 2,58 \frac{z^2}{Zg} \beta$$

Para fachadas a sotavento ( $q$ ) es constante y se evaluará a la altura  $h$  sobre el terreno según la ecuación 23. Al igual que la condición en barlovento, en sotavento aplica que los valores de  $h$  menor o igual a 4,50 metros se utilizaran la ecuación 30 y para los valores a 4,50 metros se utiliza la ecuación 24.

$$\text{Sotavento} \rightarrow qh = 0,0048 * Kh * \alpha * V^2$$

$$K_h = 2,58 \frac{4,50}{Zg} {}^2 \beta$$

$$K_h = 2,58 \frac{h}{Zg} {}^2 \beta$$

Los valores de ( $Zg$ ) y ( $\beta$ ) se dan en la tabla 15. Los valores ( $K_z$ ) y ( $K_h$ ) es para las alturas más usuales. El factor de importancia eólica  $\alpha$  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).

### 2.2.12. Fundación

Según Magallanes (2016), La fundación “es aquella parte de la estructura que transmite las cargas aplicadas al terreno que lo sustenta” (Pág. 80). En caso de que la estructura pueda ser soportada por un estrato de suelo ubicado a poca profundidad, podrían ser utilizadas fundaciones directas o superficiales. En caso contrario, si los estratos competentes se

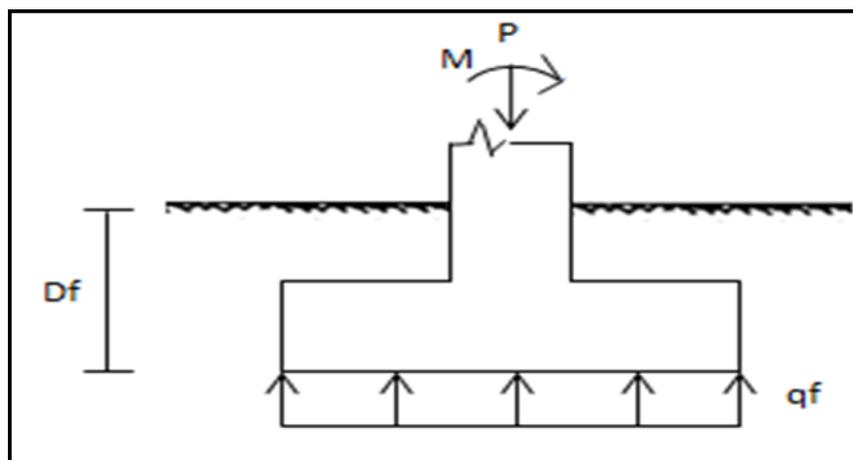
ubicadas a grandes profundidades, se deberá dar soporte con fundaciones profundas.

### 2.2.12.1. Fundaciones aisladas

Fratelli (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” (Pág. 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 y sus dimensiones en planta son generalmente iguales (zapatas cuadradas) o casi iguales (zapatas rectangulares).

En la figura 19, se puede apreciar una ilustración de cómo actúan las cargas sobre una fundación aislada, con una carga axial  $P$ , resultante de la sumatoria del peso de la superestructura más el peso propio de la fundación y un momento proveniente de la superestructura. A través de la ecuación 26, se puede definir el valor de la carga distribuida  $q_f$ .



**Figura 19. Zapata aislada. Fuente: Magallanes (2016).**

$$qf = \frac{P + Pp}{A_z}$$

$P$ =Carga de la superestructura

$Pp$ =peso propio de la zapata

$M$ =Momento actuante de la superestructura

$B$ =Ancho de la zapata

$Df$ =Profundidad de fundación

$qf$ =Presión de contacto

$$A_z = B * L$$

#### **2.2.12.2. Carga excéntrica**

La ecuación 27, define los momentos que son absorbidos por la zapata en presencia de cargas excéntricas, tomando como variables la carga puntual proveniente de la superestructura y las excentricidades de carga en la fundación, tal y como se muestra a continuación:

$$\frac{P}{B_x * B_y} \left( 1 + \frac{6ex}{B_x} + \frac{6ey}{by} \right)$$

$$q_s \leq q_{adm}$$

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

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

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

$$\Phi R_n = \Phi 0,85 * F'_c * A_x \frac{A_2}{A_1} \leq P_u$$

$$\frac{A_2}{A_1} \leq 2$$

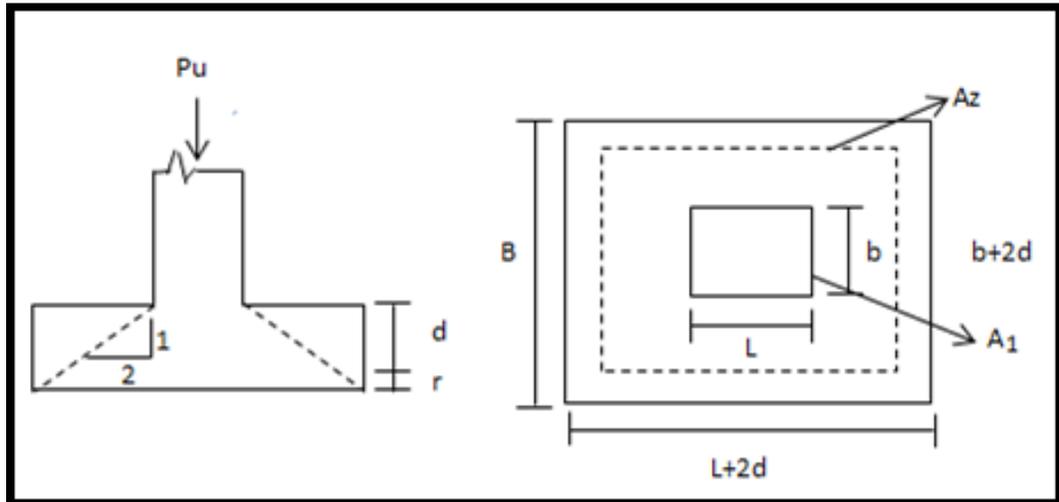


Figura 20. Carga excéntrica. Fuente: Magallanes (2016).

$$\Phi = 0,65$$

$$A_1 = b \cdot L$$

$$A_2 = (L+2d)(b+2d)$$

$$A_{s_{min}} = 0,005 \cdot A_1 \text{ minimo } 4 \text{ barras .}$$

- **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 ecuación 30:

$$\Phi V_n = \Phi 0,53 * \overline{F}'c * B * d \geq V_u$$

$$e = 0,75$$

$$V_u = q_s * B * \frac{B * L}{2} - d$$

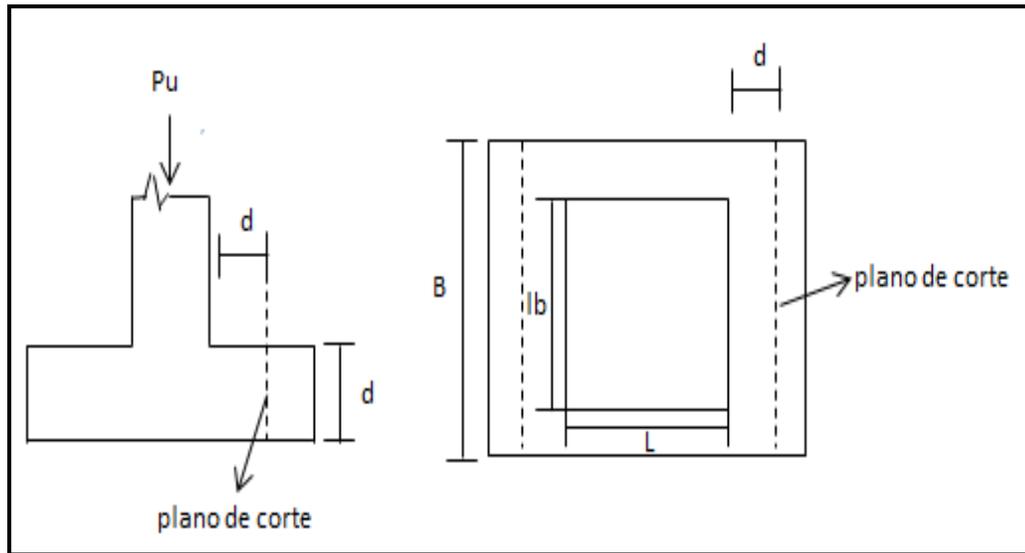


Figura 21. Plano de corte de una zapata aislada. Fuente: Magallanes (2016).

- **Punzonado**

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta de la carga vertical que le transfiera 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 varía de 20° a 45°.

$$\Phi V_n = \Phi 1,06 * \overline{F}'c * b_o * d \geq V_u$$

$$Vu = qs B^2$$

$$\Phi = 0,75$$

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

$b_o$  = perímetro de punzonado.

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

$$SL = b + L$$

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

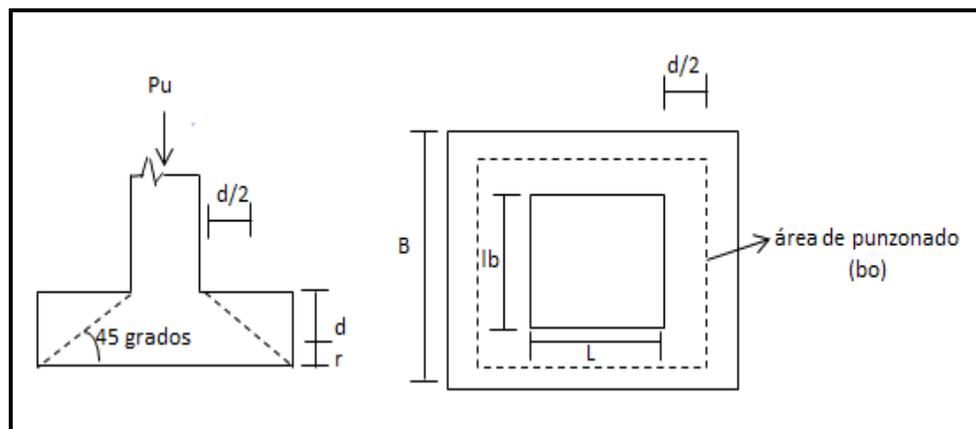


Figura 22. Área de punzonado. Fuente: Magallanes (2016).

### 2.2.12.3. Losa de fundación

Magallanes (2016), define las losas de fundación como:

Aquellas que reciben las cargas de un grupo de columnas y muros. Se las utiliza cuando el área de 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 compresibles

del subsuelo, redistribuyendo las cargas hacia zonas más resistentes (Pág. 85).

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 (2012), para realizar el análisis para el diseño estructural de una losa de cimentación, se debe evaluar el coeficiente de reacción de la subrasante ( $k$ ). Las unidades de  $k$  son  $\text{Kn/m}^3$ . 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 y el ancho de la cimentación y también de la profundidad de empotramiento de ésta. Antes de continuar con el análisis del método de diseño flexible aproximado, examinaremos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho ( $B$ ) se somete a una carga por área unitaria de ( $q$ ), esta sufrirá un asentamiento ( $\Delta$ ) (Ver figura 23). El coeficiente del módulo de la subrasante se puede definir por la ecuación 33.

$$k = \frac{q}{\Delta}$$

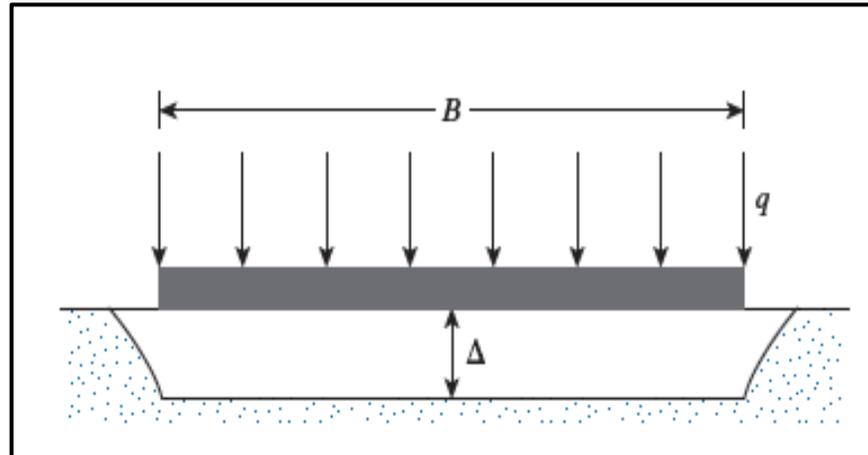


Figura 23. Definición del coeficiente de reacción de la subrasante. Fuente: Braja M, Das (2012).

#### 2.2.12.4. Cimentaciones sobre suelos arenosos

Para cimentaciones sobre suelos arenosos:

$$k = k_{0.3} \frac{B + 0.3}{2B}^2$$

$(k_{0.3})$  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  $kN/m^3$ ).

#### 2.2.12.5. Cimentaciones sobre arcilla

Para cimentaciones sobre arcillas

$$k = k_{0.3} \frac{0.3}{B}$$

Las definiciones de  $(k_{0.3})$  y  $(k)$  en la ecuación 35 son las mismas que las de la ecuación 34. Para cimentaciones cuadradas con dimensiones de  $B \times L$  para suelo y carga  $(q)$  son similares.

$$k = \frac{k_{B \times B} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

$k$  = 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 (34) 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  $K_{0.3}(K_1)$ .

<b>Valores comunes de la reacción de la subrasante <math>k_{0.3}(k_1)</math>.</b>	
<b>Tipo de Suelo</b>	<b><math>k_{0.3}(k_1)</math> Mn/m<sup>3</sup></b>

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)

#### 2.2.12.6. Verificación derivas lateral por viento

En la verificación de los desplazamientos totales laterales de viento es necesario emplear el parámetro establecidos en la norma 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
OTROS EDIFICIOS 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
	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)

### 2.2.12.7. Verificación deriva lateral por sismo

Con la fórmula de desplazamiento lateral total  $i$  de la norma de COVENIN (1756-1) Edificaciones Sismorresistentes 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.

$$\Delta i = 0.8 * R * \Delta ei$$

$R$ = Factor de reducción.

$\Delta ei$ = 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  $p-\Delta$ .

### 2.2.12.8. Valor límite

La verificación de valores límite 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  $\delta_i$ , 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.

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$$

$\delta_i$ =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
No susceptibles de sufrir daños por deformación de la estructura	0.016	0.020	0.024

**Fuente:** COVENIN (1756-1)

#### 2.2.12.9. Coeficiente Sísmico

De acuerdo a la norma COVENIN (1756-98) de Edificaciones Sismorresistentes, 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  $(\alpha A_o)/R$ .

$\alpha$ =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.

### 2.2.13. Sistema de distribución de aguas blancas

López (1990), define cuatro tipos básicos de sistemas de distribución de aguas blancas, los cuales pueden ser utilizados en los siguientes casos:

- **Sistema de alimentación directa:** Si el sistema de abastecimiento de agua público es continuo y mantiene una presión mínima adecuada.
- **Sistema de distribución por gravedad desde un estanque elevado:** Se emplea en sectores donde el abastecimiento de agua al público no es continuo o carezca de presión adecuada.
- **Distribución por combinación de estanque bajo bomba de elevación y estanque alto:** Se utiliza cuando el servicio no es continuo y la presión no es adecuada para llenar el estanque elevado.
- **Distribución con equipo hidroneumático:** Se emplea en zonas donde el abastecimiento no garantice presión suficiente y se desea mantener una presión adecuada.

### 2.2.13.1. Consideraciones básicas para el proyecto de distribución de agua

- **Unidades de gasto:** Es la unidad de medida para determinar el gasto probable de cada una de las piezas sanitarias, tomando en cuenta, la poca probabilidad de que todas las llaves estén abiertas al mismo tiempo. La sumatoria de estas unidades permite determinar el gasto total en lts/seg.
- **Presión:** Es la fuerza que ejerce el agua en todas las direcciones. La fuerza sobre el fondo de un envase no dependerá de la cantidad de agua que contenga, si no del área del fondo y de la altura del líquido. Es por esto, que la medida de presión más práctica para este tipo de estudios es metros de altura.
- **Diámetro:** Es la medida nominal de la sección transversal de la tubería expresada en pulgadas, que permite determinar el área de circulación del agua.

### 2.2.13.2. Perdida de carga o de presión

Se produce por el roce o fricción del agua, con las tuberías y por los cambios de dirección o de diámetro, es decir, por conexiones. Estas pérdidas se expresan en metro por metro lineal de tubería. Según la fórmula de "William Hazen", queda establecido que:

$$J = \alpha \times L \times Q^n$$

$$\alpha = \frac{1,21957 \times 10^{10}}{C^{1,95} \times D^{4,87}}$$

J: Pérdida por fricción.

$\alpha$ : Coeficiente en función del diámetro y el coeficiente de rugosidad.

L: Longitud de la tubería en metros.

Q: Gasto probable.

n: Exponente que varía de 1,85 a 2,00

D: Diámetro

C: Coeficiente de rugosidad.

#### **2.2.14. Instalaciones de aguas servidas o negras**

El uso de artefactos sanitarios ha de producir una acumulación de aguas servidas y materia orgánica de rápida descomposición. Los conductos y ramales de desagüe para conducir a la cloaca las aguas servidas deben tener pendiente como mínimo 1% las de 4", y 2% las de 2 y 3". Sin embargo, podrán tener pendientes menores al 1% los colectores con diámetro mayor o igual a 6", y se proyectarán de manera tal que la velocidad del flujo no sea mayor a 0,60 m/seg. Los ramales horizontales de descarga se unen formando ángulo de 45°.

#### **2.2.14.1. Unidades de descarga**

El diámetro de los conductos y ramales de desagües, bajantes y cloacas de aguas servidas, se calcularán de acuerdo al número total de unidades de descarga de las piezas sanitarias.

#### **2.2.14.2. Diámetros en colectores en ramales**

Los colectores o ramales de desagüe deben tener diámetros convenientes para que puedan conducir las aguas y materia a velocidades que eviten obstrucciones. El diámetro de estos conductos y ramales de desagüe será de:

- Ø 2": En duchas, centros de piso, bidets y lavamanos.
- Ø 3": Se recomienda usar esta medida para evitar problemas con espumas de jabón en los colectores de lavadoras, bateas, fregaderos, etc.
- Ø 4": En excusados. A partir de los excusados y en la dirección que corra el agua no se puede reducir el diámetro de las tuberías.

#### **2.2.14.3. Ventilación cloacal**

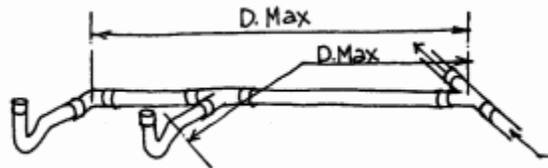
Los tubos de ventilación tienen por objeto dar entrada al aire en el sistema de evaluación y facilitar la salida de gases por encima del techo,

evitando de esta manera que al descargar una o varias piezas sanitarias simultáneamente, el gua contenida en los sifones sea arrastrada o expulsada al exterior, permitiendo el escape de gases a los ambientes de la edificación. En todas las redes de desagüe son imprescindibles las redes de ventilación, y su diámetro no será inferior a  $\varnothing 2''$ . (Ver tabla 19 y Figura 24).

**Tabla 19.** Distancia máxima entre la salida de un sifón y la correspondiente tubería de ventilación.

Diámetro del conducto de desagüe donde descarga el sifón	Distancia máxima entre el sifón y la ventilación
5,08 cm (2")	1,50 m
7,62 cm (3")	1,80 m
10,16 cm (4")	3,00 m

Fuente: Lopez (1990)



**Figura 24.** Representación gráfica de la distancia máxima entre la salida de un sifón y la correspondiente tubería de ventilación. Fuente: Lopez (1990).

### 2.2.15. Métodos para el cálculo para drenaje de aguas de lluvia

La cantidad de agua de lluvia depende de la duración de la precipitación pluvial y del área de drenaje. Los datos de diseño para estimar el gasto "Q" son la intensidad de lluvia, expresada en mm/hora y el área en metros

cuadrados. Los colectores de aguas de lluvia funcionan por gravedad, y el flujo se debe a la diferencia de cotas entre dos puntos.

Se pueden destacar las siguientes formulas hidráulicas para el cálculo y diseño de instalaciones de drenaje de aguas de lluvia:

$$Q = A \times V$$

Según Chezy:

$$V = C \sqrt{R \times S}$$

Según la fórmula de Manning:

$$C = \frac{1}{n} \times R^{0.63}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{0.63} \times S$$

$$Q = \frac{A}{n} \times R^{0.63} \times S$$

Siendo "R" el Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{Área del colector}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Q: Gasto (m<sup>3</sup>/seg).

A: Área (m<sup>2</sup>).

V: Velocidad (m/seg).

S: Pendiente (m/m).

C: Coeficiente.

n: Coeficiente de rugosidad.

## **2.2.16. Instalaciones eléctricas**

### **2.2.16.1. Método por capacidad de corriente**

Este método permite determinar el calibre y las características eléctricas de los conductores. Para determinar el calibre del conductor por el método de capacidad de corriente, se realiza el cálculo por medio de la corriente nominal, dependiendo del equipo a ser alimentado. Una vez determinada la carga, la corriente de diseño se calcula de modo que se permita un 125% de reserva, según lo establecido en el código eléctrico nacional.

Para alimentadores:

$$I_{carga} = \frac{S}{3,00 \times V}$$

### **2.2.16.2.**

I: Corriente.

S: Potencia aparente del equipo en Kva.

V: Voltaje de operación del equipo en Kva.

$$I_{Diseño} = 1,25 \times I_{carga}$$

Posteriormente se elige el tipo de conductor, tomando en cuenta los criterios establecidos en el código eléctrico nacional, (ver tabla 20). Donde, considerando la temperatura de trabajo para voltajes de 0 a 2000 V se toma la designación del material del conductor aislado, mientras que con el valor de la corriente de diseño se elige el calibre capaz de resistir el voltaje aplicando el factor de corrección por temperatura (ver tabla 21).

**Tabla 20.** Capacidad de corriente permisible en conductores aislados de cobre THW, a 75 °C de 0 a 2000 V.

Calibre	Capacidad de corriente
18	--
16	--
14	20,00
12	25,00
10	35,00
8	50,00
6	65,00

4	85,00
2	115,00
1/0	150,00
2/0	175,00
3/0	200,00
4/0	230,00
250	255,00
300	285,00
350	310,00
400	335,00
500	380,00

**Fuente:** Código eléctrico nacional.

**Tabla 21.** Factores de temperatura para

<b>Temperatura ambiente °C</b>	<b>Factor de corrección</b>
21-25	1,05
26-30	1,00
31-35	0,94
36-40	0,88
41-45	0,82
46-50	0,75
51-55	0,67

de corrección por conductores THW.

56-60	0,58
61-70	0,33
71-80	--

---

**Fuente:** Código eléctrico nacional.

### **2.2.16.3. Porcentaje de ocupación de la tubería**

Se entiende por porcentaje de ocupación de ocupación a la relación que existe entre el área externa del conductor y el área interna de la tubería. El porcentaje máximo de ocupación de un tubo depende de la cantidad de cables instalados y el área ocupada por los mismos. Los porcentajes máximos permitidos según lo establecido por el Código Eléctrico Nacional, se muestran en la tabla 22.

$$\%Opt = \frac{A_c}{A_i} \times 100$$

**Tabla 22.** Porcentaje de ocupación permisibles en canalizaciones.

<b>Cantidad de cables</b>	<b>% Máximo de ocupación</b>
1	53%
2	31%
3 o más.	40%

**Fuente:** Código eléctrico nacional.

## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

Como parte del diseño metodológico fue necesario determinar y plantear los métodos y las técnicas de recolección de datos, así como el tipo de instrumentos que se utilizaron. 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 aplicaron 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**

Este tipo de investigación se centra en la recolección de datos en tiempo presente, por lo cual tiene las características de una investigación de campo, la cual puede ser definida como:

La recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos, 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. Arias (2010), (Pág. 31).

En el desarrollo de la presente investigación, se consultaron ciertos datos provenientes de referencias bibliográficas y proyectos anteriores, sin embargo, los datos esenciales para el logro de los objetivos y dar solución al problema planteado, fueron obtenidos a través del diseño de campo.

### **3.2. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN**

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

Arias (2010), define que la investigación descriptiva, consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere.

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 existente en la base de operaciones de la empresa Constructora 3 AMG C.A., con la finalidad de generar los cálculos y planos de la misma para dar inicio a la elaboración de la propuesta de mejoras estructurales.

### 3.3. TECNICAS A UTILIZAR

#### ❖ Revisión Documental:

Fue de suma importancia dar inicio a la investigación partiendo de referencias bibliográficas, con la cual se pudo conocer las características e información relevante en el estudio del proyecto. Entre los principales textos técnicos especializados en el tema que fueron consultados para la elaboración del presente proyecto, se pueden mencionar las normas COVENIN 1618-98, FONDONORMA 1753-06, COVENIN 1756-98 Rev. 2001, AISC 360-10, ACI 318-14, además del código eléctrico nacional y la gaceta oficial 4044.

#### ❖ Observación directa:

Según Wilson (2000), “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 mayor número de datos”. Esta técnica fue empleada para recopilar toda la información que brinde la estructura existente, con la finalidad de obtener los datos necesarios para realizar el análisis y diseño del reforzamiento y mejora estructural.

#### ❖ “Softwares” utilizados:

Con el fin de desarrollar la propuesta de reforzamiento de las instalaciones existentes, fue utilizado el “software” ETABS 2016, para el cálculo, diseño y revisión de las estructuras, mientras que para la elaboración

de planos de levantamiento, propuesta arquitectónica e ingeniería de detalles se empleará la herramienta AutoCAD 2015.

## **CAPITULO IV**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

En este capítulo se presentan los resultados de los objetivos específicos planteados, para dar solución a la problemática estructural presente en el edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG C.A. 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. Descripción de las instalaciones y facilidades existentes a través de un levantamiento planialtimétrico.**

Las mediciones y demás trabajos relacionados a la obtención de datos para la realización del levantamiento planialtimétrico fueron realizadas a partir del 28 de agosto hasta el 08 de septiembre del 2017. Los equipos utilizados para el desarrollo de este objetivo fueron cinta métrica 50 metros marca: 6time, apreciación: 1mm; navegador GPS marca: etrex, apreciación: 1m.

Con la documentación planialtimétrica, se tiene un sistema más idóneo para recuperar de una forma comprensible toda la estructura arquitectónica de una edificación. De aquí se deduce la importancia que tiene la obtención de una documentación de calidad, 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.

Como se plantea en capítulos anteriores, la estructura está situada dentro de las instalaciones de la empresa Constructora 3 AMG, C.A., la cual a su vez se encuentra ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui. La situación topográfica de la ubicación tentativa de la estructura es idónea, puesto que todas las áreas del terreno de la base de la empresa, se encuentran niveladas y libres de material orgánico. Con el levantamiento planialtimétrico se obtuvo:

- Coordenadas de la parcela de la base de operaciones de la empresa.
- Dimensiones de las instalaciones existentes (Ver figura 25, 26 y 27).
- Dimensiones de los perfiles utilizados en las columnas, vigas y correas de la estructura del edificio de almacén y vigilancia de la empresa.

El área total existente es de 146,12 m<sup>2</sup> la cual se encuentra estructurada con perfiles livianos de sección rectangular 2" x 1" para las vigas y correas de techo y tubulares de sección circular Ø 3½" para las columnas, las cuales son soportadas por cabillas cruzadas cubiertas de concreto en su base, por debajo del nivel del terreno a modo de fundaciones, las cuales fueron construidas sin una ingeniería formal ni un adecuado estudio de suelo.



Figura 25. Levantamiento planialtimétrico del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Autor

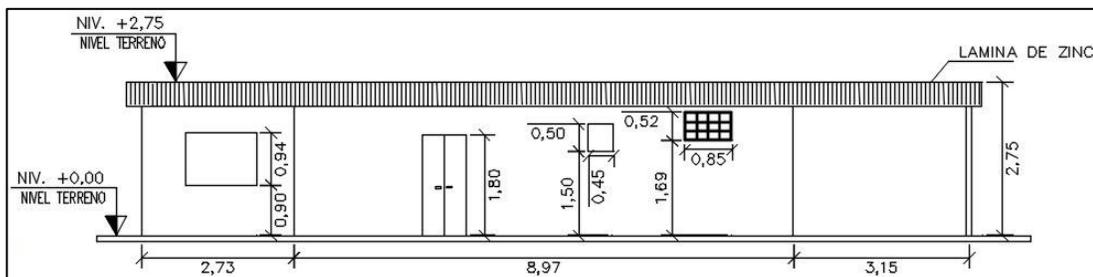
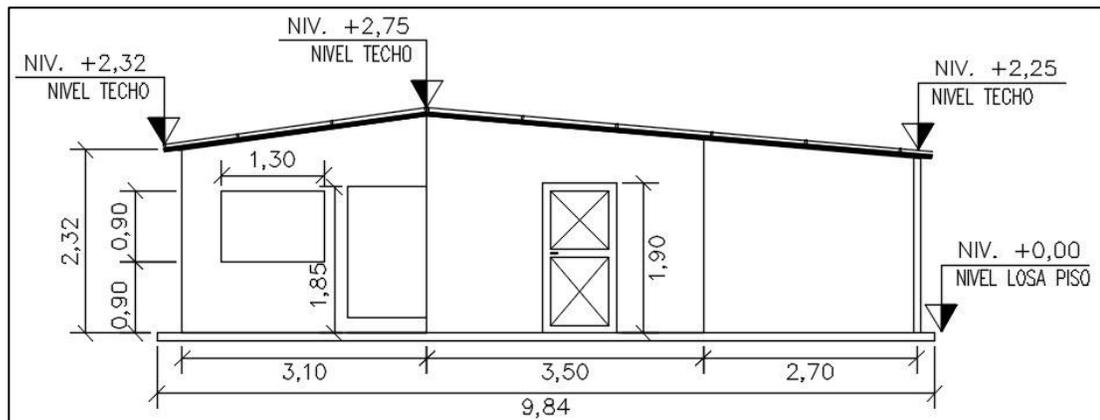
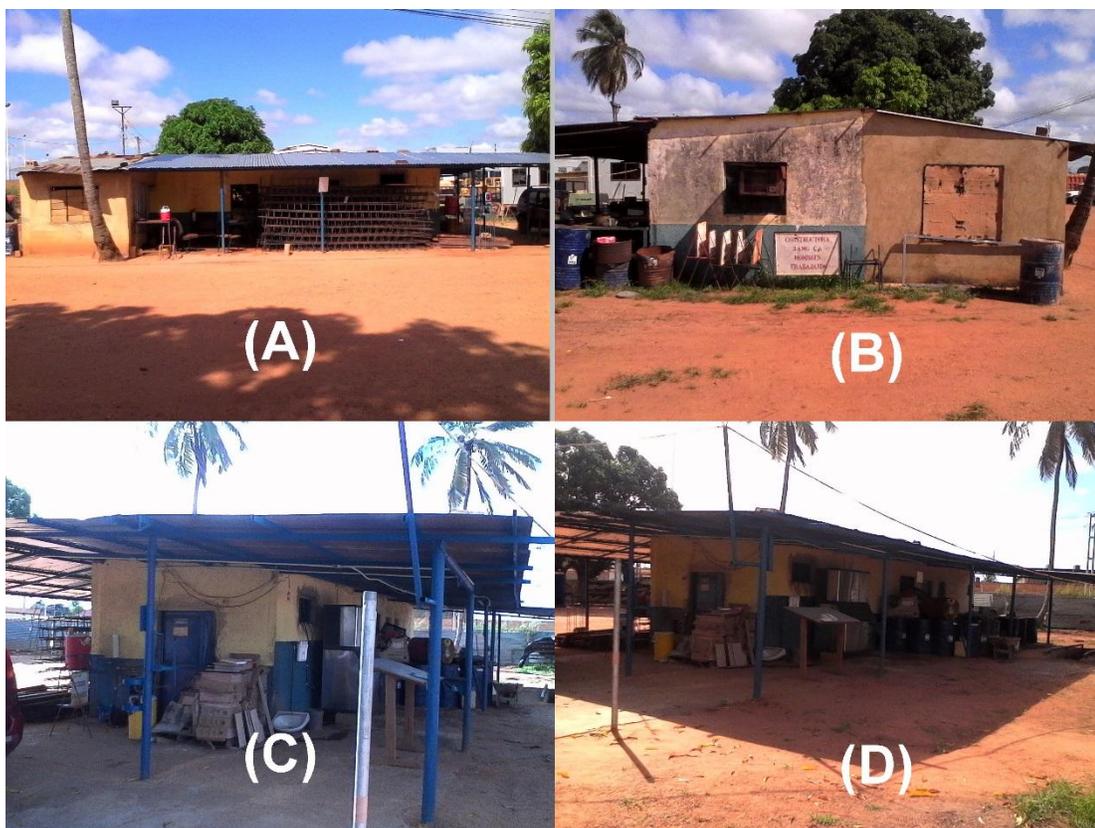


Figura 26. Fachada principal actual del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Autor.



**Figura 27. Fachada lateral izquierda actual del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Autor.**



**Figura 28. Fachadas de instalaciones existentes del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. A) Principal, B) Lateral derecha, C) Lateral izquierda, D) Posterior. Fuente: Autor.**

En la estructura, se pudieron apreciar distintas irregularidades constructivas, sobre todo, en varias de las uniones viga – columna, en la cual, se observó que, en su mayoría, las soldaduras no fueron realizadas a lo largo de todo el perímetro del perfil, sino que solo se colocó un punto de soldadura en el punto de contacto entre el perfil circular y el rectangular. (Ver figura 29)



**Figura 29. Conexiones entre vigas y columnas del edificio de almacén y vigilancia de la empresa Constructora 3 AMG, C.A. Fuente: Autor.**

#### **4.2. Distribución arquitectónica de las facilidades de la base de operaciones de la empresa.**

En esta etapa el área de proyecto requerida se encuentra sobre los 200 m<sup>2</sup>; cuyos espacios han sido redistribuidos para su mejor

aprovechamiento. Esto incluye la ampliación del área de depósitos, las cuales suman una superficie total de 95,00 m<sup>2</sup> aproximadamente, divididos en dos almacenes, uno destinado a la recepción de materiales y equipos, y otro para el uso del taller mecánico y personal de patio. A su vez, el diseño cuenta con dos nuevas oficinas, la primera para la reubicación del departamento de compras y la segunda para el control de entrada y salida de materiales y equipos.

Además de esto, se incluyó en la propuesta la elaboración de un nuevo cuarto de baño, el cual cuenta con dimensiones similares al ya existente, acondicionando a ambos para su uso. La planta eléctrica fue reubicada en un nuevo cuarto, el cual cuenta con tabiquería hecha con bloques de arcilla para facilitar la ventilación de la misma, de este modo, se pudo aprovechar el cuarto donde anteriormente se ubicaba la planta como área de depósito. Por último, se destaca la rehabilitación de la garita de vigilancia y el área de recepción, espacios que actualmente son utilizados para guardar materiales tales como, cemento, cabillas, pega, etc.

Las paredes estarán construidas en su totalidad por bloques de concreto de 10 cm de espesor, y serán frisadas con acabado liso tanto por dentro como por fuera dándole un acabado limpio a la estructura

El diafragma de techo, será terminado por su parte inferior con cielo raso, dándole mejor apariencia a la estructura. El área de sanitario incluirá porcelana en las paredes en su totalidad, de la misma calidad que la utilizada para los acabados de piso.

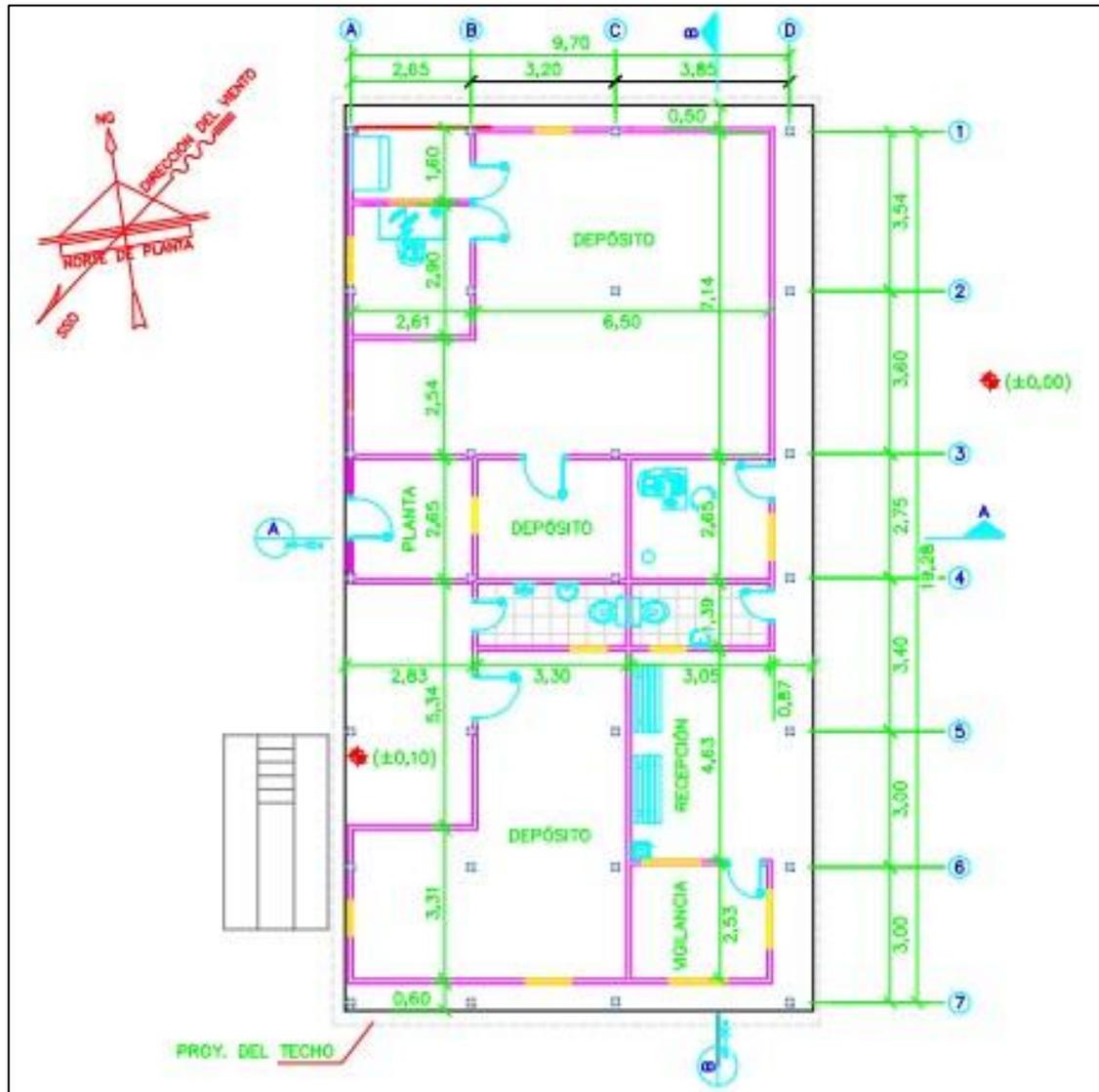


Figura 30. Distribución arquitectónica del proyecto (medidas expresadas en metros).

Fuente: Autor.

### **4.3. Diseño de las instalaciones eléctricas y sanitarias en la base de la empresa, aplicando las consideraciones de la gaceta oficial 4044 y el código eléctrico nacional.**

#### **4.3.1. Instalaciones sanitarias**

El diseño de las instalaciones sanitarias se realiza con la finalidad de definir las características de las instalaciones, tanto de aguas blancas como de aguas servidas y de lluvia; de modo que pueda prestar un servicio óptimo a los usuarios y que cumplan con las normas que las regulan, estandarizando su construcción y así facilitando posteriores reparaciones y ampliaciones.

El sistema de instalaciones sanitarias, fue diseñado siguiendo las especificaciones de la norma sanitaria Gaceta Oficial N°4.044. Consta de dos cuartos de baño, los cuales poseen un lavamanos y una poceta cada uno, además de la incorporación de un urinario en uno de ellos (ver figura 25) Las medidas, cantidades de piezas y detalles arquitectónicos y constructivos, cumplen con lo especificado en la norma antes mencionada. Es preciso mencionar que el sistema de distribución de aguas blancas por gravedad desde un estanque elevado. Los cálculos respectivos de materiales, diámetros, velocidades, pérdidas por fricción, pérdidas por accesorios, pendientes, etc.; se muestran a continuación.

##### **4.3.1.1. Aguas blancas**

El sistema de tuberías está compuesto por tubos de policloruro de vinil, más comúnmente conocido como PVC; un material ampliamente estudiado,

fuerte, ligero y trabajable, además de ser comercialmente muy accesible ya que puede encontrarse fácilmente en cualquier ferretería. Ya que en el sector el sistema público de distribución de agua no es continuo y carece de presión adecuada, tal como se mencionó anteriormente, se empleó en el diseño un “sistema de distribución por gravedad desde un estanque elevado”, colocado a un nivel tal, que garantice una presión de agua adecuada para el tramo más desfavorable del sistema.

Es preciso calcular la cantidad de agua total requerida para dotar a la edificación, por lo que, de acuerdo al artículo 111 de la Gaceta oficial N° 4.044 será de 6 litros/m<sup>2</sup> al día destinado a oficinas, más 80,00 litro/m<sup>2</sup> por cada obrero. Tomando en consideración que el área de las oficinas, suman un total de 16 m<sup>2</sup>, y la empresa cuenta con un total de 15 obreros, se propone una dotación diaria para la misma de 1296 litros, equivalentes a 0,015 litros/seg. (ver tabla 23).

Una vez calculada la dotación diaria de agua potable, se procedió a trazar la red en planta en el plano de arquitectura de la edificación y se dibujó la isometría de la misma empleando el “software” AutoCAD 2015 (ver figura 31 a la 33). El sistema cuenta con un total de 14 tramos a estudiar, mediante los cuales se dota a cada una de las piezas sanitarias. Se aprecia en los planos la distribución de las tuberías y cada uno de los diámetros utilizados. Los materiales utilizados en tuberías y conexiones, los cálculos de gastos, perdidas y velocidades se presentan a continuación:

- Material de tubería: Policloruro de vinil (PVC).
- Material de conexiones: Policloruro de vinil (PVC).
- Coeficiente de rugosidad: 140.
- Velocidad mínima: 0,60 m/seg.
- Velocidad máxima: 3 m/seg.

- Diámetros: De acuerdo a la tabla (Ver tabla 23).

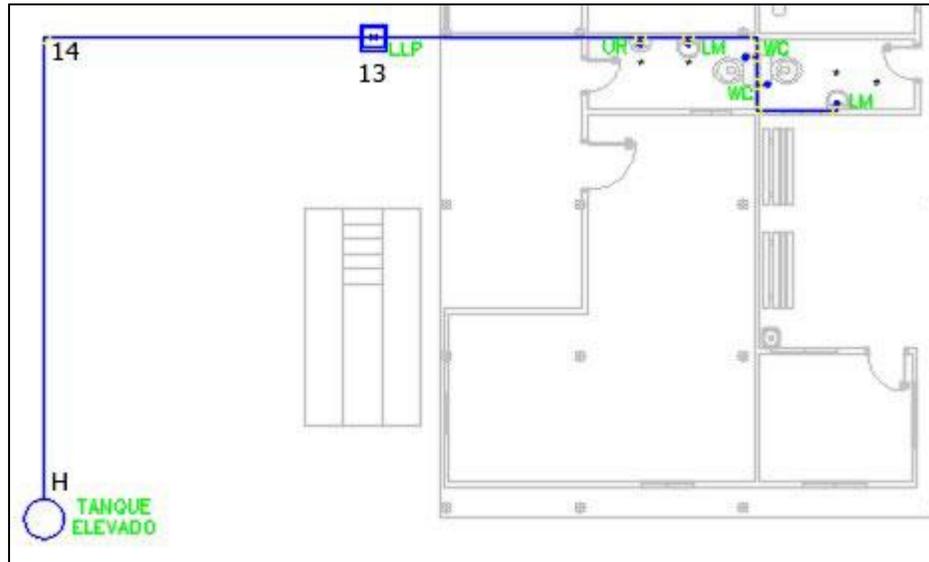


Figura 31. Planta de red de aguas blancas desde tanque elevado. Fuente: Autor.

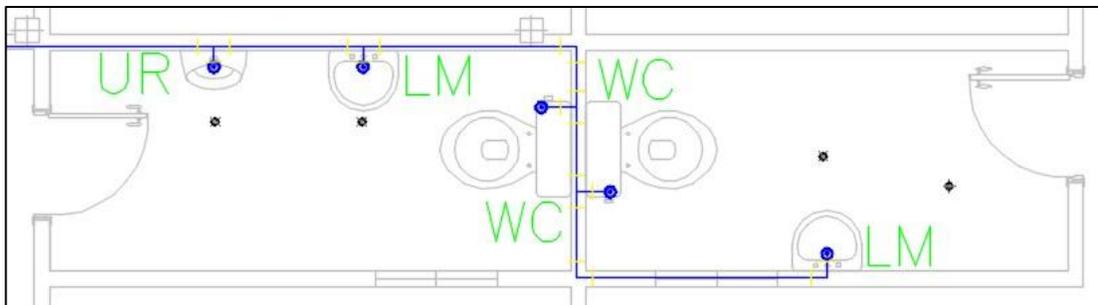


Figura 32. Planta de red de aguas blancas. Fuente: Autor.

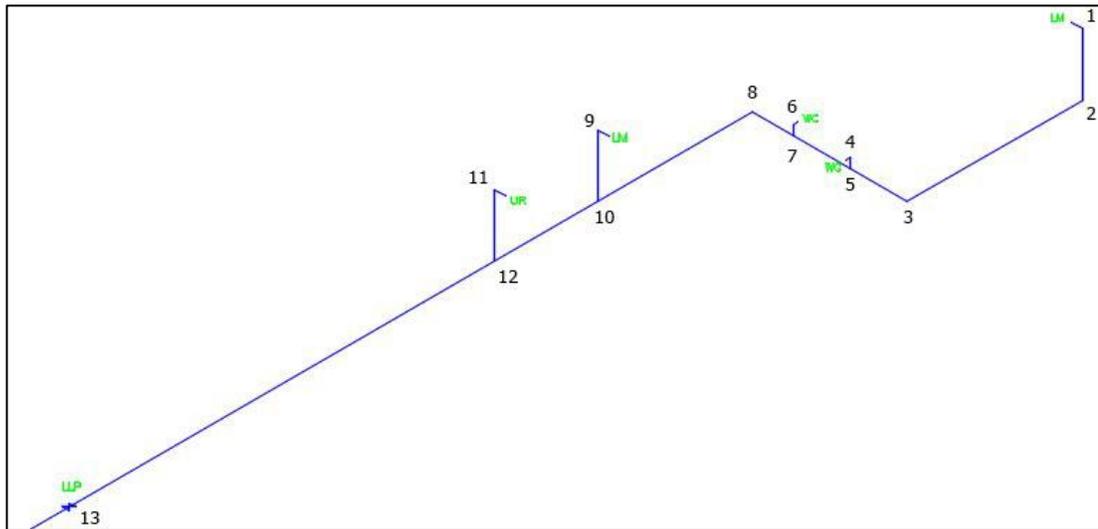


Figura 33. Isometría de red de aguas blancas. Fuente: Autor.

Tabla 23. Dotación por edificio según gaceta oficial N° 4044.

Tipo	UND	Cant.	Dotación por Und.	Total
Obreros	und	15	80,00	1200,00
Oficinas	m2	16	6,00	96,00
<b>TOTAL:</b>				1296,00

Fuente: Autor.

Tomando en consideración la sumatoria de las unidades de gasto establecidas por la norma gaceta oficial N° 4044 para cada una de las piezas sanitarias existentes en la edificación, se calculó el gasto probable en cada uno de los tramos que conforman la red de tuberías de aguas blancas. Dicho calculo arrojó como resultado un caudal o gasto probable de 0,59 l/seg. (Ver tabla 21).

**Tabla 24.** Unidades de gasto y gasto probable.

Ramal		Piezas sanitarias de tránsito	Cantidad	Unidades de Gasto			Gasto Probable (l/seg)
(J)	(I)			Por Pieza	Sub Total	Total	
1	2	Lavamanos	1,00	0,75	0,75	0,75	0,20
2	3	--	--	--	--	0,75	0,20
3	5	--	--	--	--	0,75	0,20
4	5	Poceta	1,00	3,00	3,00	3,75	0,26
5	7	--	--	--	--	3,75	0,26
6	7	Poceta	1,00	3,00	3,00	6,75	0,46
7	8	--	--	--	--	6,75	0,46
8	10	--	--	--	--	6,75	0,46
9	10	Lavamanos	1,00	0,75	0,75	7,50	0,57
10	12	--	--	--	--	7,50	0,57
11	12	Urinario de válvula	1,00	3,00	3,00	10,75	0,59
12	13	--	--	--	--	10,75	0,59
13	14	--	--	--	--	10,75	0,59
14	H	--	--	--	--	10,75	0,59

**Fuente:** Autor.

Para el cálculo de las pérdidas de presión producidas por el roce o fricción del agua con las tuberías y por los cambios de dirección o de diámetro, fue necesario conocer las longitudes equivalentes de cada uno de los accesorios. Para esto se tomaron las conexiones de cada uno de los tramos y se les asignó la longitud equivalente establecidas por la norma Gaceta Oficial N° 4044. (Ver tabla 22).

**Tabla 25.** Longitudes equivalentes.

Ramal		Descripción de conexiones	Diámetro (Pulg)	Cantidad	Longitud equivalente (m)		
(I)	(J)				Por pieza	Sub-Total	Total
1	2	Codo de 90° normal	3/4"	2,00	0,64	1,28	1,28
2	3	Codo de 90° normal	3/4"	1,00	0,64	0,64	0,64
3	5	TEE normal (flujo normal)	3/4"	1,00	0,40	0,40	0,40
5	4	Codo de 90° normal	3/4"	1,00	0,64	0,64	0,64
5	7	TEE con reducción 1" a 3/4" (flujo normal)	3/4"	1,00	1,37	1,37	1,52
		Reducción 1" a 3/4"	3/4"	1,00	0,15	0,15	
7	6	Codo de 90° normal	3/4"	1,00	0,64	0,64	0,64
7	8	Codo de 90° normal	1"	1,00	0,85	0,85	0,85
8	10	TEE con reducción 1" a 3/4" (flujo normal)	3/4"	1,00	1,37	1,37	1,37
10	9	Codo de 90° normal	3/4"	1,00	0,64	0,64	0,64
10	12	TEE con reducción 1" a 3/4" (flujo normal)	3/4"	1,00	1,37	1,37	1,37
12	11	Codo de 90° normal	3/4"	1,00	0,64	0,64	0,64
12	13	Llave de arresto abierta	1"	1,00	0,16	0,16	0,16
13	14	Codo de 90° normal	1"	1,00	0,85	0,85	0,85

**Fuente:** Autor.

Una vez conocidas las longitudes equivalentes de cada uno de los accesorios, se calcularon las pérdidas en cada ramal, considerando la longitud real del tramo más la longitud equivalente producida por los accesorios. Dicha longitud fue multiplicada por la pérdida unitaria (m/m) obtenida en función al material y diámetro de la tubería, dando como resultado la pérdida total en cada ramal. (Ver tabla 23).

**Tabla 26.** Pérdidas de presión.

Ramal		Caudal (l/s)	Diámetro (Pulg)	Longitud Real (m)	Longitud Equiv. (m)	Longitud Total (m)	Velocidad (l/s)	Cota Piso (J-I)	Pérdida	
(I)	(J)								unit	Total
1	2	0,20	3/4"	0,00	1,28	1,28	0,71	0,00	0,04	0,05
2	3	0,20	1"	1,70	0,64	2,34	0,71	0,00	0,04	0,09
3	5	0,20	1"	0,55	0,40	0,95	0,71	0,00	0,04	0,04
5	4	0,26	3/4"	0,00	0,64	0,64	0,92	0,00	0,06	0,04
5	7	0,26	1"	0,55	1,52	2,07	0,92	0,00	0,06	0,12
7	6	0,46	3/4"	0,00	0,64	0,64	0,91	0,00	0,04	0,03
7	8	0,46	1"	0,40	0,85	1,25	0,91	0,00	0,04	0,05
8	10	0,46	1"	1,50	1,37	2,87	0,91	0,00	0,04	0,11
10	9	0,49	3/4"	0,00	0,64	0,64	1,73	0,00	0,20	0,13
10	12	0,49	1"	1,00	1,37	2,37	0,97	0,00	0,05	0,12
12	11	0,63	3/4"	0,00	0,64	0,64	2,23	0,00	0,33	0,21
12	13	0,63	1"	6,22	0,16	6,38	1,25	0,00	0,08	0,51
13	14	0,63	1"	5,55	0,85	6,40	1,25	0,00	0,08	0,51
14	H	0,63	1"	9,13	0,00	9,13	1,25	0,00	0,08	0,73

**Fuente:** Autor.

La altura "H" a la que se debe colocar el tanque se calculó por medio de la sumatoria de la altura de la pieza más alejada, la presión en metros requerida por la pieza más alejada, la suma de la pérdida de carga desde el estanque. En este caso, la pieza más alejada es el lavamanos del punto "1", cuya presión mínima requerida es de 2,00 m y la altura de la toma es de 0,60 m. La sumatoria de las pérdidas de presión desde el tanque, se muestran en la tabla 24.

**Tabla 27.** Cálculo de pérdida de presión para pieza más desfavorable.

Ramal		Pérdida de presión (m)	Pérdida de presión acumulada (m)
(I)	(J)		
H	14	0,73	0,73
14	13	0,51	1,24
13	12	0,51	1,75
12	10	0,12	1,87
10	8	0,11	1,98
8	7	0,05	2,03
7	5	0,12	2,15
5	3	0,04	2,19
3	2	0,09	2,28
2	1	0,05	2,33

Fuente: Autor.

$$H = 2,00 \text{ m} + 0,60 \text{ m} + 2,33 \text{ m} = 4,82 \text{ m}$$

#### 4.3.1.2. Aguas negras

Ya diseñado el sistema de abastecimiento de agua para la edificación, es preciso diseñar un sistema de descarga para la misma. Que canalice el agua servida hasta la red cloacal, o hasta un sitio destinado para su almacenamiento y posterior evacuación. Se utilizó el método de las unidades de gasto para el diseño de la red de aguas servidas. Al igual que el sistema de tuberías de aguas blancas, este sistema de descarga está constituido por tubos de Policloruro de vinil. La red de descarga posee 15 tramos hasta la

tanquilla, en los que descargan cada una de las piezas sanitarias, incluidas las dos pocetas, dos lavamanos, el urinario además de tres inodoros de piso (ver figura 35). El sistema cuenta con ventilación húmeda desde la salida de sifón de la cada una de las piezas hasta una altura de 30cm en vertical por encima del nivel de techo, para dar cumplimiento a la norma G.O. N° 4.044.

Se aprecia en los planos la distribución de la tubería y diámetros:

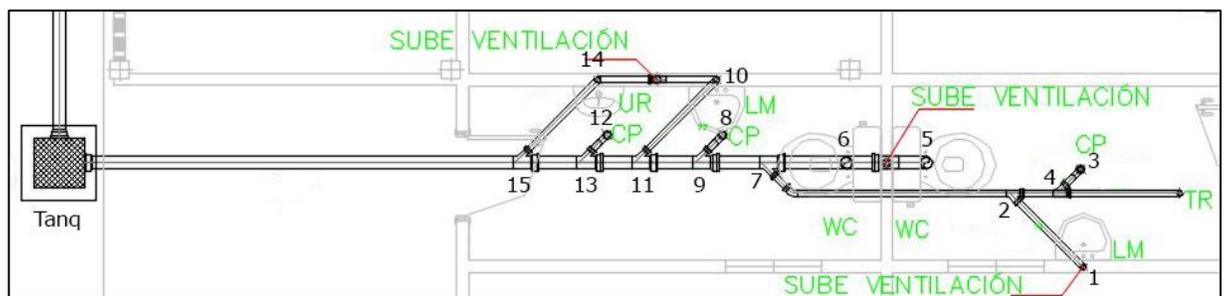
Material de tubería: Policloruro de vinil (PVC).

Material de conexiones: Policloruro de vinil (PVC).

Velocidad mínima: 0,60 m/seg.

Velocidad máxima: 3,0 m/seg.

Diámetros: De acuerdo a tablas (Ver tabla 25).



**Figura 34. Planta de red de aguas negras. Fuente: Autor.**

**Tabla 28.** Cálculo de las tuberías de aguas negras método de unidades de gasto (U.D.G).

Tramo	Pieza	Ø del Sifón	Σ[U.D.D.]	Ø y Material	Pendiente
1 - 2	LM	2"	2	2" - PVC	1%
3 - 4	CP	2"	2	2" – PVC	1%
4 - 2	CP	2"	2	2" – PVC	1%
2 - 7	LM + CP	2"	4	2" – PVC	1%
5-6	WC	4"	4	4" – PVC	1%
6-7	2WC	4"	8	4" – PVC	1%
7-9	2WC + LM + CP	4"	12	4" – PVC	1%
8-9	CP	2"	2	2" – PVC	1%
9-11	2WC + LM + 2CP	4"	14	4" – PVC	1%
10-11	LM	2"	2	2" – PVC	1%
11-13	2WC + 2LM + 2CP	4"	16	4" – PVC	1%
12-13	CP	2"	2	2" – PVC	1%
13-15	2WC + 2LM + 3CP	4"	18	4" – PVC	1%
14-15	UR	2"	4	2" – PVC	1%
15-Tanq	2WC + 2LM + 3CP + UR	4"	22	4" - PVC	1%

**Fuente:** Autor.

Aunque la norma recomienda utilizar sifones de 3" de diámetro para excusados y 1 1/2" – 1 1/4" para lavamanos, se tomó la recomendación de algunos expertos en utilizar 4" para excusados y 2" para lavamanos, debido a que estos diámetros no permitirán obstrucciones por desechos sólidos. Así mismo, esto contribuye a simplificar la lista de materiales necesarios para la realización del proyecto y por ende a minimizar costos.

Con una pendiente de 1%, la tubería de alcantarillado de 4" a sección plena tendrá una capacidad de 5,88 l/seg y una velocidad de fluido interna de 0,75 m/seg. Para realizar los cambios de dirección de descarga, se colocaron tanquillas con dimensiones y características que permitan la inspección y mantenimiento, a distancias no mayores de 15 m, correspondientes a tuberías de 4" de diámetro.

Para el dimensionamiento de las tanquillas de empotramiento, se utilizó el método de volumen equivalente, donde el volumen máximo de las tanquillas no excederá el volumen equivalente a 30 minutos de descarga del caudal correspondiente a la sumatoria de las unidades de descarga de las piezas sanitarias, ni menor al volumen correspondiente a 10 minutos del mismo.

**Tabla 29.** Dimensiones de tanquillas.

U.D.D	Gasto probable (l/seg)	Volumen máximo (l/seg)	Volumen mínimo (l/seg)	Volumen medio (l/seg)	Capacidad de tanquilla (m3)	Medidas (m)
22	0,96	1728	576	1152	1,15	1,00x1,00x1,100

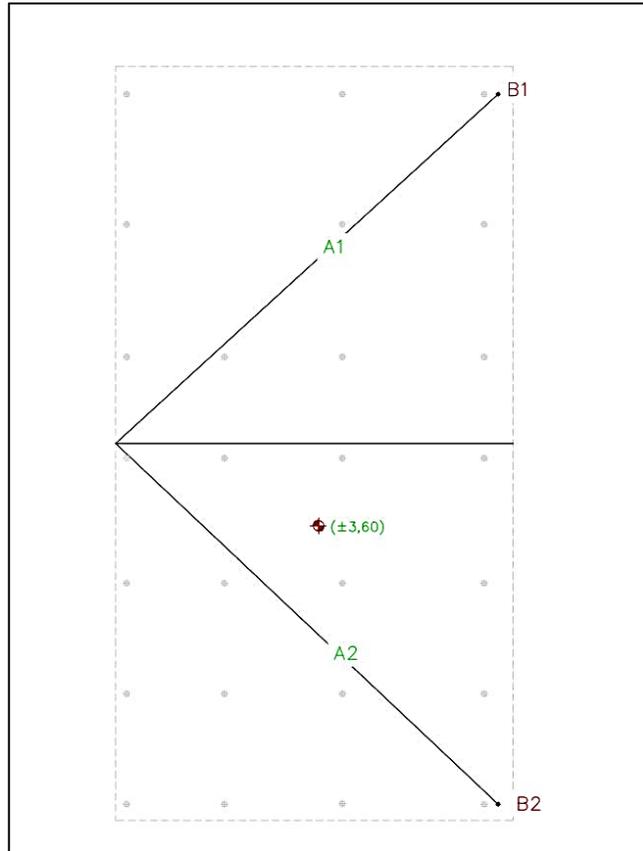
**Fuente:** Autor.

#### 4.3.1.3. Aguas de lluvia

De acuerdo con la Gaceta Oficial N°4.044, es preciso canalizar el flujo de agua debido a precipitaciones hasta una red de desagüe destinada para los mismo. Debido a que el edificio de almacén de materiales y equipos de la empresa constructora 3 AMG C.A. no cuenta con una red de canalización de aguas de lluvia se propone la instalación de dos bajantes conectados a una tubería ubicada por debajo de la cota de piso que dirija la corriente de agua

hacia una zona adyacente a la estructura, de manera que no incomode a los usuarios de la edificación. Cada uno de los bajantes será fijado por medio de abrazaderas apernadas a la estructura.

Para el cálculo del diseño de los bajantes se dividió el área total de la proyección horizontal del techo de la estructura en dos áreas tributarias de  $110,50 \text{ m}^2$  (Ver figura 36). Se consideró una intensidad de lluvia de  $120 \text{ mm/h}$ , una duración de 10 minutos y una frecuencia de 5 años.



**Figura 35. Planta de drenaje de aguas de lluvia (Áreas Tributarias). Fuente: Autor.**

**Tabla 30.** Cálculo de capacidad de desagüe de bajantes.

Bajante	Áreas tributarias (m <sup>2</sup> )	Ø y Material	Área (m <sup>2</sup> )	Pendiente
B1	110,50	3" - PVC	160,00	--
B2	110,50	3" - PVC	160,00	--

Fuente: Autor.

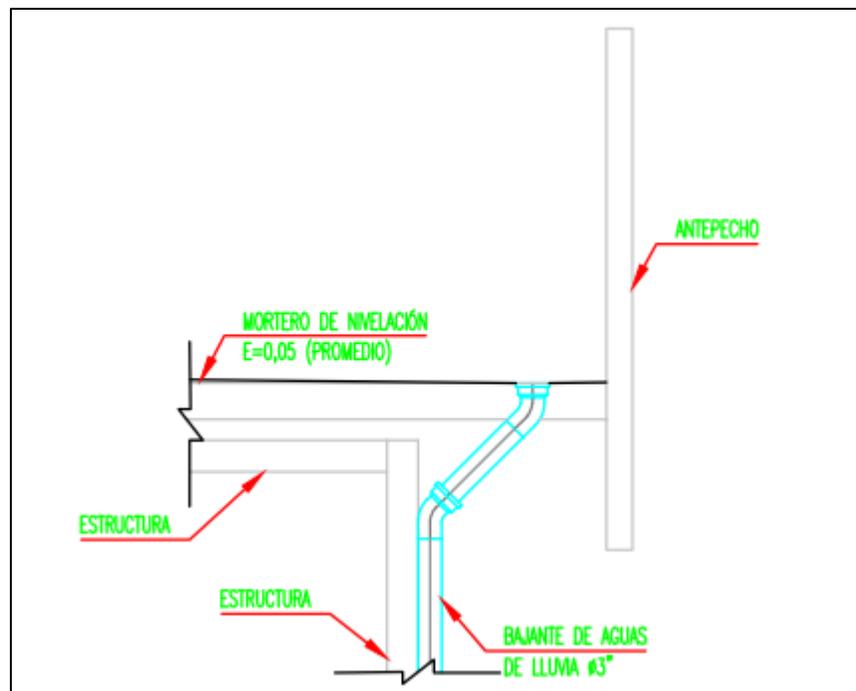


Figura 36. Drenaje de aguas de lluvia (Detalle). Fuente: Autor.

#### 4.3.1.4. Instalaciones eléctricas

A continuación, se presentan los cálculos realizados para el dimensionamiento de los conductores eléctricos, para la alimentación de los tableros, dimensionamiento de circuitos de tomacorrientes, iluminación interior y exterior del proyecto, utilizando el método de capacidad de corriente y tomando en cuenta los criterios establecidos en el código eléctrico nacional.

Primeramente, se realizó la distribución de los circuitos eléctricos, tanto para luminarias como para tomacorrientes 120 V y 240 V para la edificación, dando un total de 12 circuitos. Una vez realizada la distribución se procedió a realizar el cálculo de los calibres de los conductores a través del método de capacidad de corriente.

Para el cálculo del circuito C1 (Toma 120 V):

$$\text{Potencia por pieza} = 180 \text{ W}$$

$$\text{Cantidad de piezas} = 13$$

$$\text{Potencia total} = 180 \text{ W} \times 13 = 2.340 \text{ W}$$

$$\text{Corriente } I = 2.340 \text{ W} \div 120 \text{ V} = 19,50 \text{ A}$$

$$\text{Corriente Conductor } I_{\text{Cond}} = 2.340 \text{ W} \div 206 \text{ V} \times \sqrt{3} = 6,57 \text{ A}$$

Para efectos del diseño asumimos una corriente de 20 A y un circuito de un polo. Los resultados para cada uno de los circuitos se muestran en la tabla 29.

**Tabla 31.** Cálculo de calibres de conductores y diámetros de tuberías.

Circuito	Descripción	Potencia por pieza (W)	Pieza	Potencia (W)	Corriente (A)	Corriente Asum (A)	Polos	Corriente cond. (A)	Conductor asum.
C1	Toma 120V	180	13	2.340	19,50	20	1	6,57	2 # 12 + 1 # 12 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C2	Toma 120V	180	14	2.520	21,00	30	1	7,07	2 # 12 + 1 # 12 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C3	Ilum. pasillos/Externas	100	9	900	7,50	20	1	2,53	2 # 12 + 1 # 12 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C4	Ilum. pasillos/Externas	100	9	900	7,50	20	1	2,53	2 # 12 + 1 # 12 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C5,7	AA 12000 BTU 1.25 EFIC.	2200	1	2.200	11,46	30	2	6,17	2 # 8 + 1 # 8 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C6,8	AA 12000 BTU 1.25 EFIC.	2200	1	2.200	11,46	30	2	6,17	2 # 8 + 1 # 8 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C9,11	AA 12000 BTU 1.25 EFIC.	2200	1	2.200	11,46	30	2	6,17	2 # 8 + 1 # 8 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "
C10,12	Toma 240V	2200	1	2.200	11,46	30	2	6,17	2 # 8 + 1 # 8 (t) THW en 1 $\Phi$ $\frac{3}{4}$ "

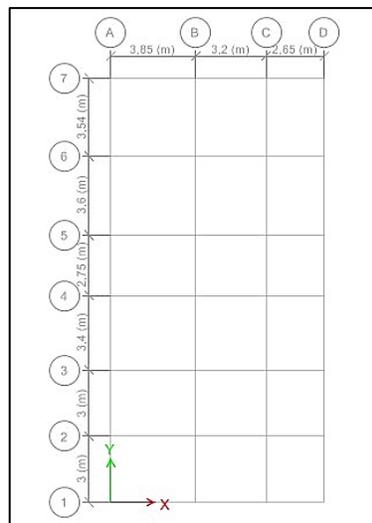
Fuente: Autor.

**4.4. Realización del diseño estructural de la base de la empresa aplicando las normas COVENIN 1618-98, FONDONORMA 1753-06, COVENIN 1756-98 Rev. 2001, AISC 360-10, ACI 318-14, empleando la herramienta Etabs 2016.**

#### 4.4.1. Distribución del sistema estructural

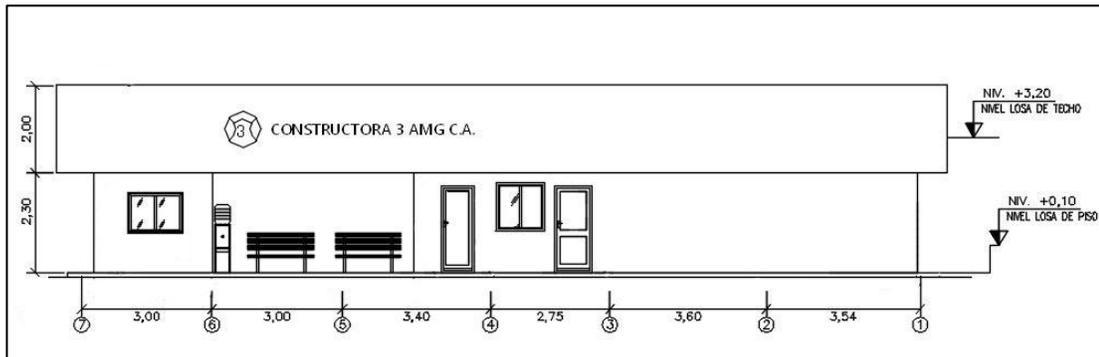
La distribución del sistema estructural se realizó de la siguiente manera:

Cuatro ejes estructurales en dirección en dirección X, nombrados con letras consecutivas en orden alfabético y siete ejes estructurales en dirección Y, nombrados con números enteros consecutivos. La separación de los ejes en el plano X varía entre 2,65 m y 3,85 m, mientras que en el plano Y varía entre 3,00 m y 3,60 m. Por su parte, el plano Z tendrá dos niveles, el primer nivel correspondiente a la losa de piso y el segundo a la losa de techo a 3,20m de altura (ver figura 38 y 39). El techo tendrá una pendiente de 3% en su acabado final impidiendo la acumulación de aguas de lluvia en su



superficie.

**Figura 37. Vista de plano de planta de ejes estructurales. Fuente: Autor.**



**Figura 38. Vista de fachada frontal acotada (Dimensiones en metros). Fuente: Autor.**

La edificación estará conformada por pórticos de acero estructural; con perfiles ECO 120x120 para las columnas, perfiles ECO 160x65 para las vigas de carga centrales, perfiles 140x60 para las vigas de carga en los extremos, perfiles ECO 120x60 para las vigas de amarre y perfiles IPN 80 para las correas de techo. Las uniones entre vigas y columnas serán estructuradas con conexiones totalmente restringidas, o conexiones de tipo rígidas, realizada mediante cordones de soldadura que posean la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan. Para el análisis estructural se tomaron en cuenta los aspectos mencionados en la tabla 29.

**Tabla 32. Parámetros de diseño de la estructura.**

Tipo de estructura	Tipo pórtico
Material	Acero estructural
Uso	Oficinas
Ubicación	Constructora 3 AMG C.A.

**Tabla 32.** Parámetros de diseño de la estructura (Cont).

Zona sísmica	Zona 4
Coefficiente de aceleración horizontal	0,25
Forma espectral del suelo	S3
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal	0,70
Clasificación según su uso	C
Factor de importancia	1,00
Factor de reducción de respuesta	3,00
Nivel de diseño	ND1
Clasificación según el tipo de conexiones	Estructura con conexiones rígidas

Fuente: Autor.

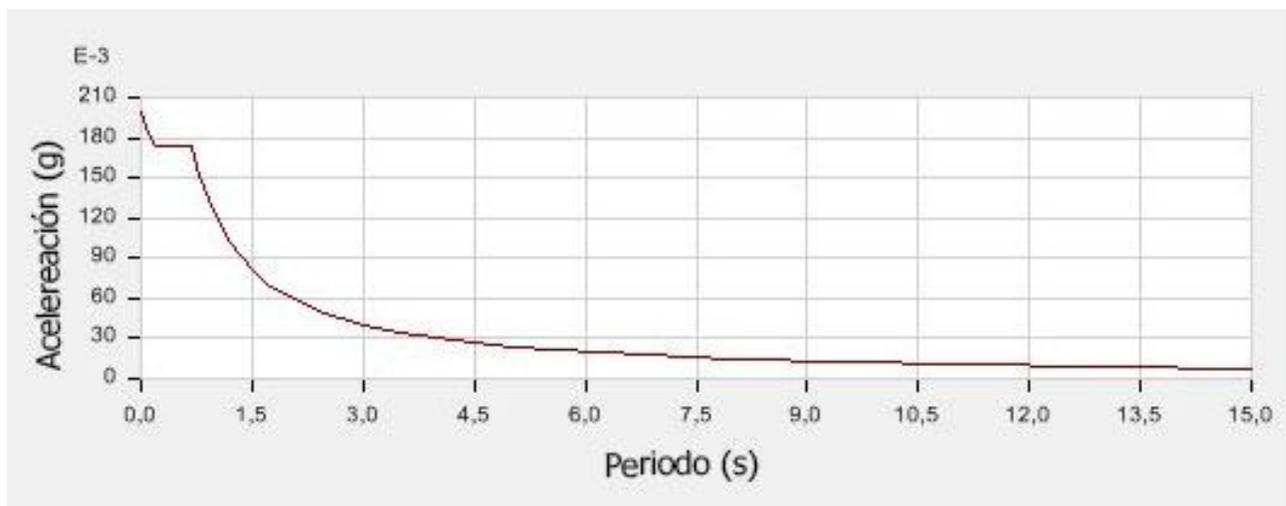


Figura 39. Espectro de diseño. Fuente: Autor.

#### **4.4.2. Análisis eólico de la estructura**

El análisis eólico de la estructura se realizó dando cumplimiento a las normas COVENIN (2003-89) de acciones de viento sobre las construcciones. 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.

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

Las construcciones se clasifican según su uso en función del grado de seguridad aconsejable. La estructura objeto de estudio fue clasificada en el grupo B, por ser una edificación de uso privado destinada al uso de oficinas, almacenes y depósitos en general

##### **4.4.2.2. 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  $\alpha = 1,00$  que se encuentra en la tabla 9.

#### **4.4.2.3. Clasificación según las características de respuesta**

$$Esbeltez = \frac{4,86 \text{ m}}{9,40 \text{ m}} = 0,52$$

La estructura fue clasificada como tipo I, por ser una construcción cerrada poco sensible a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, además de poseer una esbeltez menor a 5,00.

#### **4.4.2.4. Velocidad básica del viento**

Como se ha mencionado anteriormente, la estructura se encuentra ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui, por lo tanto, de acuerdo a la figura 18, se asigna una velocidad básica del viento de 85,00 km/h.

#### **4.4.2.5. Tipo de exposición**

Tomando en cuenta las características de las irregularidades en la superficie del terreno de la zona donde se ubica la estructura, fue clasificada 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.

#### 4.4.2.6. 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 verifican las ecuaciones 18 y 19.

#### 4.4.2.7. Factor de respuesta ante ráfaga

De acuerdo a la tabla 11 se tomó el valor de  $G_h = 1,63$  para la estructura por tener un tipo de exposición B y por tener una altura total de 4,86 m.

#### 4.4.2.8. Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad que se utilizó para la estructura es  $GC_{pi} = \pm 0,25$ , debido a que la permeabilidad de ninguna de las fachadas excede el 10% a la suma de las permeabilidades de las fachadas restantes, además que ninguna de estas excede individualmente el valor de 20% de permeabilidad (ver tabla 31).

**Tabla 33.** Cálculo de porcentaje de permeabilidad de la estructura

Fachada	Área (m <sup>2</sup> )	Área de permeabilidad (m <sup>2</sup> )	Permeabilidad (%)
Frontal	95,24	6,32	6,64
Posterior	95,24	8,30	8,71
Lateral izquierda	48,36	6,30	13,03
Lateral derecha	48,23	2,03	4,21

**Fuente:** Autor.

#### 4.4.2.9. Coeficiente de empuje

Para el sentido de viento perpendicular a la fachada frontal, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\text{Relación } \frac{L}{B} = \frac{9,40m}{18,94m} = 0,50$$

**Tabla 34.** Coeficiente de empuje y succión para fachadas de la estructura.

Fachadas	Cp
Barlovento	0,80
Sotavento	-0,50
Laterales	-0,70

**Fuente:** Autor.

$$\text{Relación } \frac{L}{h} = \frac{9,40m}{4,86m} = 1,93$$

**Tabla 35.** Coeficiente de empuje y succión para techo de la estructura.

Relación h/L	Ángulo $\theta$	Cp
1,93	0°	0,70

**Fuente:** Autor.

Para el sentido del viento perpendicular a la fachada lateral, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\text{Relación } \frac{L}{B} = \frac{18,94m}{9,40m} = 2,01$$

**Tabla 36.** Coeficiente de empuje y succión para fachadas de la estructura.

Fachadas	Cp
Barlovento	0,80
Sotavento	-0,30
Laterales	-0,70

**Fuente:** Autor.

$$Relación \frac{L}{h} = \frac{18,94m}{4,86m} = 3,90$$

**Tabla 37.** Coeficiente de empuje y succión para techo de la estructura.

Relación h/L	Ángulo $\theta$	Cp
3,90	0°	0,70

**Fuente:** Autor.

#### 4.4.2.10. Presión dinámica

Para obtener los valores a barlovento se emplea la ecuación 20 junto con la ecuación 21 para valores de  $z \leq 4,50m$ , la ecuación 22 para los valores de  $z > 4,50m$  y para sotavento los valores de  $(\beta)$  y  $(Zg)$  son obtenidos de la tabla 15.

$$Barlovento \rightarrow qz = 0,0048 * Kz * 1,00 * 85,00^2$$

Para una altura  $z \leq 4,50\text{m}$

$$K_z = 2,58 \frac{4,50}{370,00 \text{ m}}^{2 \cdot 4,50} = 0,36$$

$$\text{Barlovento} \rightarrow qz = 0,0048 * 0,36 * 1,00 * 85,00^2 = 12,74$$

Para una altura  $z > 4,50\text{m}$

$$K_z = 2,58 \frac{4,86}{370,00}^{2 \cdot 4,50} = 0,38$$

$$\text{Barlovento} \rightarrow qz = 0,0048 * 0,38 * 1,00 * 85,00^2 = 13,18$$

$$\text{Sotavento} \rightarrow qz = 0,0048 * Kh * 1,00 * 85,00^2$$

Para una altura  $h \leq 4,86\text{m}$

$$K_h = 2,58 \frac{4,86}{370,00}^{2 \cdot 4,50} = 0,38$$

$$\text{Sotavento} \rightarrow qh = 0,0048 * 0,38 * 1,00 * 85,00^2 = 13,18$$

Una vez hecho todo el procedimiento para obtener los datos del análisis eólico se procedió a elaborar las tablas de acciones sobre el sistema resistente al viento transversal a la fachada frontal y transversal a la fachada lateral, donde se indica la altura (z) o (h) a la cual se ha calculado el factor (k). Los signos positivos o negativos denotan empujes o succiones, respectivamente.

Ya que los valores obtenidos en las tablas que son menores a  $30 \text{ kgf/m}^2$  la norma establece que la acción del viento en condiciones de servicio para los sistemas resistentes al viento no será menor a  $30 \text{ kgf/m}^2$ , por lo tanto, se tomará dicho valor para el análisis eólico de la estructura.

**Tabla 38.** Sentido de fachada frontal paralelo a la cumbrera.

Superficie	Z (m)	H (m)	kz	kh	q	Gh	Gcpi	q*Gh*Cp	qh*Gh*Gcpi	q*Gh*Cp + qh*Gh*Gcpi	q*Gh*Cp - qh*Gh*Gcpi
Barlovento	4,50	--	0,36	--	12,74	1,63	±0,25	16,65	±5,37	22,02	11,28
	4,86	--	0,38	--	13,18	1,63	±0,25	17,19	±5,37	22,56	11,82
Sotavento	--	4,86	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-10,74	±5,37	-5,37	-16,11
Laterales	--	4,86	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-15,04	±5,37	-9,67	-20,41
Techo	--	4,86	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-15,04	±5,37	-9,67	-20,41

Fuente: Autor.

**Tabla 39.** Sentido de fachada frontal transversal a la cumbrera.

Superficie	Z (m)	H (m)	kz	kh	q	Gh	Gcpi	q*Gh*Cp	qh*Gh*Gcpi	q*Gh*Cp + qh*Gh*Gcpi	q*Gh*Cp - qh*Gh*Gcpi
Barlovento	4,50	--	0,36	--	12,74	1,63	±0,25	16,61	±5,37	21,98	11,24
	4,86	--	0,38	--	13,18	1,63	±0,25	17,19	±5,37	22,56	11,82
Sotavento	--	4,86 m	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-6,45	±5,37	-1,07	-11,82
Laterales	--	4,86 m	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-15,04	±5,37	-9,67	-20,41
Techo	--	4,86 m	--	0,38	13,18	1,63	±0,25	-15,04	±5,37	-9,67	-20,41

Fuente: Autor.

#### **4.4.3. Método de análisis del sistema estructural**

La selección del método de análisis estructural depende el nivel de diseño, la regularidad tanto en planta como en elevación de la estructura y su altura. En este caso se emplea el análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad, pues es el análisis que utiliza el software Etabs 2016 para realizar cálculos.

Este método considera el acoplamiento de las vibraciones transnacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad por nivel por lo que constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras tipificadas en la norma sísmica venezolana, exceptuando aquellas estructuras que tienen diafragmas flexibles.

#### **4.4.4. Análisis de cargas**

Para la revisión del cálculo estructural de las instalaciones existentes en el programa Etabs 2016, 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 cargas permanentes y variables en la estructura se realizó por cargas distribuidas, repartidas uniformemente en toda el área de la losa de techo. Para la carga variable el valor definido es de  $100 \text{ kgf/m}^2$ , de acuerdo al valor estándar establecido por la norma COVENIN 2002-88 (Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones) para techos inaccesibles salvo con fines de mantenimiento. Para el caso de la carga permanente, se tomó un valor de  $125 \text{ kgf/m}^2$  tal como se muestra en la tabla 11.

**Tabla 40.** Análisis de carga para losa de techo

<b>Carga permanente</b>	
<b>ELEMENTO CONSTRUCTIVO</b>	<b>PESO (Kgf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior de 4mm de espesor</b>	5,00
<b>Mortero de nivelación</b>	120,00
<b>TOTAL</b>	<b>125,00</b>

**Fuente:** Autor.

#### **4.4.5. Combinaciones de cargas**

Es preciso para el análisis plástico, tal como lo indica la norma COVENIN 1618-98, que las cargas que actúan tanto permanentemente como variablemente se mayoran y combinen con la finalidad de obtener una carga última actuante con la que se pre dimensionaran las vigas y columnas. Gracias a la mayoración y combinación de cargas, se asegura que la estructura cumpla con las demandas de los estados límites de agotamiento resistente y de servicio.

Haciendo uso de las combinaciones de cargas propuestas en la norma COVENIN 1618-98, se multiplica la carga variable y permanente por el área tributaria del elemento constructivo y posteriormente se combinan entre sí, afectada por factores de mayoración, lo que da como resultado una carga actuante en dicho elemento. Existen varias combinaciones de cargas propuestas en la norma, por lo que se tendrán diversos resultados; se debe siempre trabajar con el más desfavorable.

#### 4.4.6. Modelo matemático en software Etabs 2016

Para el análisis de la edificación se elaboró un modelo matemático en el programa de cálculo estructural Etabs. Los datos de entrada fueron los siguientes: Cuatro ejes estructurales en dirección X, nombrados con letras consecutivas en orden alfabético y siete ejes estructurales en dirección Y, nombrados con números enteros consecutivos. La separación de los ejes en el plano X varía entre 2,65 m y 3,85 m, mientras que en el plano Y varía entre 3,00 m y 3,60 m. Por su parte, el plano Z tendrá dos niveles, el primer nivel correspondiente a la losa de piso y el segundo a la losa de techo a 3,20m de altura (ver figura 37 y 38).

Se definió el material utilizado para el diseño, que fueron perfiles de acero estructural A500 Grado C, cuyas propiedades son:

**Tabla 41.** Datos de entrada para el programa Etabs 2016.

<b>Peso específico.</b>	7849,05 Kgf/m <sup>3</sup>
<b>Esfuerzo de cedencia (Fy).</b>	3515,00 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Esfuerzo de agotamiento (Fu).</b>	4077,80 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Esfuerzo de cedencia efectivo (Fye).</b>	3557,53 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Esfuerzo de agotamiento efectivo (Fue).</b>	4485,58 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Módulo de elasticidad.</b>	2.038.901,92 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de poisson.</b>	0,3
<b>Módulo de corte.</b>	784.193,04 Kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de dilatación térmica.</b>	0,0000117 C <sup>-1</sup>

Fuente: Autor.

**Tabla 42.** Características físicas de los tubulares estructurales.

Desig.	Diámetro Nominal	Dimensiones		Sección	Peso	Propiedades Estáticas					
	H x B	e	R	A		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$
	mm	mm		cm <sup>2</sup>	Kgf/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
ECO 120x120	120x120	4,00	6,00	18,20	14,30	407,00	67,30	4,74	407,00	67,30	4,74
ECO 140x60	140x60	3,00	3,00	11,40	8,96	278,00	39,70	4,94	74,00	24,70	2,55
ECO 160x65	160x65	3,40	6,80	14,30	11,30	443,00	55,40	5,56	109,00	33,60	2,76
ECO 120x60	120x60	2,50	2,50	8,59	6,74	161,00	26,90	4,33	55,10	18,40	2,53

Fuente: Catalogo MAPLOCA.

**Tabla 43.** Características físicas de perfiles estructurales.

Designación	Peso	Área	Dimensiones				Propiedades						
			Altura	Alas		Alma	Eje X-X			Eje Y-Y			
				D	$b_f$		$T_f$	$T_w$	$I_x$	$S_x$	$r_x$	$I_y$	$S_y$
Id x bf	P	A		mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
mm	Kgf/m	cm <sup>2</sup>						cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
IPN 80	5,94	7,57	80	42	5,90	3,90	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	

Fuente: Catalogo MAPLOCA.

Las losas de entpiso y techo se señalaron como objetos tipo “Shell” (cubiertas) con sus respectivas cargas permanentes y vivas distribuidas uniformemente sobre las mismas. Las cargas por sismo que indica la norma COVENIN 1756 se introdujo también en el programa para que fuesen

tomadas en cuenta durante el análisis. Se supuso un arriostramiento total de la estructura al suelo, así como conexiones viga-columna de tipo rígidas.

Una vez introducidos todos estos datos, se llevó a cabo el análisis. Los resultados del mismo se muestran en el reporte del programa en la sección de anexos. El software arroja todos los datos concernientes a cálculo estructural (momentos y cortantes actuantes en vigas, columnas y conexiones, cortante basal, derivas totales por piso, peso total de la estructura, etc.) y chequea si los materiales empleados en su diseño soportaran las cargas estipuladas. Posteriormente, los datos los datos pertinentes para el cálculo de las fundaciones se exportaron en el formato correspondiente al software SAFE.

#### **4.4.7. Modelo matemático en software SAFE**

Para el cálculo de las fundaciones de la estructura fue necesario diseñar un modelo matemático en el software SAFE. Varios de los datos de entrada fueron importados desde el “software” Etabs 2016, como son las reacciones actuantes en ellas y la disposición de las mismas en los planos. También fue necesario definir el material a utilizar para su dimensionado, así como definir las propiedades del suelo.

Las fundaciones se asumieron de tipo zapatas aisladas, construidas en concreto armado, de dimensiones de 1,00 m por 1,00 m en planta y 0,30 m de altura. Los pedestales se supusieron de 0,40 m por 0,40 m de sección transversal y 0,90 m de altura (ver figura 40). La distribución de las fundaciones se dispone de acuerdo a la arquitectura del proyecto en dos ejes X y Y, ortogonales entre sí, separados como se muestra anteriormente (ver figura 38). Seguidamente, se definieron las propiedades del material a ser

utilizado, agregando la especificación del concreto como se muestre en la figura 41. Con resistencia de  $250 \text{ Kgf/cm}^2$  utilizando este valor estándar debido a que se endurece con el tiempo.

**General Data**

Property Name: pedestal

Material: f'c 250

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Column Section Dimensions**

Column Shape: Rectangular

Parallel to 2-Axis: 40 cm

Parallel to 3-Axis: 40 cm

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Properties...

**Figura 40. Propiedades de pedestal. Fuente: Autor.**

General Data	
Material Name	f'c 250
Material Type	Concrete
Material Display Color	<span style="background-color: blue; color: blue;"> </span> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight	
Weight per Unit Volume	2,4028E-03 kgf/cm3
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	238751,96 kgf/cm2
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,9E-06 1/C
Shear Modulus, G	99479,98 kgf/cm2
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	250 kgf/cm2
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

**Figura 41. Especificación del concreto con resistencia 250 kgf/cm<sup>2</sup> de zapatas aisladas. Fuente: Autor.**

Para las propiedades del suelo fue necesario establecer el módulo de balasto que es la magnitud asociada a la rigidez del terreno que permite conocer el asentamiento de una edificación con el valor 1,00 kgf/cm<sup>3</sup>, tal como se muestra en la figura 42.

**General Data**

Property Name: balastro

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

---

**Property**

Subgrade Modulus (Compression Only): 1E+00 kgf/cm3

---

**Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)**

None (Linear)  
 Tension Only  
 Compression Only  
 Elasto-Plastic

**Figura 42. Módulo de balastro. Fuente: Autor.**

Para asignar el 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 43 y 44). Por último, el diseño de las zapatas aisladas arrojó como resultado una distribución de 5 cabillas designación COVENIN #4 en ambos sentidos, separadas uniformemente a 0,25 m de distancia (ver figura 45).

Property	Value
Type of Object	Strip
Strip Layer	A
Strip Design Type	Column Strip
Start Width Left [cm]	50
Start Width Right [cm]	50
End Width Left [cm]	50
End Width Right [cm]	50

Property	Value
Type of Object	Strip
Strip Layer	B
Strip Design Type	Column Strip
Start Width Left [cm]	50
Start Width Right [cm]	50
End Width Left [cm]	50
End Width Right [cm]	50

**Figura 43. Definición del área tributaria de las zapatas aisladas. Fuente: Autor.**

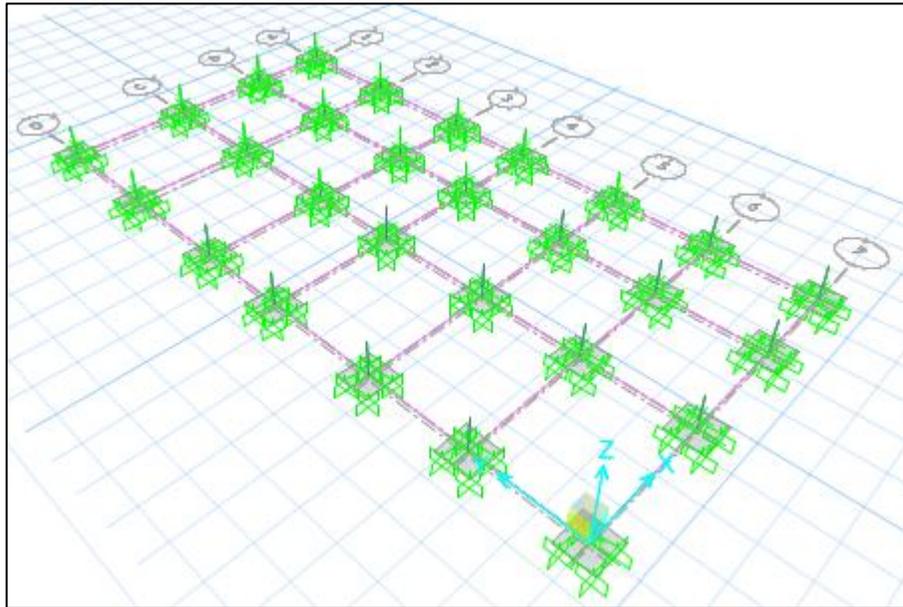


Figura 44. Área tributaria de las zapatas aisladas. Fuente: Autor.

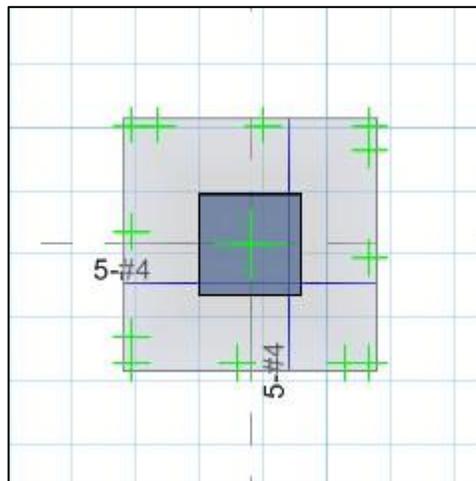


Figura 45. Diseño de zapatas aisladas. Fuente: Autor.

#### 4.4.8. Análisis de resultados

##### 4.4.8.1. Control de desplazamientos laterales

Es preciso que, además de diseñar la estructura para que soporte las cargas actuantes, se diseñe la misma para que su eventual desplazamiento por acción de dichas cargas no perjudique su integridad ni la integridad de ninguna estructura aledaña a ella. Es por ello que la norma COVENIN 1756-2001 limita los valores permisibles de desplazamientos laterales de la estructura. La comprobación de estos valores se realizó de la siguiente manera:

Se obtuvo el desplazamiento lateral para cada nivel  $i$ , calculando las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo los efectos traslacionales, de torsión en planta y efectos  $P-\Delta$ , con el “software” Etabs 2016. Se obtuvieron estos valores tanto para la dirección X como para la dirección Y (ver tabla 40). Posterior a ello se calculó el desplazamiento lateral total de cada nivel. La comparación de los resultados con los valores máximos establecidos en la norma 1756-01 se muestra en la tabla 41.

Derivas elásticas ( $\Delta_{ei}$ ) obtenidas de “software” Etabs 2016:

Dirección X: 0,99

Dirección Y: 0,89

Valores de  $\Delta_i$  en cada sentido:

$$\Delta_i = 0,80 \times \Delta_{ei} \times R$$

$$\Delta_{ix} = 0,80 \times 0,99 \times 3,00 = 2,376$$

$$\Delta iy = 0,80 \times 0,89 \times 3,00 = 2,136$$

**Tabla 44.** Desplazamientos totales.

Nivel	Dirección	$\Delta ei$ (cm)	$\Delta i$ (cm)
Techo.	X	0,99	2,376
	Y	0,89	2,136

**Fuente:** Autor.

Calculo de derivas para nivel de techo:

$$\frac{\delta_i}{h_i - (h_{i-1})}$$

Dirección X:

$$\frac{2,376}{320} = 0,007425$$

Dirección Y:

$$\frac{2,136}{320} = 0,006675$$

**Tabla 45.** Comparación de resultados con norma 1756-01.

Dirección	Valor max. Según norma	$\Delta i$ (cm)
X	0,024	0,007425
Y	0,024	0,006675

**Fuente:** Autor.

#### 4.4.8.2. Control de cortante basal

Según el capítulo 7 de la norma COVENIN 1756-01, la cortante basal no será menor que la siguiente ecuación:

$$V_0 = \frac{\alpha \times A_0 \times W}{R}$$

$\alpha$ = Factor de importancia.

$A_0$ = Coeficiente de aceleración horizontal.

$W$ = Peso propio de la estructura.

$R$ = Factor de reducción de respuesta.

Esta será considerada la cortante basal mínima, que vamos a comparar con las cortantes basales en cada dirección que nos arroja el “software” Etabs 2016. Por lo tanto:

$$V_0 = \frac{1,00 \times 0,25 \times 53.236,62}{3,00} = 4.436,39 \text{ Kgf}$$

Según Etabs 2016:

Cortante basal X = 8.725,33 Kgf

Cortante basal Y = 8.808,07 Kgf

Cortante basal Y controla

Cortante basal Y >  $V_0$  ∴ Cumple.

#### **4.5. Presentación de los planos de ingeniería de detalle usando AutoCAD 2015.**

En cumplimiento del objetivo 5 del presente trabajo de investigación, se procedió a dibujar el dossier de planos del proyecto empleando el “software” comercial AutoCAD 2015 para ello. Para el rotulado de los planos fue necesaria la consulta a la norma COVENIN 3476-99: “Dibujo técnico. Rotulado de planos” así como la COVENIN 3477-99: “Dibujo técnico. Formato y plegado de dibujos y planos”. Se muestran los planos en la sección de anexos.

#### **4.6. Preparación de los análisis de precio unitario (APU) y presupuesto del proyecto, haciendo uso del “software” para el control de obras “Datalaing Maprex”.**

El costo total de la obra fue calculado a través del “software” de cálculo de presupuestos de obra “Datalaing Maprex”. En dicho programa se ingresaron las partidas a utilizar para la estructuración del presupuesto y posteriormente se procedió a colocar las cantidades de obra para que de esta manera fuera generado los análisis de precios unitarios y obtener el monto total del proyecto.

Es importante destacar que el presupuesto está conformado por un total de 71 partidas, algunas con código COVENIN y otras creadas manualmente. Los análisis de precio unitario (A.P.U.) se calcularon con precios referenciales de la zona, actualizados a octubre de 2019, junto con el costo de mano de obra según lo indicado por la cámara de la construcción para esa misma fecha, con prestaciones sociales de 328%, bono de alimentación

de siete mil quinientos bolívares con 00/100 7500 Bs diarios., gastos administrativos de 21% y utilidad de 15%. El monto total del presupuesto es de mil trecientos setenta y ocho millones ochocientos cuarenta y tres mil novecientos veinte uno con 77/100 (Bs.1.378.843.921,77) incluyendo el impuesto al valor agregado (I.V.A) de 16% por ley.

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Como etapa definitiva en el desarrollo del presente trabajo de investigación, se realizaron y plantearon las conclusiones y recomendaciones presentadas a continuación:

#### **5.1. CONCLUSIONES**

- La formulación de la propuesta arquitectónica permitió obtener una visión más clara de las soluciones a la problemática estructural presenta en las instalaciones de la empresa Constructora 3 AMG C.A, permitiendo ubicar cada uno de los nuevos espacios, además de las áreas a ser ampliadas en el presente proyecto, así como la ubicación de cada uno de los ejes estructurales.
- Las mediciones realizadas en la zona de trabajo permitieron cuantificar la extensión, dimensiones y áreas de cobertura en el sitio de estudio, así como también la distribución arquitectónica existente en la edificación; obras de infraestructura y servicios existentes en dichas zonas, para proyectar la incidencia y las modificaciones de las mismas con la elaboración e implantación del presente proyecto y posibles demoliciones.
- Los resultados de diseño de las instalaciones sanitarias cumplen con las velocidades, presiones mínimas, y unidades de descarga establecidas en la gaceta oficial 4044, de igual manera los calibres de

los conductores asumidos cumplen con las intensidades de corriente, las canalizaciones con el número máximo de conductores, así como también las protecciones para cada uno de los circuitos satisface las condiciones establecidas en el código eléctrico nacional.

- El “software” de cálculo estructural Etabs 2016 indicó que, de acuerdo a las solicitudes estipuladas por el usuario y las propiedades físicas y geométricas de los materiales disponibles para su diseño, las columnas de la estructura se elevarán con perfiles tubulares ECO 120x120, las vigas de los ejes centrales y de los extremos se dispondrán con perfiles tubulares ECO 160x65 y ECO 140x60, mientras que para las correas de techo se utilizaron perfiles IPN 80. Las columnas trabajaron aproximadamente a un promedio de 40% de su capacidad, mientras que las vigas en un 55%.

A su vez el “software” de cálculo estructural SAFE 2106 indicó que el tipo de fundación compuesto por zapatas aisladas construidas en concreto armado, de dimensiones 1,00 m por 1,00 m en planta y 0,30 m de altura con pedestales de 0,40 m por 0,40 m en planta y 1,00 m de altura dispuestos de acuerdo a la arquitectura del proyecto en dos ejes X y Y, ortogonales entre sí, satisfacen los requisitos estructurales para las fundaciones de la estructura.

- Durante el proceso de elaboración de los planos de ingeniería, se aplicaron las consideraciones y criterios establecidos en la norma (MOP) titulado Instrucciones para la elaboración de planos para edificios (1962 tomo I y 1969 tomo II), aunque la mencionada norma MOP tiene más de 70 años de su publicación inicial, todos sus criterios han mantenido validez, por lo que representa la mejor guía o instructivo para presentar planos arquitectónicos y estructurales. Cabe destacar

que se usó el software AutoCAD 2015 para la realización de planos de arquitectura y planos estructurales del proyecto.

- El monto total del presupuesto para la elaboración del proyecto de mejoras en la empresa constructora 3 AMG C.A., es de cincuenta y ocho mil novecientos diecisiete dolares con 65/100 (\$ 58.917,65) incluyendo el impuesto al valor agregado de 16% por ley, lo que nos indica un precio de nueve mil cuatrocientos veintiséis dólares con 82/100 (\$ 9.426,82).

## **5.2. RECOMENDACIONES**

- Se recomienda la ejecución del presente proyecto con el fin de dar solución a la problemática que se encuentra en la empresa Constructora 3 AMG C.A., a la brevedad posible, siguiendo a cabalidad el diseño arquitectónico expresado en el presente trabajo de investigación. Toda modificación que se plantee posteriormente debe ser justificada y aprobada por el ingeniero a cargo del proyecto.
- Las dimensiones de los planos deberán ser verificadas y ajustadas en la etapa de obra, a las condiciones topográficas del sitio, por lo que se recomienda realizar un levantamiento planialtimétrico durante el proceso constructivo, para cuantificar las demoliciones y cambios en la infraestructura existente.
- Utilizar los perfiles tubulares ECO 120x120 para las columnas, perfiles ECO 160x65 y ECO 140x60 para vigas y perfiles IPN 80 para las correas de techo ya que se ha comprobado que resisten las solicitaciones supuestas en la edificación. Los perfiles MAPLOCA, representan una herramienta moderna para el diseño competitivo de

las estructuras de acero y son aceptados por la normativa vigente venezolana. Además de esto, diseñar otro tipo de fundación (losa de fundación) y comparar su costo con el tipo de fundación propuesto en el presente trabajo de investigación, de manera de evaluar algunas posibles reducciones de costos en las partidas del presupuesto destinadas a los cimientos de la edificación, con la consecuente reducción del presupuesto actual.

- En la etapa de desarrollo y construcción, se deberá elaborar los planos de fabricación para una mejor comprensión del proyecto y desarrollar un plan del proceso de construcción y montaje, para minimizar los riesgos asociados al izado de las vigas en el sitio de la obra.
- El contexto legal de Venezuela en cuanto de los derechos de los trabajadores se encuentra en constante cambio, por lo que se recomienda la actualización del presupuesto de la obra al momento de estudiar su factibilidad económica; esto con el fin de poner al día el tabulador de costos por mano de obra, bono alimenticio, prestaciones sociales y bono de asistencia exigidos por la ley y en base a eso realizar un análisis más preciso.

## BIBLIOGRAFIA

Arias, F. (2010). **El Proyecto de la Investigación**. (Quinta Edición). Caracas: EPÍSTEME.

Bierman, E. (1992). **Metodología de la investigación y del trabajo científico**. Unisur Bogotá.

**Código Eléctrico Nacional**. (Séptima Edición). FONDONORMA 200:2004.

**Edificaciones Sismorresistentes**. COVENIN (1756-91) Rev. 2001.

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 25 de julio del 2017.

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.

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.

Hibbeler, R. C. (2012). **Análisis Estructural (Octava edición)**. México.

Hiero, J; Aznar A; Hernando, J; De la Torre, J. (2014), **Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del “Circulo De**

**Bellas Artes” y la “Casa Encendida”.** [Revista en Línea]. Consultado el 29 de julio de 2017.

López, L. (1990). **Agua; Instalaciones sanitarias en los edificios.** Edición de prueba.

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.

Magallanes, S. (2016). **Propuesta de reforzamiento de estructuras existentes del hogar de cuidados diarios, ubicado en Campo Norte de PDVSA gas Anaco, Estado Anzoátegui.** Consultada el 17 de julio del 2017.

**Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.**  
FONDONORMA 1753:2006.

## HOJAS DE METADATOS

### Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

<b>Título</b>	“Propuesta de mejoras en la base de operaciones de la empresa constructora 3 amg, C.A. ubicada en municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui.”
<b>Subtítulo</b>	

Autor(es)

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>Código CVLAC / e-mail</b>	
Calzadilla Meneses Alexis Leoniel	<b>CVL AC</b>	24.227.209
	<b>e- mail</b>	alexiscalzadilla6@gmail.com
	<b>e- mail</b>	
	<b>CVL AC</b>	
	<b>e- mail</b>	
	<b>e- mail</b>	

Palabras o frases claves:

ampliación
------------

estructura
instalaciones
mejora estructural

### Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

#### Resumen

La presente investigación tiene como finalidad, elaborar una propuesta de ampliación y mejora para la base de operaciones de la empresa constructora 3 AMG C.A., ubicada en el municipio San José De Guanipa del estado Anzoátegui; la cual, incluye el refuerzo estructural de las instalaciones existentes, además de la ampliación y acondicionamiento de áreas de utilidad, como lo son almacenes, baños, etc. 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 cuales se pueden citar la revisión bibliográfica, entrevistas no estructuradas y observación directa. Con el propósito de obtener los datos necesarios, fue preciso diagnosticar la situación actual para la elaboración de la planialtimetría, el análisis dinámico y estático de toda la instalación, esbozando los planos de ingeniería de detalle y el informe de ingeniería formal para lograr el alcance, verificando la resistencia de las estructuras para la construcción de la edificación de un nivel.

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail							
<b>Martínez Guerra, Jhonatan Alex</b>	ROL	CA	AS	X	TU		JU	
	CVLAC	V-15.376.400						
	e-mail	ingmartinezgj@hotmail.com						
	e-mail							
<b>Cermeño, Carlos Enrique</b>	ROL	CA	AS		TU		JU	
	CVLAC	V-8.494.906						
	e-mail	carloscermeño@hotmail.com						
	e-mail							
<b>Cabrera Velázquez, Daniel Jesús</b>	ROL	CA	AS		TU		JU	
	CVLAC	V-17.421.606						
	e-mail	danielcabrera@udo.edu.com						
	e-mail							

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2020	02	21

Lenguaje: SPA

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

<b>Nombre de archivo</b>	<b>Tipo MIME</b>
<b>PG-AlexisC.doc</b>	<b>Aplication/word</b>

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(es) que garantiza(n) el Título o grado:**

**Universidad de Oriente / Extensión Cantaura**

# Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
CONSEJO UNIVERSITARIO  
RECTORADO

CUN° 0975

Cumaná, 04 AGO 2009

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

Estimado Profesor Martínez:

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

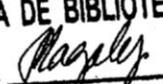
Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

  
**JUAN A. BOLANOS CUNELES**  
Secretario



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
SISTEMA DE BIBLIOTECA  
RECIBIDO POR   
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

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

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

**Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009):** “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

---

**Alexis Calzadilla**  
**AUTOR**

---

**Prof. Jhonatan Martínez**  
**TUTOR**