

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



**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA  
RECIPIENTES VERTICALES RÍGIDOS SOMETIDOS A ACCIONES DE  
VIENTO EN ESTADOS UNIDOS, CHILE Y VENEZUELA.**

*Realizado por:*

**Salek Medina, Laila Cristina.**

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

**INGENIERO CIVIL**

Cantaura, noviembre de 2020.

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



**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA  
RECIPIENTES VERTICALES RÍGIDOS SOMETIDOS A ACCIONES DE  
VIENTO EN ESTADOS UNIDOS, CHILE Y VENEZUELA.**

*Realizado por:*

**Salek Medina, Laila Cristina.**

**Asesores:**

---

**Prof. Daniel Cabrera  
Rodríguez  
Tutor Académico**

---

**Ing. Alexander  
Tutor Externo**

Cantaura, noviembre de 2020.

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



**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA  
RECIPIENTES VERTICALES RÍGIDOS SOMETIDOS A ACCIONES DE  
VIENTO EN ESTADOS UNIDOS, CHILE Y VENEZUELA.**

**CALIFICACIÓN:**

**APROBADO**

---

**Prof. Daniel Cabrera**

Tutor Académico

---

**Prof. Jhonatan Martínez**

Jurado Principal

---

**Profa. Anabel González**

Jurado Principal

Cantaura, noviembre de 2020.

## RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado de la Universidad de Oriente:

*“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”*



## DEDICATORIA

Primeramente a Dios y la virgen, por ser testigos de todo el esfuerzo y dedicación que he empleado en este proyecto, por guiarme en cada paso para superar los obstáculos que se presentaron, por brindarme salud y fortaleza para alcanzar esta meta y todas las que me propongo.

Este logro va dedicado especialmente a mi familia, a mis padres Samir Salek y Zuleima Medina de Salek por ser mis ejemplos a seguir e inculcarme una actitud orientada hacia mi preparación personal y profesional, ya que es la herencia más valiosa que puedo recibir; gracias por tanto amor, comprensión y paciencia. A mis hermanos José y Andrés, que siempre han estado presente, brindándome apoyo y fortaleza.

*Saila Salek*

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad de Oriente, extensión Cantaura, por darme la oportunidad de estudiar y formarme profesionalmente en las aulas de una de las mayores casas de estudios del país, y al personal que en ella labora por su colaboración y atención oportuna.

Eternamente agradecido con mi familia, por impulsarme y ayudarme a culminar esta meta; mis padres Samir Salek y Zuleima Medina de Salek por todo el sacrificio que se refleja en este logro. A mis hermanos José y Andrés por el apoyo constante y las atenciones para conmigo.

Al profesor Daniel Cabrera, por las tutorías brindadas, buscando tiempo de donde no había para sentarse y responder todas las dudas que se presentaron durante el desarrollo de este trabajo, aportándome importantes conocimientos, los cuales agradezco enormemente.

A la consultora Scalaris Sum Group C.A., especialmente al Ing. Alexander Rodríguez, por permitirme realizar la pasantía y participar en un proyecto tan importante para la empresa, brindándome las herramientas y conocimientos necesarios para cumplir con las exigencias y ser parte fundamental en mi formación profesional.

A los profesores Anabel González y Jhonatan Martínez, quienes representan el jurado de este trabajo de investigación.

A mis compañeros de estudio y hermanos de vida José Maicabare, Orianny Cermeño y Asmirian Carvajal, por acompañarme durante estos años de carrera, en los cuales afrontamos momentos difíciles pero juntos logramos superarlos mediante un apoyo mutuo, disfrutando nuestros éxitos, aprendiendo de los errores cometidos y recordando que con esfuerzo y constancia no existen metas que no puedan lograrse.

Por último, pero no menos importante, quiero agradecer a todas las personas que no menciono en estos párrafos pero que a lo largo de mi carrera universitaria han contribuido a mi formación, a aquellos que me han brindado su apoyo cuando necesitaba de ellos, a todos mis amigos de Anaco, Cantaura y El Tigre; mil gracias a todos por acompañarme en esta gran aventura.

*Saila Salek*



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

**COMPARACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA  
RECIPIENTES VERTICALES RÍGIDOS SOMETIDOS A ACCIONES DE  
VIENTO EN ESTADOS UNIDOS, CHILE Y VENEZUELA.**

Autor: Laila Salek

Tutor académico: Prof. Daniel Cabrera

Año: 2020

**RESUMEN**

El propósito de esta investigación es realizar una comparación de los criterios de diseño para recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela, considerando las normas ASCE 7-10, Nch432 y COVENIN 2003-89 respectivamente para cada caso y tomando condiciones semejantes de velocidades de viento, tipo de suelo y nivel freático para su análisis y posteriormente realizar el diseño de las fundaciones del equipo mediante el software comercial STAAD FOUNDATION. Se desarrolló una investigación con un diseño documental, utilizando como herramientas para la recolección de información las entrevistas estructuradas a ingenieros especialistas en el tema y la revisión de guías y normas de acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela. El alcance de la investigación está limitado a la comparación de los criterios de diseño para recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en los países anteriormente mencionados, para posteriormente diseñar la fundación del equipo.

Palabras claves: comparación, viento, normas, fundaciones.

## INDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN.....	IV
DEDICATORIA .....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
RESUMEN.....	VIII
INDICE DE CONTENIDO.....	IX
INDICE DE TABLAS.....	XIII
INDICE DE FIGURAS .....	XVI
INTRODUCCIÓN.....	XVIII
CAPITULO I.....	20
EL PROBLEMA .....	20
1.1.    Planteamiento del problema .....	20
1.2.    Objetivos .....	23
1.2.1.    Objetivo general .....	23
1.2.2.    Objetivos específicos.....	23
1.3.    Justificación .....	24
1.4.    Alcance de la investigación .....	24
1.5.    Generalidades de la empresa .....	25
1.5.1.    Objetivos de calidad .....	25
1.5.2.    Misión .....	25
1.5.3.    Visión.....	26
1.5.4.    Valores .....	26
1.6.    Descripción del sitio de estudio .....	26
1.7.    Descripción del equipo .....	29

CAPITULO II.....	31
MARCO TEORICO .....	31
2.1. Antecedentes de la investigación .....	31
2.2. Bases teóricas referenciales .....	33
2.2.1. Recipientes a presión.....	33
2.2.2. Estructuras rígidas .....	34
2.2.3. Velocidad Básica del Viento .....	35
2.2.4. Período y Velocidad de Retorno.....	36
2.2.5. Condiciones de diseño .....	37
2.2.5.1. Cargas verticales .....	37
2.2.5.2. Cargas horizontales.....	38
2.2.5.2.1. Acciones sísmicas .....	38
2.2.5.2.2. Acciones eólicas .....	39
2.2.5.2.2.1. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma COVENIN 2003-89.....	39
2.2.5.2.2.2. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma NCH42-2010.....	52
2.2.5.2.2.3. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma ASCE 7-10. ....	64
2.2.6. Combinaciones de carga.....	74
2.2.6.1. Combinaciones de carga para Venezuela. ....	75
2.2.6.2. Combinaciones de carga para Chile.....	75
2.2.6.3. Combinaciones de carga para Estados Unidos. ....	76
2.2.7. Fundaciones para recipientes verticales .....	77
2.2.7.1. Pedestal.....	78

2.2.7.2. Pernos de anclaje .....	81
2.2.7.3. Zapata.....	83
2.2.8. Software de diseño.....	85
CAPITULO III.....	85
MARCO METODOLÓGICO.....	85
3.1. Tipo de investigación.....	85
3.2. Nivel de investigación.....	85
3.3. Técnicas a utilizar.....	86
3.3.1. Revisión documental .....	86
3.3.2. Entrevista estructurada o formal.....	86
CAPITULO IV .....	87
RESULTADOS .....	87
4.1. Presentación de aspectos claves de la comparación de códigos internacionales de recipientes verticales, mediante entrevistas... 87	87
4.2. Obtención de los criterios de acciones y diseño de recipientes verticales rígidos en Estados Unidos, Chile y Venezuela.....	93
4.3. Cálculo de las acciones de viento para un recipiente típico con variables fijas, bajo las condiciones de cada país establecido. ....	96
4.3.1. Análisis eólico según norma COVENIN 2003-89 .....	96
4.3.2. Análisis eólico según norma NCh 432.....	98
4.3.3. Análisis eólico según norma ASCE 7-10.....	100
4.4. Diseño de las fundaciones para los recipientes verticales mediante la aplicación del “software” comercial STAAD Foundation.....	104
4.4.1. Dimensionamiento del pedestal .....	104
4.4.2. Dimensionamiento de la zapata .....	106
4.4.3. Modelado con software .....	107
4.4.4. Resultados del programa para el caso de Venezuela .	115

4.4.5.	Resultados del programa para el caso de Chile.....	123
4.4.6.	Resultados del programa para el caso de Estados Unidos.	137
4.5.	Resultados obtenidos entre los criterios de los diferentes países.	150
CAPITULO V .....		153
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		153
5.1.	Conclusiones.....	153
5.2.	Recomendaciones.....	155
BIBLIOGRAFÍA.....		157
ANEXO A.....		159
ANEXO B.....		160
ANEXO C .....		161
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO. .....		<b>¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.</b>

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características del equipo.....	30
Tabla 2: Clasificación de las construcciones según su uso. ....	40
Tabla 3: Factor de importancia eólica.....	41
Tabla 4: Velocidad básica del viento. ....	43
Tabla 6: Constantes para el cálculo de $K_z$ y $K_h$ .....	47
Tabla 7: Valores de $K_z$ y $K_h$ para diferentes alturas $z_g$ .....	47
Tabla 8: Coeficientes de arrastre $K$ sobre una superficie. ....	48
Tabla 9: Factor de respuesta ante ráfagas .....	49
Tabla 11: Factores de respuesta ante rafagas $G_h$ para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III. En acero. ....	50
Tabla 12: Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares. ....	51
Tabla 13: Velocidad de viento para diferentes estaciones del territorio chileno.....	53
Tabla 14: Factor de direccionalidad del viento.....	54
Tabla 15: Factor de importancia .....	56
Tabla 16: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades.....	58
Tabla 17: Constante del terreno de exposición.....	59
Tabla 18: Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares. ....	62
Tabla 19: Factor de direccionalidad del viento.....	68
Tabla 20: Coeficiente de exposición a la presión de velocidad.....	69
Tabla 21: Constante del terreno de exposición.....	70
Tabla 22: Coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares. ....	73
Tabla 23. Combinaciones de carga para Venezuela .....	75
Tabla 24. Combinaciones de carga para Chile .....	76

Tabla 25. Combinaciones básicas de carga última .....	76
Tabla 26. Pregunta 1. Entrevista.....	87
Tabla 27: Pregunta 2. Entrevista.....	88
Tabla 28. Pregunta 3. Entrevista.....	89
Tabla 29: Pregunta 4. Entrevista.....	90
Tabla 30. Pregunta 5. Entrevista.....	91
Tabla 31. Criterios de diseño de acciones de viento.....	94
Tabla 32. Combinaciones de carga más desfavorable .....	95
Tabla 33: Acciones eólicas en la base .....	103
Tabla 34 : Cargas últimas y de servicio para Venezuela. ....	115
Tabla 35: Cargas aplicadas para Venezuela. ....	116
Tabla 36: Deslizamiento.....	118
Tabla 37: Volcamiento .....	119
Tabla 38. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Venezuela, ...	120
Tabla 39. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte .....	121
Tabla 40. Resultados por punzonado. ....	122
Tabla 41. Refuerzo de la zapata .....	123
Tabla 42: Cargas de servicio para Chile. ....	124
Tabla 43: Cargas de estado último para Chile. ....	124
Tabla 44: Cargas aplicadas en la parte superior del pedestal: Cargas de estado de servicio. ....	125
Tabla 45: Cargas aplicadas en la parte superior del nivel de resistencia del pedestal.....	126
Tabla 46: Deslizamiento.....	130
Tabla 47: Volcamiento .....	132
Tabla 48. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Chile. ....	134
Tabla 49. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte .....	135
Tabla 50. Resultados por punzonado. ....	136
Tabla 51. Refuerzo de la zapata .....	136

Tabla 52: Cargas de servicio para Estados Unidos. ....	137
Tabla 53. Cargas de estado último. ....	138
Tabla 54: Cargas aplicadas en la parte superior del pedestal, cargas de estado de servicio. ....	139
Tabla 55: Cargas aplicadas en la parte superior del nivel de resistencia del pedestal.....	141
Tabla 56: Deslizamiento.....	144
Tabla 57: Volcamiento. ....	145
Tabla 58. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Chile.....	147
Tabla 59. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte .....	148
Tabla 60. Resultados por punzonado. ....	149
Tabla 61. Refuerzo de la zapata .....	149
Tabla 62: Métodos de análisis. ....	150
Tabla 63: Dirección de análisis del viento.....	151
Tabla 64: Clasificación según el uso.....	151
Tabla 65: Velocidad básica del viento.....	151
Tabla 66: Factor de importancia eólica .....	152
Tabla 67: Factor de direccionalidad del viento.....	152
Tabla 68: Clasificación según las características de respuesta .....	152
Tabla 69: Tipos de exposición .....	153
Tabla 70: Presión dinámica y coeficiente $K_z$ .....	153
Tabla 71: Factor de respuesta ante ráfagas .....	154
Tabla 72: Coeficiente de fuerza. ....	154
Tabla 74: Resultado final de las acciones de viento. ....	155
Tabla 75: Comparación del cálculo de los pedestales de la fundación.....	155



## INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Venezuela. ....	27
Figura 2: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Chile. ....	28
Figura 3: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Estados Unidos. ....	29
Figura 4: Esquema del recipiente vertical.....	30
Figura 5. Recipientes cilíndricos verticales con sección uniforme. ....	35
Figura 6. Mapa de velocidades básicas del viento de Venezuela (valores en km/h) .....	43
Figura 7: Velocidad de viento para categoría de riesgo I de edificios y otras estructuras.....	65
Figura 8: Velocidad de viento para categoría de riesgo II de edificios y otras estructuras.....	67
Figura 9: Velocidad de viento para categoría de riesgo III y IV de edificios y otras estructuras.....	68
Figura 10. Zapata y pedestal octogonal para recipiente vertical .....	78
Figura 11. Dimensiones mínimas del pedestal .....	80
Figura 12. Comparación de valores adimensionales en las acciones de viento.....	102
Figura 13. Comparación de valores dimensionales en las acciones de viento. .....	103
Figura 14. Dimensiones del pedestal.....	105
Figura 15. Tipo de equipo dinámico .....	107
Figura 16. Datos de entrada. ....	108
Figura 17. Código de diseño.....	108
Figura 18. Geometría.....	109
Figura 19. Geometría de los anclajes .....	110
Figura 20. Casos de cargas primarias. ....	110
Figura 21. Acciones por viento para el caso de Venezuela. ....	111

Figura 22. Acciones por viento para el caso de Chile. ....	111
Figura 23. Acciones por viento para el caso de Estados Unidos. ....	112
Figura 24. Períodos sísmicos. ....	113
Figura 25. Acciones por sismo. ....	113
Figura 26. Combinaciones de carga para el caso de Venezuela. ....	113
Figura 27. Combinaciones de carga para el caso de Chile. ....	114
Figura 28. Combinaciones de carga para el caso de Estados Unidos. ....	114
Figura 29. Parámetros de diseño. ....	115
Figura 30. Corte representativo de la fundación. ....	121
Figura 31. Vista de planta de la fundación. ....	122
Figura 34. Corte representativo de la fundación. ....	148
Figura 35. Vista de planta de la fundación. ....	149

## INTRODUCCIÓN

El viento es el movimiento del aire que está presente en la atmósfera, especialmente, en la troposfera, producido por causas naturales; se trata de un fenómeno meteorológico. La causa de los vientos está en los movimientos de rotación y de traslación terrestres que dan origen a su vez a diferencias considerables en la radiación solar o insolación, principalmente de onda larga (infrarroja o térmica), que es absorbida de manera indirecta por la atmósfera.

En el diseño, el viento es una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar. Toda construcción está destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta.

Las cargas de viento producen presión o succión sobre las superficies expuestas de las construcciones. La carga de viento es una carga muy importante en el diseño de estructuras altas o muy flexibles, como los puentes colgantes, o de gran superficie lateral, como las bodegas o grandes cubiertas. Los factores que influyen en la magnitud de esta carga son: la velocidad del viento y su variación con la altura, la magnitud de las ráfagas, las condiciones locales de la superficie del terreno circunvecino, la forma de la superficie expuesta al viento, la zona o región; es especialmente crítico el efecto en aquellas zonas del mar Caribe sometidas a huracanes o ciclones, que producen velocidades del viento superiores a los 200 Km/h.

Por su parte, cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean en la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de barlovento, ejerciendo sobre ella un

empuje. En la cara opuesta, de sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto.

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste reconvierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie.

El objetivo de este trabajo consiste en realizar una comparación de los criterios de diseño de acciones de viento destinadas a recipientes verticales rígidos, que emplean las normas de Venezuela, Chile y Estados Unidos. Además, se pretende realizar el diseño estructural de la fundación de dicho recipiente vertical con las acciones de viento obtenidas para cada caso.

La investigación está estructurada en cinco capítulos, cuyos contenidos son los siguientes: Capítulo I, corresponde al planteamiento del problema, los objetivos (tanto el general como los específicos), el alcance y justificación de la investigación, las generalidades de la empresa *Scalaris Sum Group* y la descripción del sitio de estudio. El Capítulo II está conformado por el marco teórico, y éste, a su vez, por los antecedentes y bases teóricas que sustentan el diseño realizado. En el Capítulo III se describe la metodología seguida en la investigación. El Capítulo IV concierne los resultados, y por último, en el Capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación.

# **CAPITULO I**

## **EL PROBLEMA**

### **1.1. Planteamiento del problema**

Las instalaciones industriales son la base para el funcionamiento de cualquier industria porque facilitan los recursos necesarios para llevar a cabo los procesos de fabricación dentro de la organización. El crecimiento de éstas es la meta de todo país ya que mejora la calidad y economía de la nación, aumentando el Producto Interno Bruto (PIB), para lograr competir en el mercado mundial.

Para llevar a cabo un proyecto en cualquier industria se requiere de equipos especializados. Dichos equipos, presentan características y generan cargas particulares, por tal motivo, es necesario el cálculo de fundaciones con criterios de diseños específicos. Existen diferentes equipos dentro de las instalaciones industriales, entre ellos: los recipientes verticales, que son una de las estructuras más comunes y están diseñadas, por lo general, para almacenar fluidos a presión.

Por su parte, el ingeniero encargado del diseño debe asegurar que la estructura tenga la capacidad suficiente para resistir el efecto de fuerzas externas; como son la del sismo, por viento y por flujo de agua, originadas durante eventos naturales extremos como terremotos, huracanes, tormentas e inundaciones. Dado que el viento es una acción accidental que está permanentemente en contacto con la estructura, desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar, debe ser una de las acciones más importantes a considerar para el análisis y diseño de la misma.

A raíz del incremento industrial que se está desarrollando a nivel mundial, es necesario que cada país cuente con una normativa actualizada en el diseño de estructuras, que abarque criterios que vayan de acuerdo con las condiciones nacionales y que consideren las últimas metodologías que se están empleando internacionalmente en el diseño de estructuras para la acción del viento en instalaciones industriales, es por ello que se establece una comparación entre tres normas de diferentes países: Venezuela, Chile y Estados Unidos, ejemplificando el cálculo de la acción de viento para un determinado recipiente vertical.

Se planteó el diseño de un recipiente vertical de altura menor a 10 metros, bajo condiciones semejantes de acciones de viento y de tipo de suelo, de acuerdo a los métodos empleados por la norma venezolana, chilena y estadounidense, luego se analizó y se compararon los resultados entre cada criterio que adopta cada normativa.

Para el caso de Venezuela, se analizó la norma A-261 de Petróleos De Venezuela Sociedad Anónima (PDVSA) referente a los *criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales*, en conjunto con el código de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) 2003-89 relacionada a las *acciones de viento sobre las construcciones*. Mientras que para Chile, se estudió la norma NCh432 alusiva al *cálculo de la acción de viento sobre las construcciones*, y en el caso de Estados Unidos, se tomó en consideración la norma ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers) *Minimum design loads for buildings and other structures (Cargas de diseño mínimas para construcciones y otras estructuras)* en armonía con la norma ASCE *Wind loads for petrochemical and others industrial facilities (Cargas de viento para instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales)*.

En cuanto a la originalidad, es importante destacar que éste no es el primer estudio realizado sobre el tema, ya que en 2008, Ossandón determinó

la acción de viento sobre las estructuras en Chile, haciendo una comparación entre la norma estadounidense y la norma chilena. Asimismo, en 2014, Páez realizó un estudio comparativo entre los principales códigos a nivel mundial, la norma uruguaya y otras de alcance regional.

Cabe destacar, que la gran mayoría de los países latinoamericanos tienen normas con diversas limitantes o, en su defecto, se rigen por códigos internacionales. La mayor limitación de estas normativas es que están enfocadas para el cálculo de edificaciones y muchas veces generalizan el tema de instalaciones industriales. Es por este motivo que surgió la idea de este trabajo de investigación, para establecer un análisis comparativo entre normas de acciones de viento destinadas a recipientes verticales de instalaciones industriales, que sirva para analizar las deficiencias que presenten dichos códigos, pudiendo emplearse como punto de partida para mejorarlos y que sea una guía de referencia para futuros trabajos de investigación que se realicen en la Universidad de Oriente.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

- Comparar los criterios de diseño para recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Presentar aspectos claves de la comparación de códigos internacionales de recipientes verticales, mediante entrevistas.
- Obtener los criterios de acciones y diseño de recipientes verticales rígidos en Estados Unidos, Chile y Venezuela.
- Calcular las acciones de viento para un recipiente típico con variables fijas, bajo las condiciones de cada país establecido.
- Diseñar las fundaciones para los recipientes verticales mediante la aplicación del “software” comercial STAAD Foundation.
- Establecer los resultados obtenidos entre los criterios de los diferentes países.



### **1.3. Justificación**

Toda construcción está destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida. El viento es una acción permanente sobre todas edificaciones, es por eso que su cálculo no debe ser omitido por mínimo que sea su valor.

La realización de este trabajo de investigación le permite a la empresa Scalaris Sum Group C.A., consolidarse como organización especializada en el desarrollo de la ingeniería de proyectos para la industria venezolana y transnacional. Asimismo, el trabajo de pasantías enlaza la Universidad de Oriente con la industria, creando condiciones para mejorar la formación de sus profesionales. La empresa participa en la construcción del diseño curricular de la educación superior, conforme al desarrollo tecnológico que necesita la comunidad o el país. Por medio de las pasantías se adquiere experiencia laboral, lo cual facilita al estudiante su rápida inserción en el campo de trabajo, orientarlo hacia la ejecución de acciones eficientes y eficaces, ampliar sus conocimientos y tomar decisiones efectivas en diversas situaciones.

### **1.4. Alcance de la investigación**

El alcance de la investigación se limita a la comparación de los criterios de diseño, en recipientes verticales rígidos, de las normas COVENIN 2003-89 Acciones de viento sobre las construcciones, Nch432 Cálculo de acción de viento sobre las construcciones y ASCE 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures, para el caso de Venezuela, Chile y Estados Unidos respectivamente; y finalmente diseñar las fundaciones por medio del software STAAD Foundation.

### **1.5. Generalidades de la empresa**

Scalaris Sum Group es un grupo emprendedor formado por profesionales orientados al desarrollo de la sociedad. Es una empresa donde se da vida a una comunidad de conocimiento que ofrece soluciones expertas, singulares e integrales en: Ingeniería, Arquitectura y Educación, para todas las industrias y personas sin distinción geográfica. La consultora dispone de un pequeño número de trabajadores, cuyos directivos gozan de la experiencia y de los conocimientos requeridos para asesorar y diseñar en el campo de la ingeniería y construcción.

Las oficinas administrativas se encuentran ubicadas en la séptima carrera Norte cruce con Av. Simón Rodríguez. Casa N 14, Local 1, Municipio Simón Rodríguez, El Tigre, Estado Anzoátegui y en la urbanización Bello Monte, avenida Venezuela, Torre América, oficina 401. Caracas – Distrito Capital, Venezuela. Scalaris Sum Group, C.A. ha participado en varios proyectos multidisciplinarios, entre los que destacan: “Proyecto Centro Comercial Galería Villa Jade (Venezuela)”, “Puentes de tuberías en planta de procesos industriales (Estados Unidos)” y “Fundaciones de equipos en planta de refinación (Colombia)”

#### **1.5.1. Objetivos de calidad**

- Ofrecer servicios de consultoría de primera calidad.
- Otorgar una experiencia positiva a los clientes.
- Innovar en todas las áreas a desarrollar fomentando la excelencia.
- Integrar herramientas orientadas al desarrollo de la sociedad.

#### **1.5.2. Misión**

Prestar servicios profesionales orientados al desarrollo de la sociedad, manteniendo elevados estándares de calidad, considerando el ejercicio ético y responsable como bandera para satisfacer ampliamente las necesidades de los clientes.

### **1.5.3. Visión**

Proyectarse y consolidarse como empresa líder de servicios profesionales multidisciplinarios. Distinguirse por el trabajo competente y como alternativa de avanzada frente a los desafíos profesionales globales.

### **1.5.4. Valores**

- El potencial humano está orientado a ofrecer soluciones de vanguardia tecnológica y contenido innovador.
- La calidad de los servicios y procesos.
- Eficiencia en los recursos humanos y tecnológicos utilizados.
- Versatilidad en soluciones profundas representadas por un elevado nivel de especialización, así como también, en soluciones horizontales mediante la integración de diversas disciplinas.
- Fundamentos de compromiso, responsabilidad y honestidad.

## **1.6. Descripción del sitio de estudio**

Según los datos dados por la empresa Scalaris Sum Group, los recipientes verticales están ubicados en lugares que presentan cierto grado de similitud en cuanto a condiciones de viento, suelo y nivel freático. Quedando establecido un tipo de suelo arenoso con presencia de arcilla o limo, con un esfuerzo admisible de  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  y un nivel freático a 3 metros de profundidad. Mostrándose a continuación la ubicación:

- Venezuela: Barcelona, Anzoátegui.

Coordenadas: 10°8'35.927"N , 64°42'48.244"W



Figura 1: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Venezuela.

Fuente: SSG.

- Chile: Santiago de Chile.

Coordenadas: 33°6'50.522"S , 70°45'51.422W



Figura 2: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Chile. Fuente: SSG.

- Estados Unidos: Washington DC.

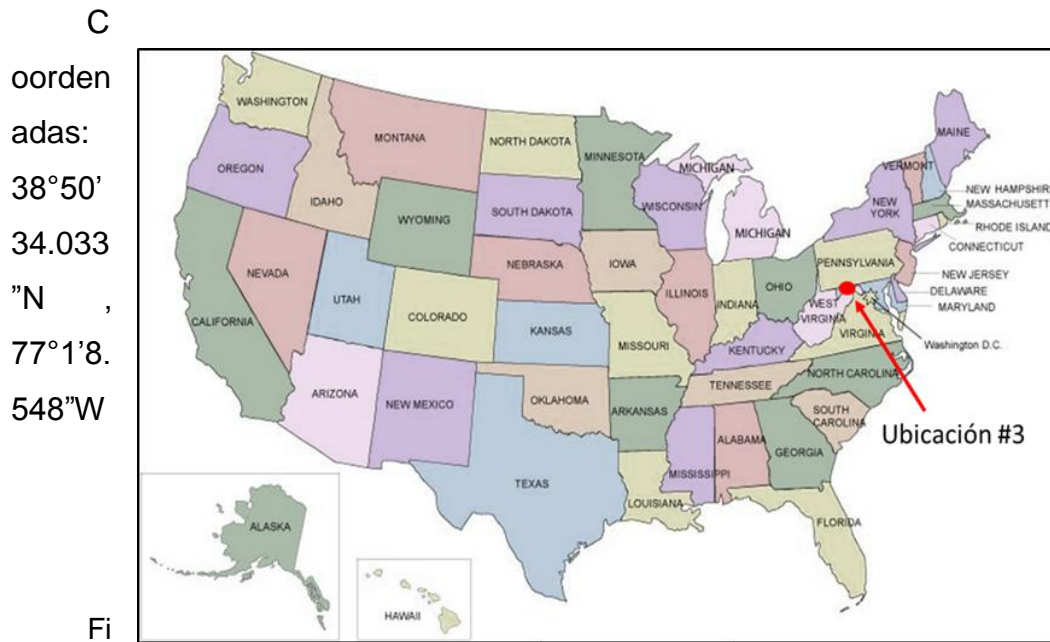


Figura 3: Ubicación del recipiente vertical para el caso de Estados Unidos.

Fuente: SSG.

### 1.7. Descripción del equipo

En la tabla 1 se muestran las características del recipiente vertical, las cuales fueron facilitadas por la empresa dentro de las respectivas memorias de cálculos mecánicos y planos de los equipos. Según los planos, el equipo cuenta con 8 pernos de anclaje de  $\frac{3}{4}$  de pulgadas de diámetro, de acero ASTM F1555 grado 36 y una penetración efectiva en el concreto de 90 centímetros. Mientras que la figura 4, muestra un esquema del recipiente vertical.

Tabla 1: Características del equipo

Recipiente vertical	Sistema anglosajón	Sistema internacional
Altura	18,001 ft	5,487 m
Diámetro	4,832 ft	1,473 m
Espesor de la pared	0,511 in	13 mm
Peso en vacío	8.490 lb	3.850 kg
Peso en operación	11.824 lb	5.363 kg
Peso en prueba	26.979 lb	12.237 kg
Capacidad	2.211 gal	8,370 m <sup>3</sup>

Fuente: Planos de referencia.

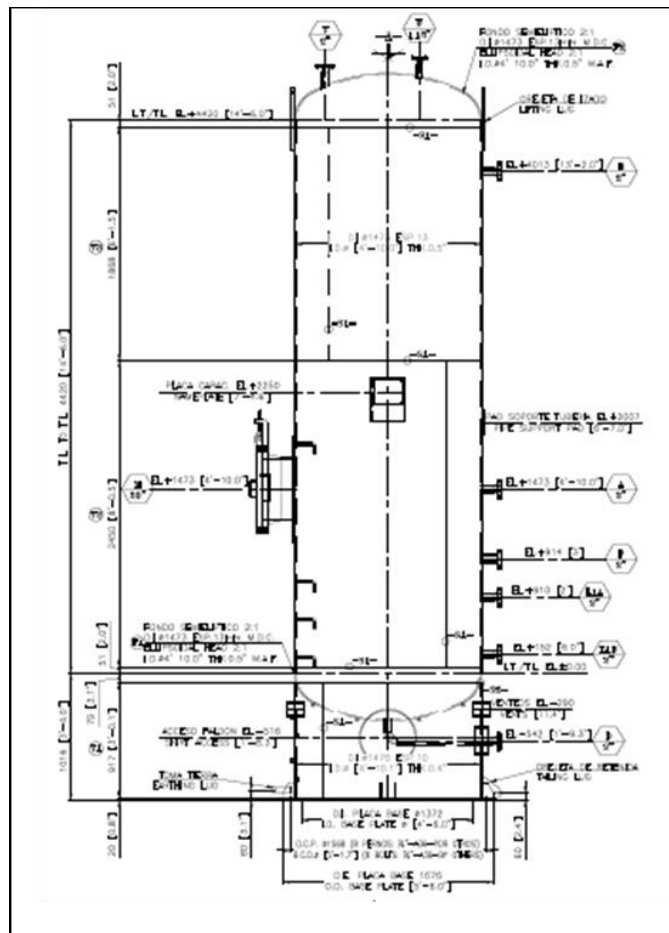


Figura 4: Esquema del recipiente vertical. Fuente: Planos de referencia.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEORICO**

#### **2.1. Antecedentes de la investigación**

Entre los trabajos previos a esta investigación se destaca el realizado por Páez (2014), donde compara los diferentes procedimientos que emplea la norma estadounidense ASCE 7-05 y el Eurocódigo, con los procedimientos que utilizan las normas de Argentina, Brasil y Chile, incluida la norma uruguaya; llegando a la conclusión que tanto el Eurocódigo (EC), como la norma estadounidense (ASCE), utilizan métodos basados en el concepto de "factor de carga de ráfaga" (gust load factor). Los códigos de Argentina y Chile utilizan como referencia la norma de Estados Unidos. Por otro lado, la norma brasilera, emplea métodos basados en el análisis estático para estructuras rígidas y métodos basados en el análisis dinámico para estructuras flexibles; mientras que, la norma uruguaya utiliza un procedimiento aplicable únicamente a estructuras rígidas.

Por su parte, Salazar (2013), explica la importancia de conocer el funcionamiento de los equipos y estructuras presentes en una facilidad de producción petrolera y hace énfasis en la necesidad de tener una idea del proceso al momento de elegir el tipo de cimentación y los parámetros para su diseño. De esta manera, se evidencia que la selección de la fundación adecuada para una instalación industrial depende de sus condiciones de operación.

Ossandón (2008), estudió las cargas de diseño de viento para las estructuras ubicadas a lo largo de Chile, siguiendo los criterios de la norma ASCE 7-05, y comparando los resultados obtenidos con la Norma Chilena



NCh432.Of71, ejemplificando el diseño de una nave industrial. La comparación

se estableció a partir de los principales factores que definen la presión del viento en cada una de estas normas y también se fijó una comparación de las cargas obtenidas a través de la aplicación de los métodos que rigen ambos reglamentos.

En cuanto a la aplicación de ambas normas para el cálculo, las cargas de viento evaluadas según la norma chilena son inferiores a las cargas de viento establecidas mediante la norma ASCE 7-05, tanto para el SPRFV (Sistema Principal Resistente a las Fuerzas de Viento), como para sus componentes y revestimientos. Además, se pudo apreciar que la norma chilena tiene una excesiva simplificación para la determinación de los factores que establecen algunos de sus parámetros y existen efectos que no han sido considerados, tales como análisis especiales para estructuras sensibles a los efectos del viento y distintos niveles de seguridad para las estructuras de acuerdo a su importancia.

En cuanto al diseño de recipientes, León (2001), realizó un trabajo basado en el diseño y cálculo de recipientes sujetos a presión, entre los cuales se encuentran recipientes cilíndricos horizontales, recipientes cilíndricos verticales y recipientes esféricos. Estudió cada uno de los cálculos para el buen diseño de los recipientes verticales y ejemplificó el diseño de una torre (recipiente cilíndrico vertical), utilizando las velocidades máximas de viento en México.

Por otro lado, la Asociación de Estados del Caribe (AEC), a partir del año 2000 empezó a analizar y difundir códigos modelo “state-of-the-art” para cargas de vientos, así como sugerencias para renovar los códigos existentes, de tal manera que los Países Miembros de la AEC (Panamá, República Dominicana, Ecuador, El Salvador, Cuba, Nicaragua, México, Honduras, Guatemala, Costa Rica, Colombia, Chile y Venezuela), puedan dotarse de nuevos códigos adecuados o mejorar los existentes, para desarrollar

prácticas sobresalientes y técnicas de construcción de edificaciones más seguras y confiables.

## **2.2. Bases teóricas referenciales**

### **2.2.1. Recipientes a presión**

Los recipientes a presión son depósitos cerrados que están presentes en todas las instalaciones industriales modernas, diseñados para almacenar o procesar fluidos a una presión sustancialmente diferente de la presión ambiental, independientemente de su forma y dimensiones. León (2001) afirma que:

Un recipiente a presión o depósito bajo presión o *pressure vessel*, es un contenedor estanco diseñado para contener fluidos (gases o líquidos) a presiones mayores a la presión ambiental o atmosférica. En principio, los recipientes de presión podrían tener casi cualquier forma, sin embargo, por lo general se utilizan formas que son secciones de esferas, cilindros y conos. (p.10)

La presión diferencial entre el interior del recipiente y el exterior ocasiona que los mismos sean diseñados, fabricados y operados bajo regulaciones y normas ingenieriles exigentes. Por esas razones, el diseño y certificación de un recipiente diseñado para contener presión varía de país a país, y requiere definir parámetros tales como la máxima presión admisible y la temperatura máxima admisible (*ibídem*).

Los recipientes de presión se utilizan en numerosas aplicaciones en la industria y los servicios. Los mismos se utilizan para el transporte, producción, almacenamiento y procesos de transformación de líquidos y gases. Ejemplos de recipientes de presión y su uso son: torres de destilación, despojadores, autoclaves, recipientes verticales y horizontales, etc., en refinerías, petroquímicas y minería, así como industrias donde se requieren reservorios para almacenar gases, reservorios hidráulicos a

presión, y tanques de almacenamiento de gases licuados como amoníaco, propano, butano y gas licuado del petróleo (*ibídem*).

### 2.2.2. Estructuras rígidas

Según las normas COVENIN 2003-89, ASCE 2010 y NCh432 2010, un edificio o una estructura se consideran rígidas cuando su periodo fundamental es mayor o igual a 1 Hz. El periodo fundamental se calculará a partir de la frecuencia fundamental. T es el periodo fundamental de la estructura según la ecuación 1, la cual, corresponde a recipientes cilíndricos verticales de acero con sección uniforme (ver figura 5). Mientras que en la ecuación 2, f es la frecuencia fundamental.

$$T = \frac{7,78}{10^6} \frac{H}{D}^2 \sqrt{\frac{12WD}{t}} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

T: Periodo fundamental

H: Altura del recipiente, expresada en ft.

D: Diámetro del recipiente, expresado en ft,

W: Es el peso dividido entre la altura, expresado en lb/ft.

t: Espesor del acero, expresado en in.

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

f: Frecuencia fundamental.

T: Periodo fundamental.

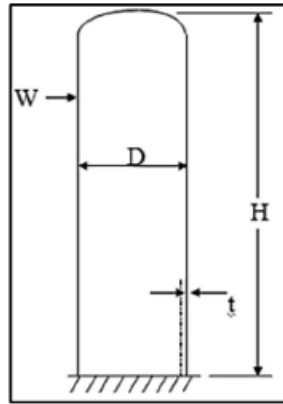


Figura 5. Recipientes cilíndricos verticales con sección uniforme.

Fuente: ASCE, 2010.

### 2.2.3. Velocidad Básica del Viento

La velocidad básica del viento corresponde a un valor de referencia que ocupan distintas normas para el cálculo de solicitaciones de viento, y se determina a partir de registros históricos de velocidades de viento medidas en una estación meteorológica para una localidad en particular. De acuerdo a lo expuesto en las normas es necesario que las mediciones sean referidas según las siguientes condiciones: primero, a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno y, segundo, en un terreno a campo abierto (o de exposición similar), con obstrucciones dispersas de alturas generalmente menores que 10 m. Ossandón (2008).

Las velocidades básicas del viento indicadas en los mapas de las distintas normas de diseño de estructuras, se obtienen a partir de registros de velocidades máximas del viento sin considerar su dirección (no direccionales). Debido a las continuas fluctuaciones que experimenta el viento por el hecho de ser un flujo turbulento y no laminar, generalmente no se reportan valores instantáneos de velocidad y dirección del viento, sino que

se obtienen valores medios en un período de tiempo en particular. A partir de esta medición, distintas normas asumen diferentes criterios de diseño, dependiendo del intervalo de promedio que se considere (*ibídem*).

#### 2.2.4. Período y Velocidad de Retorno

Una estructura se diseña de modo que proporcione un grado de seguridad específico cuando esté sometida a vientos de alta velocidad, lo que se mide por la probabilidad de que se presenten, durante la vida útil de la estructura, vientos con velocidades superiores a la de diseño. Para cuantificar este factor de riesgo, la velocidad básica del viento tiene asociada un período de retorno. El período de retorno  $T_R$ , se define como el inverso de la probabilidad  $P_E$  de que una determinada velocidad del viento sea excedida durante un año, de modo que:

$$T_R = \frac{1}{P_E} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

$T_R$ : Período de retorno

$P_E$ : Probabilidad de que una determinada velocidad del viento sea excedida durante un año.

Debido a que, para el cálculo de la acción del viento sobre una estructura ubicada en una determinada localidad se precisa conocer la máxima velocidad a la que estará sometida durante su vida útil, se requiere estimar una velocidad de retorno a partir de registros históricos de velocidades de viento, medidos en el mismo sector donde se encuentra ubicada la estructura. La velocidad de retorno corresponde a la velocidad del viento asociada a un determinado período de retorno, referida según las mismas condiciones de altura, exposición y promedio en las cuales se encuentran los registros utilizados en su determinación (*ibídem*).

La metodología estadística conducente a la determinación de esta velocidad de retorno lo abarca una rama de la estadística conocida como “Análisis de Valores Extremos”, y consiste en estudiar el comportamiento de la función de distribución de los valores máximos alcanzados en una serie dada de períodos de tiempo, todos de la misma duración (normalmente se toman períodos de un año de duración), para así determinar el comportamiento de la distribución de los valores máximos mencionada para tiempos que exceden el intervalo considerado (50 años).

## **2.2.5. Condiciones de diseño**

### **2.2.5.1. Cargas verticales**

La carga muerta puede resultar bastante compleja porque una pieza específica del equipo puede tener de cuatro a cinco condiciones de peso, dependiendo de la etapa de la construcción o de funcionamiento, ASCE (2010). Entre las condiciones en que se puede presentar la carga muerta se tienen las siguientes:

- Carga muerta de la estructura ( $D_s$ ): Comprende el peso de la base y de la tierra por encima de la base que se resisten a la elevación. La carga muerta del pedestal ( $D_p$ ), es una parte de  $D_s$  que representa el peso del pedestal utilizado en el cálculo de la tensión en pedestal (*ibídem*).
- Carga muerta en montaje ( $D_f$ ): Es el peso muerto del recipiente, excluyendo el peso de las partes internas y externas no conectadas al equipo antes del montaje (*ibídem*).
- Carga muerta en vacío ( $D_e$ ): Es el peso en vacío del equipo, incluidos los adjuntos, bandejas, elementos internos, aislamiento, protección contra el fuego, agitadores, tuberías, escaleras, plataformas, etc. (*ibídem*).

- Carga muerta en operación (Do): Es peso en vacío del equipo más el peso máximo del contenido (incluyendo el embalaje / catalizador) durante el funcionamiento normal (ibídem).
- Carga muerta en prueba (Dt): Representa el peso en vacío del equipo más el peso del medio de prueba, contenida en el sistema. El medio de prueba debe ser como se especifica en las condiciones o según lo especificado por el fabricante a menos que se especifique lo contrario. La carga del fluido para la limpieza debe utilizarse en la prueba de carga muerta, si el fluido de limpieza es más pesado que el medio de ensayo, ya sea para probar o limpiar, en el campo debe ser determinado. El diseño para carga muerta en prueba es generalmente deseable porque pueden producirse circunstancias imprevistas (ibídem).

#### **2.2.5.2. Cargas horizontales**

##### **2.2.5.2.1. Acciones sísmicas**

Al realizar el análisis sísmico de estructuras en instalaciones petroquímicas, se utilizan comúnmente dos opciones: el análisis estático equivalente y el análisis dinámico. La selección del método de análisis se basa en la categoría sísmica de diseño de la estructura, el sistema estructural, las propiedades dinámicas, la regularidad y la economía. Para la gran mayoría de los casos, el método de análisis estático equivalente es apropiado para determinar las fuerzas laterales y su distribución. Sin embargo, las estructuras inusuales que tienen irregularidades significativas en la forma, masa o rigidez o son afectados por la interacción con otras estructuras pueden requerir un análisis dinámico (ASCE 2010).



## **2.2.5.2.2. Acciones eólicas**

### **2.2.5.2.2.1. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma COVENIN 2003-89.**

Según la norma venezolana COVENIN 2003-89, en su capítulo 6, las cargas de viento para el diseño de las estructuras deben ser aplicadas de acuerdo a uno de los dos procedimientos existentes, que dependen de la forma geométrica de la estructura y la respuesta ante la acción del viento. A continuación se describen dichos procedimientos:

- Método 1: Procedimiento Analítico. Se aplica en general a todas las construcciones. En los casos de formas geométricas poco usuales, de construcciones con características de respuesta susceptibles de generar oscilaciones importantes ante la acción del viento, o de ubicaciones en sitios donde los efectos de canalización o los embates del viento se producen detrás de obstrucciones a barlovento puedan requerir de consideraciones especiales, el proyectista se podrá referir a una bibliografía más completa.
- Método 2: Túnel de Viento. Para estructuras geoméricamente complejas y altamente sensibles a la acción del viento.

Por su parte, los recipientes verticales son calculados mediante el método analítico. Por otro lado, las construcciones se clasifican en tres grupos de acuerdo al uso para el cual están destinadas. En el grupo A, se encuentran las construcciones más importantes cuya falla puede ocasionar grandes pérdidas humanas y económicas; en el grupo B se ubican las construcciones de uso público o privado, además de incluir a las construcciones que pueden afectar a las establecidas en el grupo A; mientras que en el grupo C se encuentran las construcciones no clasificadas en los

dos grupos anteriores. En la tabla 2, se puede apreciar la clasificación más detallada por grupo.

Tabla 2: Clasificación de las construcciones según su uso.

Grupo A.
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hospitales, puestos de emergencia o centros de salud en general.</li> <li>• Estaciones de Bomberos o de Policía e instalaciones militares.</li> <li>• Centrales eléctricas y de telecomunicaciones.</li> <li>• Torres de transmisión y antenas.</li> <li>• Estaciones de Bombeos y depósitos de agua.</li> <li>• Tangues elevados y chimeneas.</li> <li>• Redes de distribución de agua, gas, electricidad, entre otras.</li> <li>• Edificaciones gubernamentales o municipales de importancia.</li> <li>• Institutos educacionales en general.</li> <li>• Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.</li> <li>• Edificaciones que contienen objetos de valor excepcional, tales como museos y bibliotecas.</li> <li>• Monumentos y templos de valor histórico.</li> </ul>
Grupo B
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general.</li> <li>• Edificio destinado a viviendas, oficinas, comercios y actividades similares.</li> <li>• Plantas e instalaciones industriales.</li> <li>• Almacenes y depósitos en general.</li> <li>• Construcciones cuyo colapso pongan en peligro a las del grupo A y a este grupo.</li> </ul>
Grupo C
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Construcciones no clasificadas en los grupos anteriores.</li> <li>• Construcciones cuyo colapso no pongan en peligro a las del grupo A ni al grupo B.</li> </ul>

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Se establece para cada grupo un factor de importancia eólico  $\alpha$ , de acuerdo a la clasificación de las construcciones según su uso, con la

finalidad de establecer valores nominales para las acciones que sean consistentes con la seguridad deseada. Este factor de importancia va a permitir ajustar la velocidad básica del viento a periodos de retorno distintos de 50 años, supuesto como base para la elaboración del mapa eólico. El factor de importancia se define en la tabla 3, incrementando un 10% su valor solo en las zonas costeras o en las localidades que a juicio de la autoridad competente sean asimilables a las condiciones de estas zonas.

Tabla 3: Factor de importancia eólica

<b>Grupo</b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>A</b>	1.
	15
<b>B</b>	1.
	00
<b>C</b>	0.
	90

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las construcciones, estas se clasifican según sus características geométricas en cuatro tipos. En el Tipo I, se establecen las construcciones cerradas poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, y todas 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. Dentro del Tipo II, se encuentran 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.

Por su parte, el Tipo III comprenden las construcciones definidas como tipo I y II cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 o cuyo periodo natural de vibración sea mayor de 1 segundo, o las que por su geometría sean

propensas a fuertes vibraciones. Mientras que se tipifican en el Tipo IV, las construcciones que presentan problemas aerodinámicos particulares, tales como cubiertas colgantes excluidas en el tipo I, las formas aerodinámicas inestables, las construcciones flexibles con varios periodos de vibración próximos entre sí, entre otros.

En cuanto a la velocidad básica del viento se determina de acuerdo a la región, con excepción de aquellas regiones donde las mediciones o la experiencia indican que las velocidades del viento son superiores a las definidas. Para estos casos la velocidad del viento se determinara a través de un informe meteorológico. A continuación se muestran las velocidades básicas del viento a través de una figura y tabla:

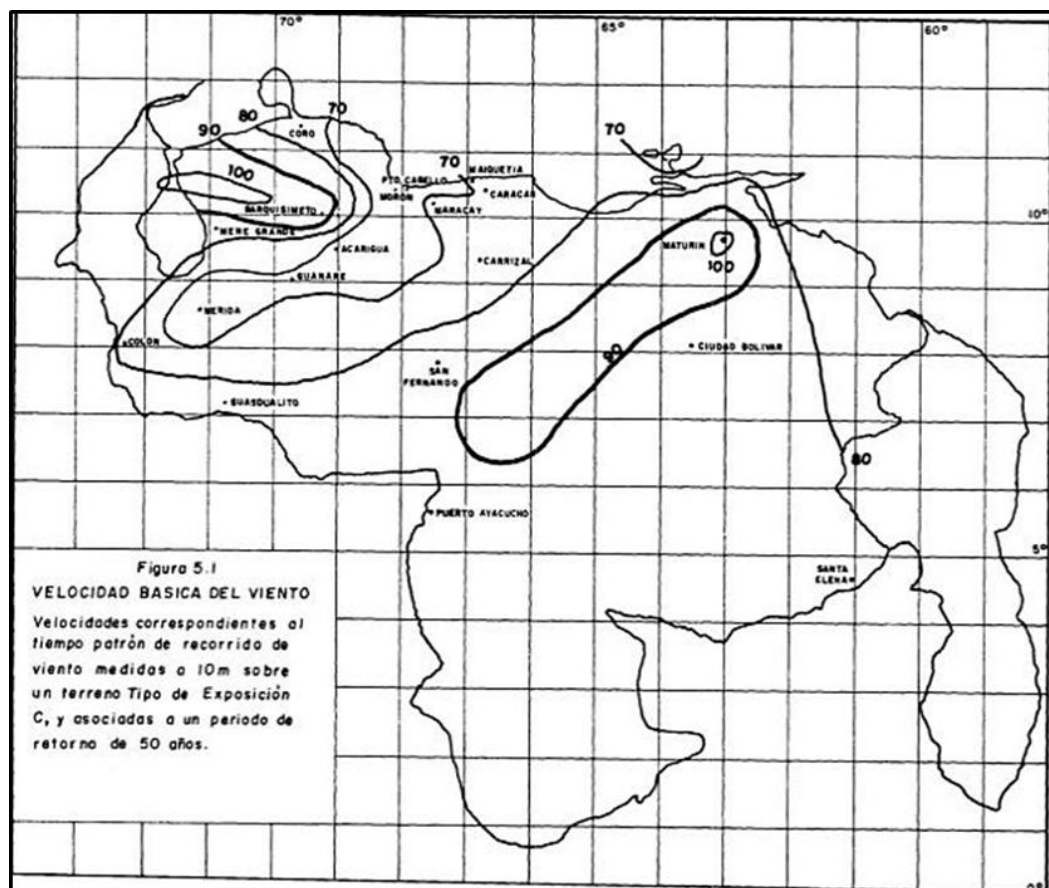


Figura 6. Mapa de velocidades básicas del viento de Venezuela (valores en km/h). Fuente: Norma COVENIN (2003).

Tabla 4: Velocidad básica del viento.

Localidad	V (km/h)	Localidad	V(km/h)
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	85	Barquisimeto	100
APURE		MERIDA	
Guasualito	87	Mérida	70
San Fernando	85	MONAGAS	
ARAGUA		Maturín	102
Colonia Tovar	70	NUEVA ESPARTA	
Maracay	72	Porlamar	70
BOLIVAR		PORTUGUESA	
Ciudad Bolívar	77	Acarigua	70
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	70
Tumeremo	80	SUCRE	
CARABOBO		Cumaná	79
Morón	70	Güiria	83
Puerto Cabello	70	TACHIRA	
DISTRITO FEDERAL		Colón	70
Caracas	78	La Grita	70
La Orchila	76	San Antonio	83
Maiquetía	93	TERRITORIO	
FALCON		FEDERAL AMAZONAS	
Coro	75	Puerto Ayacucho	83
		ZULIA	

GUARICO Carrizal	73	La Cañada	103
		Maracaibo	96
		Mene Grande	81

Fuente: Norma COVENIN (2003).

El tipo de exposición para el sitio donde se edificará la construcción se seleccionará tomando en cuenta las características de las irregularidades en la superficie del terreno. Se considerarán debidamente las variaciones importantes en la rugosidad de la superficie del terreno, las cuales pueden atribuirse tanto a la vegetación y a la topografía natural, como al efecto de las construcciones existentes. El tipo de exposición queda clasificada en la siguiente tabla:

Tabla 5: Tipos de exposiciones.

Tipo de exposición A.
Este grupo corresponde a grandes centros urbanos donde al menos un 50% de las construcciones tiene alturas superiores a 20 metros. Se atribuyen a este tipo las áreas en las cuales prevalezcan estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 800 metros o 10 veces la altura de la construcción. Se tomara en cuenta los aumentos de la presión dinámica cuando la construcción de estudio este 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 altura promedio no superior a 10 metros. Se atribuyen a este tipo las áreas en las cuales prevalezcan estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 500 metros o 10 veces la altura de la construcción.
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 supera de 10 metros.
Tipo de exposición D.

---

Se clasifican en este tipo las áreas planas del litoral que no tenga obstrucciones y que estén expuestas a vientos que soplan sobre 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 el mayor valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la construcción.

---

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Cuando los tipos de exposición varían en diferentes direcciones, cuando la clasificación del sitio no corresponde totalmente con las características tipificadas o sea dudosas su clasificación, se utilizara el tipo de exposición que conduzca a las acciones más desfavorables para el sistema resistente al viento.

El método de determinación de las acciones por efecto del viento se aplica a todas las construcciones en general. En los casos de formas geométricas poco usuales, de construcciones con características de respuestas susceptibles, el proyectista se podrá referir a una bibliografía reconocida para aplicar el diseño. Las acciones de servicio por efecto del viento, según el procedimiento analítico, se determinan mediante la expresión general:

$$w = q \cdot G \cdot C \cdot A \quad (\text{Ec.4})$$

Donde:

w: Magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie o área, expresada en kgf.

q: Presión dinámica ejercida por el viento de “velocidad básica” y sobre la proyección de la superficie en el plano normal a su dirección, donde dicha velocidad se anula, expresada en kgf/m<sup>2</sup>.

G: Factor de respuesta ante ráfagas para considerar la naturaleza fluctuante del viento y su interacción con las construcciones, su valor es adimensional.

C: Coeficiente de empuje o succión que depende de la forma de la construcción, su valor es adimensional.

A: Área de la superficie expuesta o área proyectada sobre un plano normal a la dirección del viento, expresada en m<sup>2</sup>.

Para poder sustituir los valores en la ecuación de magnitud de empuje se requiere obtener los valores característicos de las demás interrogantes; para el caso de la presión dinámica ejercida por la velocidad del viento (q) la norma COVENIN (2003) plantea deducir su valor considerando la forma en la que el viento afecta a la estructura, bien sea por la fachada de barlovento, usando la variable z en función de la altura; o h para la fachada a sotavento. Su valor no será menor de 30 kgf/m<sup>2</sup> aplicado al área proyectada de la construcción sobre un plano vertical que sea perpendicular a la dirección del viento. La ecuación de la presión dinámica quedaría entonces de la siguiente manera:

$$q_z \text{ ó } h = 0,00485 \cdot k \cdot \alpha \cdot v^2 \quad (\text{Ec.5})$$

Donde:

$q_z \text{ ó } h$ : Presión dinámica, expresada en kgf/m<sup>2</sup>

K: Coeficiente de exposición, adimensional.

$\alpha$ : es el factor de importancia eólica, adimensional.

V: Velocidad básica del viento, expresada en km/h.

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

$$K_{z \text{ ó } h} = 2,58 \left( \frac{4,50}{z_g} \right)^2 \beta \text{ para } z \text{ ó } h \leq 4,5\text{m} \quad (\text{Ec. 6})$$



$$K_{z \text{ ó } h} = 2,58 \left( \frac{z}{z_g} \right)^2 \beta \quad \text{para } z \text{ ó } h > 4,5\text{m} \quad (\text{Ec.7})$$

Donde:

$K_{z \text{ ó } h}$ : Coeficiente de exposición, adimensional.

$z_g$ : Factor de la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento, expresado en m.

$\beta$ : Factor para el cálculo del coeficiente de exposición, adimensional.

La norma proporciona una tabla de los valores de  $K_z$  y  $K_h$  con las alturas más usuales (ver tabla 7). Si la altura se encuentra entre dos valores de la tabla se puede interpolar o utilizar las ecuaciones queda a criterio del diseñador. Mientras, que los valores de los factores  $\beta$  y  $z_g$  se pueden apreciar en la tabla 6.

Tabla 6: Constantes para el cálculo de  $K_z$  y  $K_h$ .

Tipo de exposición	Factor $\beta$	Altura a $Z_g$ (m)
<b>A</b>	3,0	460
<b>B</b>	4,5	370
<b>C</b>	7,0	270
<b>D</b>	10,0	200

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Tabla 7: Valores de  $K_z$  y  $K_h$  para diferentes alturas  $z_g$

Altura sobre el terreno $Z \text{ ó } h$ metros	Tipo de exposición			
	A	B	C	D
<b>0 a 4,50</b>	0,118	0,363	0,800	1,207
<b>5</b>	0,126	0,380	0,825	1,233
<b>6</b>	0,142	0,413	0,869	1,279
<b>7</b>	0,158	0,442	0,908	1,319
<b>8</b>	0,173	0,469	0,943	1,355
<b>9</b>	0,187	0,494	0,976	1,387
<b>10</b>	0,200	0,518	1,006	1,417
<b>11</b>	0,214	0,540	1,033	1,444

<b>12</b>	0,226	0,562	1,059	1,469
<b>13</b>	0,239	0,582	1,084	1,493
<b>14</b>	0,251	0,601	1,107	1,515
<b>15</b>	0,263	0,620	1,129	1,536

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Otro de los factores a obtener para el cálculo de los efectos del viento es el valor de los Factores de respuesta ante ráfagas “G”, el cual varía en función de la construcción, si es cerrada o abierta de acuerdo al tipo de exposición de la misma. Además relaciona la altura de la construcción sobre el terreno. Los factores de respuesta ante ráfagas definidos en la norma no serán menores de 1,0. Su valor es adimensional y se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$G_h = 0,65 + 3,65 \cdot \delta h \quad (\text{Ec. 8})$$

En donde:

$$\delta h = \frac{2,35 \bar{k}}{(h_{9,0})^{\beta}} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

$G_h$ : Factor de respuesta ante ráfagas, adimensional.

$\delta h$ : es el factor de exposición que representa la intensidad de la turbulencia.

$h$ : es la altura del techo, evaluado a la altura media del techo para construcciones tipo I o la altura total para construcciones tipo II; su valor es adimensional.

$K$ : es el coeficiente de arrastre dado en la tabla 8, su valor es adimensional.

Tabla 8: Coeficientes de arrastre K sobre una superficie.

<b>Tipo de exposición</b>	<b>Coeficiente K</b>
---------------------------	----------------------

<b>A</b>	0,025
<b>B</b>	0,010
<b>C</b>	0,005
<b>D</b>	0,003

Fuente: Norma COVENIN (2003).

En las tablas a continuación se muestran los valores del factor de respuesta ante ráfagas, para las alturas más comunes, los valores de Gh para los sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo I y II se observan en la tabla 9. Los factores de respuesta Gh para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III son presentados en la tabla 10 y los factores de respuesta ante rafagas Gh para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III, en acero, se exponen la tabla 11.

Tabla 9: Factor de respuesta ante ráfagas

<b>Altura h o z sobre el terreno Metros</b>	<b>Tipo de exposición</b>			
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>0 a 4,50</b>	2,359	1,651	1,320	1,154
<b>5</b>	2,299	1,627	1,309	1,148
<b>6</b>	2,202	1,588	1,292	1,139
<b>7</b>	2,124	1,557	1,278	1,131
<b>8</b>	2,060	1,530	1,266	1,125
<b>9</b>	2,006	1,507	1,256	1,119
<b>10</b>	1,959	1,487	1,247	1,114
<b>11</b>	1,918	1,470	1,239	1,110
<b>12</b>	1,882	1,454	1,232	1,106
<b>13</b>	1,849	1,440	1,225	1,102
<b>14</b>	1,820	1,427	1,219	1,099

15	1,793	1,415	1,213	1,096
----	-------	-------	-------	-------

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Tabla 10: Factores de respuesta ante ráfagas  $G_h$  para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III.

Altura h Sobre el terreno metros	Tipo de construcción							
	Cerradas				Abiertas			
	Tipo de exposición				Tipo de exposición			
	A	B	C	D	A	B	C	D
0 a 10	2,90	2,40	1,60	1,40	3,00	2,50	1,70	1,50
10 a 30	2,35	2,00	1,40	1,25	2,40	2,10	1,50	1,30
30 a 60	2,00	1,50	1,30	1,20	2,00	1,50	1,30	1,20
Más de 60	Véase el comentario C-6.2.4							

Fuente: Norma COVENIN (2003).

Tabla 11: Factores de respuesta ante rafagas  $G_h$  para sistemas resistentes al viento de las construcciones tipo III. En acero.

Tipo de expo- sición	Altura h sobre el terreno m	Tipo de construcción							
		Cerrada				Abierta			
		w/h= 0	w/h= 0,17	w/h= 0,40	w/h= 1,0	w/h= 0	w/h= 0,17	w/h= 0,40	w/h= 1,0
<b>A</b>	4,5-10	2,90	2,60	2,40	2,25	3,00	2,70	2,40	2,30
	10-30	2,35	2,00	1,80	1,70	2,40	2,10	1,90	1,80
	30-60	2,00	1,70	1,60	1,50	2,00	1,70	1,60	1,50
	60-100	1,60	1,40	1,30	1,30	1,10	1,40	1,35	1,30
<b>B</b>	4,5-10	2,40	2,10	1,90	1,70	2,50	2,25	2,00	1,70
	10-30	2,00	1,70	1,60	1,40	2,10	1,80	1,60	1,50
	30-60	1,50	1,30	1,30	1,20	1,50	1,40	1,30	1,25
	60-100	1,40	1,20	1,20	1,10	1,40	1,20	1,20	1,15
<b>C</b>	4,5-10	1,60	1,50	1,40	1,30	1,70	1,50	1,40	1,35
	10-30	1,40	1,30	1,25	1,20	1,50	1,30	1,20	1,20
	30-60	1,30	1,20	1,20	1,10	1,30	1,25	1,15	1,10
	60-100	1,20	1,15	1,10	1,00	1,25	1,20	1,10	1,00
<b>D</b>	4,5-10	1,40	1,30	1,20	1,20	1,50	1,35	1,30	1,20
	10-30	1,25	1,20	1,15	1,10	1,30	1,20	1,15	1,10
	30-60	1,20	1,10	1,10	1,00	1,20	1,15	1,10	1,00
	60-100	1,15	1,05	1,00	1,00	1,20	1,10	1,00	1,00

Fuente: Norma COVENIN (2003).

En relación al coeficiente de empuje o succión (C) el valor escogido dependerá de la geometría de la construcción y su altura, la relación entre ambas permitirá determinar el coeficiente más idóneo a seleccionar para el cálculo de las fuerzas del viento sobre la estructura. Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares, para todas las alturas, se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 12: Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares.

Sección transversal	Tipo de superficie	h/D		
		5		
Cuadrada (viento normal a una cara)	Todas	,3	,4	,0
	Todas	,0	,1	,5
Hexagonal y octogonal	Todas	,0	,2	,4
Circular	Moderadamente lisa	,5	,6	,7
	Rugosa (c/d=0,02)	,7	,8	,9
	Muy rugosa (c/d=0,08)	,8	,0	,2

Fuente: Norma COVENIN (2003).

#### **2.2.5.2.2.2. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma NCH42-2010.**

Según la norma chilena NCH42-2010, en sus capítulos 6,7 y 8, las cargas de viento para el diseño de las estructuras deben ser aplicadas de acuerdo a uno de los tres procedimientos existentes, que dependen de la forma geométrica de la estructura y la respuesta ante la acción del viento. A continuación se describen dichos procedimientos:

- Método 1: Procedimiento Simplificado. Para edificios de baja altura con diafragma simple.
- Método 2: Procedimiento Analítico. Para estructuras de formas regulares. Los recipientes verticales son calculados a través del método analítico.
- Método 3: Túnel de Viento. Para estructuras geoméricamente complejas y altamente sensibles a la acción del viento.

La velocidad básica que se considera para el cálculo de la presión básica, debe ser estimada a partir de información climática regional, la cual no debe ser menor que la velocidad del viento asociada a la probabilidad anual de 0,02 (media de un intervalo de 50 años) y la estimación se debe ajustar a la equivalencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos a 10 metros por sobre el terreno de exposición de campo abierto. La siguiente tabla establece velocidades de viento, registradas principalmente en aeródromos y aeropuertos, para diferentes estaciones del territorio chileno:

Tabla 13: Velocidad de viento para diferentes estaciones del territorio chileno.

<b>N</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Estación</b>	<b>V (m/s)</b>
1	18° 20'	70° 20'	Arica	23,0
2	20° 32'	70° 11'	Iquique	25,8
3	22° 27'	68° 55'	Calama	36,8
4	23° 26'	70° 26'	Antofagasta	24,3
5	29° 54'	71° 12'	La Serena	32,1
6	30° 14'	71° 38'	DGF- Lengua de vaca	34,6
7	32° 08'	71° 31'	CENMA- Pichidanguí	29,2
8	33° 23'	70° 47'	Pudahuel	30,3
9	33° 26'	70° 39'	Torre Entel	24,1
0	33° 27'	70° 31'	La Reina	22,4
1	33° 34'	70° 37'	La Platina	15,7
1	35° 13'	72° 17'	Putú	29,0
2	36° 46'	73° 03'	Concepción	40,0
3	36° 47'	73° 07'	ENAP- Bío Bío	43,5
4	38° 45'	72° 38'	Tamuco	35,2
5				

6	1	41°	73° 07'	Puerto Montt	33,9
	26'				
7	1	42°	72° 43'	Chaitén	49,2
	55'				
8	1	43°	73° 43'	Quellón	40,7
	10'				
9	1	43°	71° 47'	Palena	38,2
	38'				
0	2	45°	71° 07'	Coyhaique	44,8
	35'				
1	2	45°	71° 72'	Balmaceda	47,6
	54'				
2	2	46°	71° 41'	Chile chico	41,5
	32'				
3	2	47°	72° 55'	Cochrane	38,1
	14'				
4	2	53°	70° 51'	Punta Arenas	53,5
	00'				

Fuente: Norma NCH42 (2010).

En cuanto al factor de direccionalidad de viento ( $K_d$ ), su valor será siempre menor a 1,0 pero varía dependiendo la geometría y el tipo de estructura. Se determina de acuerdo a la tabla 14. Este factor solo puede ser aplicado cuando se utilizan las combinaciones de cargas especificadas en la norma chilena NCH3171.

Tabla 14: Factor de direccionalidad del viento.

Tipo de estructura	$d$
Edificios:	
SPRFV	(
Elementos secundarios	,85
	(
	,85
Techos abovedados en arco	(



	,85
Chimenea, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	( ,90
Hexagonales	( ,95
Circulares	( ,95
Señalética sólidas	( ,85
Señalética sólidas y marcos de estructuras enrejadas	( ,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	
Todas las demás secciones transversales	( ,85
	( ,95

Fuente: Norma NCH42 (2010).

Se debe determinar un factor de importancia (I), para las distintas construcciones según lo indicado en la tabla 14, basándose en la categoría de ocupación de edificios y otras estructuras establecida en la norma NCH3171. En resumen, las categorías de ocupación van desde I a IV, donde la categoría de ocupación I incluye edificios y otras estructuras con un riesgo bajo para la vida humana en el caso de falla, y la categoría de ocupación IV incluye instalaciones esenciales. En el caso de recipientes verticales, se define una categoría de ocupación de tipo II.

Tabla 15: Factor de importancia

<b>Categoría</b>	<b>Factor de importancia</b>
<b>I</b>	0,87
<b>II</b>	1,00
<b>III</b>	1,15
<b>IV</b>	1,15

Fuente: Norma NCH432 (2010).

Por otro lado, la categoría de rugosidad de la superficie depende del área de ubicación y el entorno que presenta la estructura, se definen los siguientes tres tipos de rugosidad dentro de cada sector de 45°, las cuales se determinan para las distancias a barlovento de los sitios definidos en la categoría de exposición.

- Rugosidad Tipo B: áreas urbanas y suburbanas, áreas arboladas u otros terrenos con numerosos obstáculos poco espaciados de tamaño similar a una vivienda unifamiliar o mayor.
- Rugosidad Tipo C: terrenos abiertos con obstrucciones dispersas con alturas menos de 9,1m
- Rugosidad Tipo D: áreas planas y despejadas y superficies de agua. Esta categoría incluye terrenos planos barrosos, salinos y hielo sin quebrar.

Mientras que las categorías de exposición de los edificios o estructuras se clasifican en tres tipos que dependen del tipo de rugosidad de la superficie. Cabe destacar que para sitios ubicados en zonas de transición entre categorías de exposición, se utiliza la categoría resultante que entregue la fuerza del viento mayor. Exposiciones intermedias entre las categorías anteriores están permitidas en zonas de transición siempre que sea

determinada a través de un método de análisis racional definido por la literatura reconocida. A continuación se describen los tipos de exposición:

- Exposición B: la exposición B debe ser aplicada en donde prevalezcan las condiciones de rugosidad Tipo B en dirección del barlovento por una distancia de al menos 792 m o 20 veces la altura de la estructura, se aplica la mayor de estas condiciones. Para estructuras cuya altura media del techo sea menor o igual a 9,1m la distancia de barlovento se debe reducir a 456m.
- Exposición C: la exposición C se debe aplicar en todos aquellos casos en que no se cumplan con las condiciones tanto de la categoría B como de la D.
- Exposición D: la exposición D debe ser aplicada en donde prevalezcan las condiciones de rugosidad Tipo D en dirección del barlovento por una distancia de al menos 1524 m o 20 veces la altura de la estructura, se aplica la mayor de estas condiciones. La exposición D se debe extender en áreas en la dirección del sotavento de superficies con rugosidades del tipo B o C por una distancia de 200m o 20 veces la altura de la estructura, se aplica la mayor de estas condiciones.

Una vez que se conoce la rugosidad de la superficie y se obtiene la categoría de exposición, se calcula el coeficiente de exposición de la distribución de velocidades de viento ( $K$ ). La tabla 16 muestra el resultado de sus valores con diferentes alturas, sin embargo, también se puede calcular mediante las ecuaciones 10 y 11, las cuales dependen de la altura de la construcción, si es mayor o menor a 4,6 metros se seleccionara la ecuación correspondiente. Los valores de las constantes del terreno de exposición se encuentran establecidos en la tabla 17.

Tabla 16: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades.

Altura sobre el nivel del suelo, z M	Exposición			
	Caso 1	B Caso 2	C Caso 1 y 2	D Caso 1 y 2
0-4,6	0,70	0,57	0,85	1,03
6,1	0,70	0,62	0,90	1,08
7,6	0,70	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	0,81	1,09	1,27
18,0	0,85	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	0,93	1,21	1,38
27,4	0,96	0,96	1,24	1,4
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
36,6	1,04	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,47	1,68	1,82
137,2	1,52	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,56	1,77	1,89

Fuente: Norma NCH42 (2010).

Caso 1:

- a) Todos los elementos secundarios y de revestimiento.
- b) SPRFV en construcciones de baja altura.

Caso 2:

- a) Todos los SPRFV, excepto en construcciones de baja altura.
- b) SPRFV en otras construcciones.

$$K_z = 2,01 * \frac{z}{z_g}^{2\alpha} \quad \text{para } 4,6 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad (\text{Ec. 10})$$

$$K_z = 2,01 * \frac{4,6}{z_g}^{2\alpha} \quad \text{para } z < 4,6 \text{ m} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

$K_z$ : Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades de viento, adimensional.

$z_g$ : Factor de la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento, tabulado en tabla 17 y expresado en m.

$\alpha$ : Factor para el cálculo del coeficiente de exposición, tabulado en la tabla 17 y adimensional.

Tabla 17: Constante del terreno de exposición.

<b>Exposición</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>z_g</math> m</b>
<b>B</b>	7,0	365, 76
<b>C</b>	9,5	274, 32
<b>D</b>	11,5	213, 36

Fuente: Norma NCH432 (2010).

Por otro lado, los efectos topográficos pueden influir en la acción del viento sobre las estructuras por perturbar el campo de flujo cerca de características tales como colinas, cimas y escarpes, resultando en desviaciones locales de la velocidad básica del viento. Estos cambios, pueden aumentar o disminuir la velocidad del viento local, pero la formulación conservadora de carga de viento dada por la norma NCH42-2010 sólo considera los casos en los que las características topográficas tienden a aumentar la velocidad de los vientos locales, y por lo tanto las cargas de viento. Estos efectos se incorporan en la ecuación de carga de viento a través de un ajuste de la presión de la velocidad por el factor de efecto topográfico ( $K_{zt}$ ).

El factor por efecto de ráfaga ( $G$ ), incorpora simultáneamente dos procesos diferentes a través del cual la turbulencia en el viento atmosférico puede afectar a las cargas de viento para una estructura. El primero de estos procesos está relacionado con el tamaño de una estructura con respecto a escalas significativas que aparecen en la turbulencia. Por definición, una ráfaga de viento es de corta duración, relacionando la velocidad del viento y el tiempo requerido para el paso de una ráfaga; esto da una indicación de las dimensiones relativas de la ráfaga. Por su parte, la turbulencia es un proceso caótico, y estas características sólo se pueden definir en un sentido estadístico. Para estructuras rígidas, el factor del efecto ráfaga se debe considerar como 0,85 o se calcula a partir de la fórmula:

$$G = 0,925 * \frac{1+1,7 * g_Q * I_z * Q}{1+1,7 * g_y * I_z} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$I_z = c * \frac{10}{z}^{1,6} \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

$$Q = \frac{1}{1 + 0,63 * \frac{B+h}{L_z}^{0,63}} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$L_z = I * \frac{\check{Z}}{10}^{\check{e}} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

G: Factor de respuesta ante ráfagas, adimensional.

I<sub>z</sub>: Intensidad de turbulencia a una altura  $\check{Z}$ ; adimensional.

$\check{Z}$ : Altura equivalente de la estructura, definida como 0,6 x h pero no menor que  $z_{\min}$  para todas las alturas h de las construcciones, expresada en metros.

$Z_{\min}$  y c: Constantes del terreno de exposición, adimensional.

$Z_g$  y  $g_y$ : es igual a 3,4.

Q: Factor de respuesta de fondo, adimensional.

B: Dimensión horizontal de un edificio medido normal a la dirección del viento, expresado en metros.

H: Altura media del techo, expresado en metros.

I,  $\check{e}$ : Constantes del terreno de exposición, adimensional.

L<sub>z</sub>: Escala de longitud integral de turbulencia, expresada en metros.

En cuanto a los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares, para todas las alturas y mediante el método analítico, se obtiene de la tabla 18 y depende de la geometría y la altura de la estructura. Por lo general la figura de donde se determinan estos coeficientes incluye sección cuadrada, circular, hexagonal u octogonal.

Tabla 18: Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares.

Sección transversal	Tipo de superficie	h/D		
		1	7	25
Cuadrada (viento normal a la cara)	Todas	1,3	1,4	2,0
Cuadrada (viento a lo largo de la diagonal)	Todas	1,0	1,1	1,5
Hexagonal y octogonal	Todas	1,0	1,2	1,4
Redonda ( $D \overline{q_z} > 5,3$ ; D en m y $q_z$ en N/m <sup>2</sup> )	Moderadamente suave	0,5	0,6	0,7
	Rugosas (D'/D=0,02)	0,7	0,8	0,9
	Muy rugosas (D'/D=0,08)	0,8	1,0	1,2
Redonda ( $D \overline{q_z} \leq 5,3$ ; D en m y $q_z$ en N/m <sup>2</sup> )	Todas	0,7	0,8	1,2

Fuente: Norma NCH42 (2010).

La distribución de velocidades  $q_z$ , evaluada a una altura  $z$  se calcula con la multiplicación de diversos factores entre ellos el coeficiente de exposición, el factor topográfico y de importancia, el factor de direccionalidad y la velocidad básica del viento. Su valor no debe ser menor a una presión



neta de 480 N/m<sup>2</sup> actuando en dirección normal a la superficie. Cabe destacar que su fórmula es una modificación de la ecuación de Bernoulli y que la constante al principio de la ecuación de presión de la velocidad incluye la densidad del aire y un factor para la conversión de las unidades quedando establecido la ecuación de la siguiente manera:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot v^2 \cdot I \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

$q_z$ : Distribución de velocidades, expresado en N/m<sup>2</sup>.

$K_z$ : Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades, adimensional.

$K_{zt}$ : Factor topográfico, adimensional.

$K_d$ : Coeficiente de direccionalidad del viento, adimensional.

$I$ : Factor de importancia, adimensional.

$V$ : Velocidad básica de viento, expresado en m/s.

Por último, las fuerzas de viento de diseño para otras estructuras, según el método analítico de la norma de viento chilena, involucra cuatro variables descritas anteriormente como la distribución de velocidades, el factor de efecto ráfaga, el coeficiente de fuerza y el área proyectada y se determina con la fórmula siguiente:

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot A_f \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

$F$ : Fuerza de viento (N)

$q_z$ : Distribución de velocidades, expresado en N/m<sup>2</sup>.

G: Factor de efecto ráfaga, adimensional.

$C_f$ : Coeficiente de la fuerza neta, adimensional.

$A_f$ : Área proyectada normal al viento, excepto cuando  $C_f$  sea especificado para el área de la superficie efectiva, expresado en  $m^2$ .

#### **2.2.5.2.2.3. Criterios de diseño para acciones del viento sobre las construcciones de acuerdo a lo establecido en la norma ASCE 7-10.**

Según la norma estadounidense ASCE 7-10, en su capítulo 26, las cargas de viento para el diseño de las estructuras deben ser aplicadas de acuerdo a uno de los dos procedimientos existentes, que dependen de la forma geométrica de la estructura y la respuesta ante la acción del viento. A continuación se describen dichos procedimientos

- Método 1: Procedimiento Analítico. Se permite para las estructuras de cualquier altura que no tienen irregularidades geométricas o características de respuesta inusuales.
- Método 2: Túnel de Viento. Se emplea para estructuras complejas que no pueden ser evaluadas utilizando el método anterior.

La norma estadounidense establece una clasificación para edificios y otras estructuras según la determinación de cargas de inundación, viento, nieve, hielo y terremoto basados en el riesgo asociado con el rendimiento inaceptable. Existen cuatro categorías, que van de I a IV, donde la menor representa estructuras que simbolizan bajo peligro para la humanidad en caso de falla y la mayor categoría representa un alto riesgo en caso de deficiencia. En cuanto a las velocidades de viento para Estados Unidos, se encuentran establecidas mediante 3 figuras, las cuales dependen de la categoría de riesgo de la estructura.

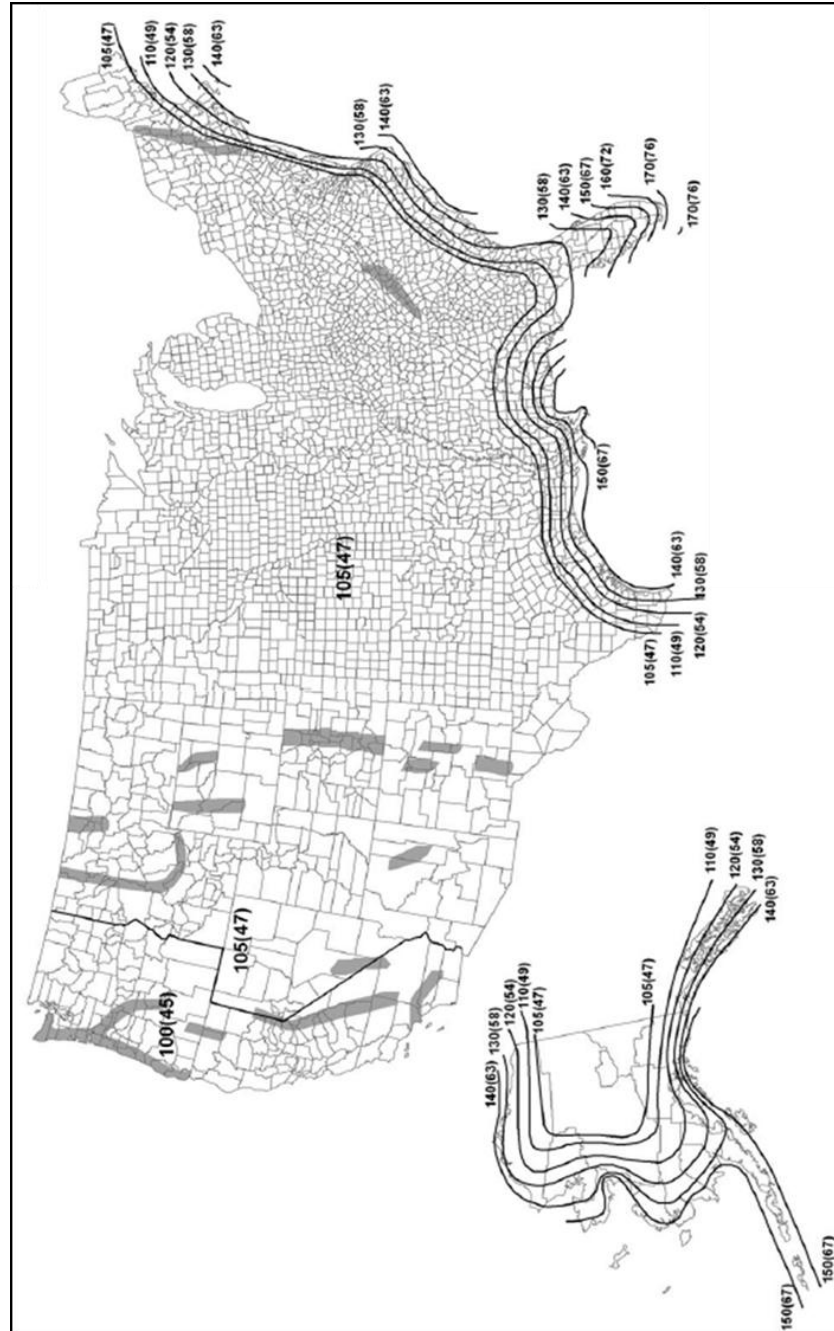


Figura 7: Velocidad de viento para categoría de riesgo I de edificios y otras estructuras. Fuente: Norma ASCE 7 (2010).

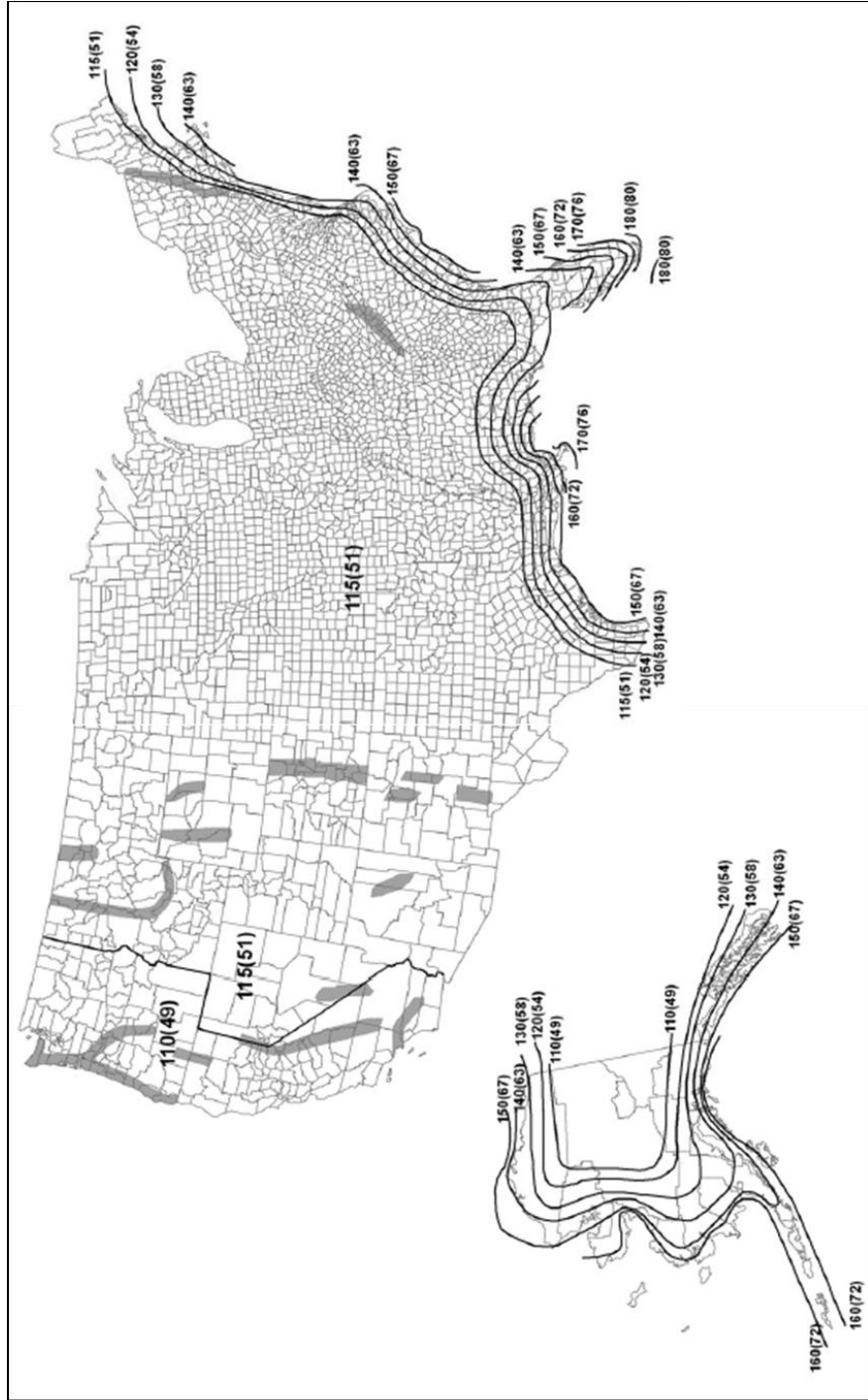


Figura 8: Velocidad de viento para categoría de riesgo II de edificios y otras estructuras. Fuente: Norma ASCE 7 (2010).

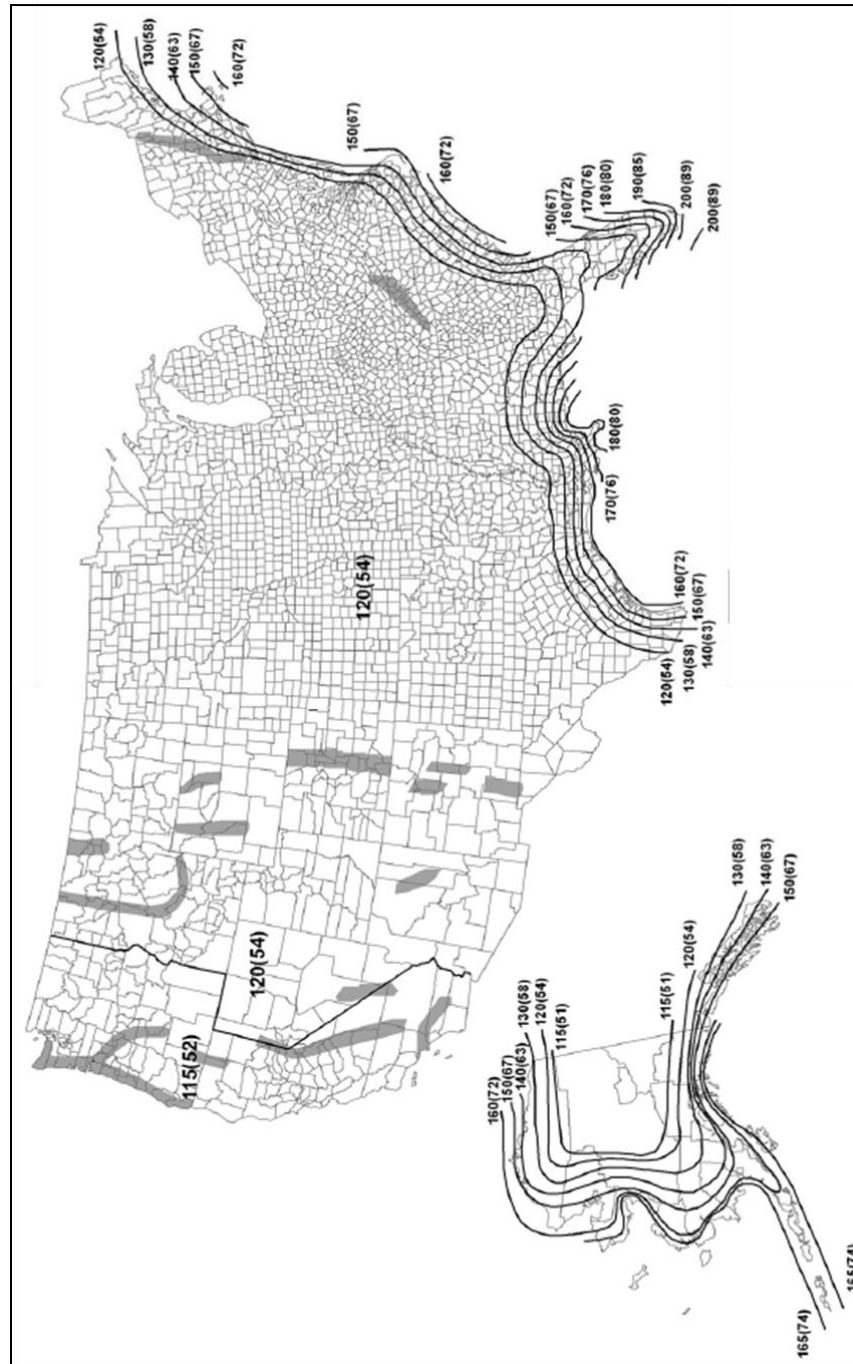


Figura 9: Velocidad de viento para categoría de riesgo III y IV de edificios y otras estructuras. Fuente: Norma ASCE 7 (2010).

El factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ , solo será incluido en la determinación de las cargas de viento cuando se empleen las combinaciones de carga especificadas en la norma ASCE 7-10 para el diseño. Este factor se refiere a la menor probabilidad de que la orientación más vulnerable para una estructura corresponda perjudicialmente con la dirección de la velocidad máxima del viento durante un evento de diseño. Este factor dependerá del tipo de estructura y viene dado por la siguiente tabla:

Tabla 19: Factor de direccionalidad del viento.

<b>Tipo de estructura</b>	<b>d</b>
Edificios:	
SPRFV	(
Elementos secundarios	,85
	(
	,85
Techos abovedados en arco	(
	,85
Chimenea, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	(
	,90
Hexagonales	(
	,95
Circulares	(
	,95
Muestras solidas	(
	,85
Los signos abiertos y estructura reticular	(
	,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	(
Todas las demás secciones transversales	,85

,95

Fuente: Norma ASCE 7(2010)

Por su parte, las tres categorías de exposición corresponden a terreno urbano, suburbano o boscoso (exposición B), terreno abierto o grandes masas de agua en las regiones propensas a huracanes (exposición C), y las localizaciones del terreno o del litoral muy planas en las regiones no propensas a huracanes (exposición D).

Una vez que se tiene la categoría de exposición, se calcula el coeficiente de exposición a la presión de velocidad de viento (K). La tabla 20 muestra el resultado de sus valores con diferentes alturas, sin embargo, también se puede calcular mediante las ecuaciones 18 y 19, las cuales dependen de la altura de la construcción, si es mayor o menor a 15 pies se seleccionara la ecuación correspondiente. Los valores de las constantes del terreno de exposición se encuentran establecidos en la tabla 21.

Tabla 20: Coeficiente de exposición a la presión de velocidad.

Altura sobre el nivel del suelo, z		Exposición		
(ft)	(m)	B	C	D
<b>0-15</b>	0-4,6	0,57	0,85	1,03
<b>20</b>	6,1	0,62	0,90	1,08
<b>25</b>	7,6	0,66	0,94	1,12
<b>30</b>	9,1	0,70	0,98	1,16
<b>40</b>	12,2	0,76	1,04	1,22
<b>50</b>	15,2	0,81	1,09	1,27
<b>60</b>	18,0	0,85	1,13	1,31
<b>70</b>	21,3	0,89	1,17	1,34
<b>80</b>	24,4	0,93	1,21	1,38
<b>90</b>	27,4	0,96	1,24	1,4
<b>100</b>	30,5	0,99	1,26	1,43
<b>120</b>	36,6	1,04	1,31	1,48
<b>140</b>	42,7	1,09	1,36	1,52
<b>160</b>	48,8	1,13	1,39	1,55
<b>180</b>	54,9	1,17	1,43	1,58
<b>200</b>	61,0	1,20	1,46	1,61

<b>250</b>	76,2	1,28	1,53	1,68
<b>300</b>	91,4	1,35	1,59	1,73
<b>350</b>	106,7	1,41	1,64	1,78
<b>400</b>	121,9	1,47	1,68	1,82
<b>450</b>	137,2	1,52	1,73	1,86
<b>500</b>	152,4	1,56	1,77	1,89

Fuente: Norma ASCE 7(2010)

$$K_z = 2,01 * \frac{z}{z_g}^{2\alpha} \quad \text{para } 15 \text{ ft.} \leq z \leq z_g \quad (\text{Ec. 18})$$

$$K_z = 2,01 * \frac{15}{z_g}^{2\alpha} \quad \text{para } z < 15 \text{ ft.} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

$K_z$ : Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades de viento, adimensional.

$z_g$ : Factor de la altura del gradiente en el perfil de velocidades del viento, tabulado en tabla 21 y expresado en metros.

$\alpha$ : Factor para el cálculo del coeficiente de exposición, tabulado en la tabla 21 y adimensional.

Tabla 21: Constante del terreno de exposición.

<b>Exposición</b>	<b>A</b>	<b><math>z_g</math> (m)</b>
<b>B</b>	7,0	365, 76
<b>C</b>	9,5	274,



		32
<b>D</b>	11,5	213, 36

Fuente: Norma ASCE 7(2010)

Los efectos topográficos pueden influir en la carga del viento de las estructuras por perturbar el campo de flujo cerca de características tales como colinas, crestas y acantilados, resultando en desviaciones locales de la velocidad básica del viento. En general, estos cambios pueden aumentar o disminuir la velocidad del viento local, pero la formulación conservadora de carga de viento dada por la ASCE 7-10 sólo considera los casos en los que las características topográficas tienden a aumentar la velocidad de los vientos locales, y por lo tanto las cargas de viento. Estos efectos se incorporan en la ecuación de carga de viento a través de un ajuste de la presión de la velocidad por el factor de efecto topográfico ( $K_{zt}$ ). Si las condiciones del sitio y la ubicación de la estructura no cumple con todas las condiciones especificadas en la norma ASCE 7-10 entonces  $K_{zt} = 1,0$ .

Tal y como se mencionó anteriormente, el factor por efecto de ráfaga ( $G$ ), incorpora simultáneamente dos procesos diferentes a través del cual la turbulencia en el viento atmosférico puede afectar a las cargas de viento para una estructura. Para estructuras rígidas, el factor del efecto ráfaga se debe considerar como 0,85 o se calcula a partir de la fórmula:

$$G = 0,925 * \frac{1+1,7* g_Q* I_z* Q}{1+1,7* g_y* I_z} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$I_z = c * \frac{10}{z}^{1,6} \quad (\text{Ec. 21})$$

En donde:

$$Q = \frac{1}{1 + 0,63 * \frac{B+h}{L_z}^{0,63}} \quad (\text{Ec.22})$$

$$L_z = I * \frac{\check{z}}{10}^{\check{e}} \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

G: Factor de respuesta ante ráfagas, adimensional.

I<sub>z</sub>: Intensidad de turbulencia a una altura  $\check{z}$ ; adimensional.

$\check{z}$ : Altura equivalente, definida como 0,6 x h pero no menor que  $Z_{\min}$  para todas las alturas h de las construcciones, expresada en metros.

$Z_{\min}$  y c: Constantes del terreno de exposición, adimensional.

$Z_g$  y  $g_y$ : es igual a 3,4.

Q: Factor de respuesta de fondo, adimensional.

B: Dimensión horizontal de un edificio medido normal a la dirección del viento, expresado en metros.

H: Altura media del techo, expresado en metros.

I,  $\check{e}$ : Constantes del terreno de exposición, adimensional.

L<sub>z</sub>: Escala de longitud integral de turbulencia, expresada en metros.

En cuanto a la ecuación de presión de velocidad,  $q_z$ , es una modificación de la fórmula de Bernoulli, que relaciona la presión dinámica de fluido a la densidad del fluido, y el cuadrado de la velocidad de flujo (en este caso, la velocidad básica del viento). La constante al principio de la ecuación de presión de la velocidad incluye la densidad del aire y un factor para la

conversión de las unidades. El resto de variables en la ecuación de presión de la velocidad son adimensionales y corresponden a: factor de exposición ( $K_z$ ); factor de efecto topográfico ( $K_{zt}$ ) y factor de direccionalidad ( $K_d$ ). La presión de velocidad viene dada por la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot v^2 \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

$q_z$ : Distribución de velocidades, expresado en  $\text{N/m}^2$ .

$K_z$ : Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades.

$K_{zt}$ : Factor topográfico.

$K_d$ : Coeficiente de direccionalidad del viento.

V: Velocidad básica de viento (m/s).

En cuanto al coeficiente de empuje o succión (C) el valor escogido dependerá de la geometría de la construcción y su altura, la relación entre ambas permitirá determinar el coeficiente más correcto a seleccionar para el cálculo de las fuerzas del viento sobre la estructura. Los coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares, para todas las alturas, se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 22: Coeficientes de fuerza para chimeneas, estanques, equipos de azotea y estructuras similares.

Sección transversal	Tipo de superficie	h/D		
		1	7	25
Cuadrada (viento normal a la cara)	Todas	1,3	1,4	2,0
Cuadrada (viento a lo largo de la diagonal)	Todas	1,0	1,1	1,5
Hexagonal y	Todas	1,0	1,2	1,4

octogonal					
Redonda ( $D \overline{q_z} > 2,5$ ) ( $D \overline{q_z} > 5,3$ ; D en m y $q_z$ en N/m <sup>2</sup> )	Moderadamente suave	0,5	0,6	0,7	
	Rugosas (D'/D=0,02)	0,7	0,8	0,9	
	Muy rugosas (D'/D=0,08)	0,8	1,0	1,2	
Redonda ( $D \overline{q_z} \leq 2,5$ ) ( $D \overline{q_z} \leq 5,3$ ; D en m y $q_z$ en N/m <sup>2</sup> )	Todas	0,7	0,8	1,2	

Fuente: Norma ASCE 7 (2010).

La carga del viento para estructuras diferentes a edificios, como es el caso de instalaciones industriales, se calcula según la ecuación 25 descrita en la ASCE 7-10 donde las 4 variables son la presión de la velocidad, el factor de efecto de ráfaga, el coeficiente de la fuerza aerodinámica, y el área de proyección normal a la dirección del viento.

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot A_f \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

F: Fuerza de viento, expresado en N.

$q_z$ : Distribución de velocidades evaluada a una altura  $z$  del área  $A_f$ , expresado en N/m<sup>2</sup>

G: Factor de efecto ráfaga, adimensional

$C_f$ : Coeficiente de la fuerza neta, adimensional.

$A_f$ : Área proyectada normal al viento, excepto cuando  $C_f$  sea especificado para el área de la superficie efectiva, expresado en m<sup>2</sup>

### 2.2.6. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga son un aspecto crítico de diseño, basadas en el cálculo general de un elemento o estructura con las sobrecargas desfavorables, ya que actúan, a veces, sólo en determinadas partes de la estructura. Es importante asegurarse de que está aplicando correctamente las combinaciones de carga pertinentes para garantizar los requisitos mínimos de diseño del código local.

#### **2.2.6.1. Combinaciones de carga para Venezuela.**

Según la norma venezolana de PDVSA L–STC–005 Fundaciones de recipientes verticales, las combinaciones de carga quedan establecidas en la tabla 23. Cabe destacar que la norma PDVSA fija las combinaciones sin los factores de mayoración, dichos factores tienen la finalidad de obtener resultados más cercanos a la realidad, resguardando el estado límite del elemento.

Tabla 23. Combinaciones de carga para Venezuela

Combinaciones de carga para Venezuela
1) Peso vacío + viento o sismo
2) Peso de operación + viento o sismo
3) Peso de prueba
4) Peso de montaje + Viento *
5) Peso de montaje del equipo *

(\*) En los casos que sea aplicable. Fuente: PDVSA L–STC–005 (1991).

#### **2.2.6.2. Combinaciones de carga para Chile.**

Para el caso de Chile, las combinaciones básicas de carga están establecidas en la sección 9 de la norma NCh3171 Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. En la tabla 24 se muestran las combinaciones de carga, siendo D la carga permanente, L

carga de uso,  $L_r$  es la carga de uso de techo,  $S$  carga de nieve,  $R$  carga de lluvia,  $E$  carga sísmica y  $W$  es la carga de viento.

Tabla 24. Combinaciones de carga para Chile

<i>Ultimo</i>	<i>Servicio</i>
1) $1,4 D$	1) $D$
2) $1,2 D + 1,6 L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	2) $D + L$
3a) $1,2 D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + L$	3) $D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3b) $1,2 D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + 0,8W$	4) $D + 0,75 L + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4) $1,2 D + 1,6W + L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	5 <sup>a</sup> ) $D + W$
)	5 <sup>b</sup> ) $D + E$
5) $1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S$	6 <sup>a</sup> ) $D + 0,75W + 0,75 L + 0,75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
6) $0,9 D + 1,6W$	6 <sup>b</sup> ) $D + 0,75 E + 0,75 L + 0,75 S$
7) $0,9 D + 1,4E$	7) $0,6 D + W$
	8) $0,6 D + E$

Fuente: NCh3171 (2010)

### 2.2.6.3. Combinaciones de carga para Estados Unidos.

La norma estadounidense ASCE 7-10, establece en el capítulo 2 las combinaciones de carga mínimas para ser consideradas para el diseño de edificios y estructuras. En la tabla 25 se muestra dichas combinaciones, siendo  $D$  la carga muerta,  $E$  la carga debido al sismo,  $F$  las cargas debido a líquidos o presión lateral de los mismos,  $H$  las cargas debido a terrenos o presión lateral de los mismos,  $L$  la cargas vivas,  $L_r$  las cargas vivas en azoteas o tejados,  $R$  las cargas debidas a lluvias,  $S$  las cargas debidas a nieve y  $W$  las cargas debido al viento.

Tabla 25. Combinaciones básicas de carga última

<i>Último</i>	<i>Servicio</i>
1) $1,4D$	1) $D$
2) $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	2) $D + L$
	3) $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3) $1,2D + 1,6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) +$	4) $D + 0,75L + 0,75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

---

(L or 0,5W)	5) D + (0,6W or 0,7E)
4) $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr$ or S or R)	6 <sup>a</sup> ) D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(Lr or S or R)
5) $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$	6 <sup>b</sup> ) D + 0,75L + 0,75(0,7E) + 0,75S
6) $0,9D + 1,0W$	7) $0,6D + 0,6W$
7) $0,9D + 1,0E$	8) $0,6D + 0,7E$

---

Fuente: Norma ASCE 7 (2010)

### 2.2.7. Fundaciones para recipientes verticales

Una cimentación o fundación, es la encargada de la transmisión de cargas de la estructura, maquinaria o equipo que este soportando, al suelo. Las fundaciones para recipientes verticales deben ser capaz de resistir cargas por gravedad y debido a la altura del equipo que soporta, estar lista para resistir grandes fuerzas laterales ya sea por sismo o viento. Salazar (2013). (Ver figura 8)

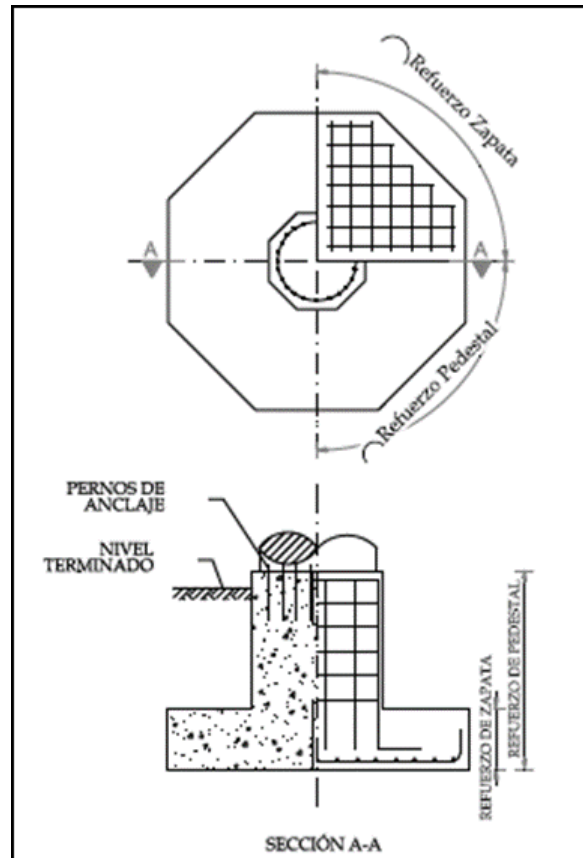


Figura 10. Zapata y pedestal octogonal para recipiente vertical. Fuente: Salazar, (2013).

Se compone de un pedestal que puede estar apoyado en una zapata, losa o en pilotes directamente, si el recipiente fuere no tan alto, la fundación puede tratarse de un pedestal apoyado directamente en el suelo. Dichos pedestales individuales pueden ser de varias formas: circular, cuadrado u octogonal. Su elección dependerá de varios factores, la facilidad de construcción versus la necesidad de colocar no más del material necesario.

#### 2.2.7.1. Pedestal



La guía de diseño de fundaciones para recipientes verticales del Instituto de la Industria de la Construcción en Prácticas de Procesos Industriales (PIP, 2008) establece que los pedestales de 6 pies o más deben ser octogonales, mientras que los menores a ese valor deben ser cuadrados o redondos. La figura 11 muestra las dimensiones para el pedestal. Además, el tamaño cara a cara del pedestal no debe ser menor que el tamaño más grande de:

$$BC + 9 \text{ pulgadas} \quad (\text{Ec. 26 a})$$

$$BC + 22,86 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 26.1a})$$

$$BC + 8 \text{ } BD \text{ para pernos de anclaje de grado 36} \quad (\text{Ec. 26 b})$$

$$BC + 12 \text{ } BD \text{ para pernos de anclaje de alta resistencia} \quad (\text{Ec.26c})$$

$$BC + SD + 9 \text{ pulgadas} - BD \quad (\text{Ec. 26d})$$

$$BC + SD + 22,86 \text{ cm} - BD \quad (\text{Ec. 26.1d})$$

$$BC + SD + 7 \text{ } BD \text{ para pernos de anclaje de grado 36} \quad (\text{Ec.26e})$$

$$BC + SD + 11 \text{ } BD \text{ para pernos de anclaje de alta resistencia} \quad (\text{Ec.26f})$$

Donde:

BC: Diámetro del círculo de pernos, en pulgadas o centímetros.

BD: Diámetro del perno de anclaje, en pulgadas o centímetros.

SD: Diámetro de la camisa de pernos, en pulgadas o centímetros.

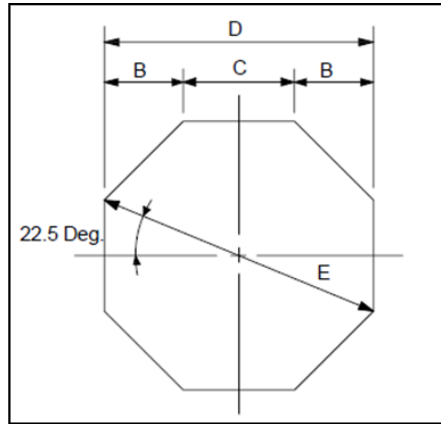


Figura 11. Dimensiones mínimas del pedestal. Fuente: PIP (2008)

Donde:

$$A = \text{Área (SF)} = 0.8284272 D^2 \quad (\text{Ec. 27a})$$

$$B = C \times \sin 45^\circ = 0.2928932 D \quad (\text{Ec. 27b})$$

$$C = \text{longitud de cara} = 0.4142136 D \quad (\text{Ec.27c})$$

$$E = \text{longitud del diámetro} = 1.0823922 D \quad (\text{Ec.27d})$$

$$Z_e = \text{Sec. Mod. Diámetro} = 0.1011422 D^3 \quad (\text{Ec.27e})$$

$$Z_d = \text{Sec. Mod. De piso} = Z_e E / D \quad (\text{Ec. 27f})$$

$$I = \text{Moment of Inertia} = Z_e E / 2 \quad (\text{Ec. 27h})$$

Normalmente es deseable que el pedestal sea lo suficientemente profundo como para contener los pernos de anclaje y mantenerlos fuera de la zapata. El pedestal debe estar atado a la zapata con suficientes pasadores alrededor del perímetro del pedestal para evitar la separación entre el pedestal y la zapata. Las barras de acero deben dimensionarse calculando la tensión máxima existente en el perímetro del pedestal atribuible a momentos de vuelco. De manera conservadora, se pueden usar las siguientes fórmulas:

$$F_u = 4 * \frac{M_{uped}}{N_d * DC} - 0,9 * \frac{P + D_p}{N_d} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

$F_u$ : Tensión máxima en la barra de refuerzo, (kgf)

$M_{uped}$ : Momento máximo de vuelco en la barra del pedestal, (kgf.m)

$N_d$ : Número de barras de acero, asumido.

DC: Diámetro del círculo de la barra de acero, (m)

P: Carga nominal del recipiente vacío o en operación. Se usa el peso en vacío para cargas de viento y peso en vacío o en operación para cargas sísmicas dependiendo en qué condición se calculó  $M_{uped}$ , (kgf)

$D_p$ : Peso del pedestal, (kg)

$$A_s = \frac{F_u}{\Phi * f_y} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

$A_s$ : Acero requerido, (cm<sup>2</sup>)

$F_u$ : Tensión máxima en la barra de refuerzo, (kgf)

$\Phi$ : Factor de reducción de fuerza = 0,90

$F_y$ : Límite elástico del acero de refuerzo, (kg/cm<sup>2</sup>)

### 2.2.7.2. Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje se utilizan para conectar elementos estructurales y no estructurales al hormigón. Conservadoramente, se puede determinar la tensión máxima en un perno de anclaje usando la fórmula número 30. Se pueden obtener cargas de tensión más exactas mediante la metodología de diseño de resistencia del código ACI 318.

$$N_u = 4 * \frac{M_u}{N_b * BC} - 0,9 * \frac{D_e \text{ or } D_o}{N_b} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

$N_u$ : Carga máxima de tracción factorizada en un perno de anclaje, (kgf)

$M_u$ : Momento factorizado en la base del recipiente, (kgf.m)

$N_b$ : Número de pernos de anclaje, (adimensional).

BC: Diámetro del círculo de perno, (m)

$D_e$  or  $D_o$ : Carga nominal del recipiente vacío o en operación. Se usa el peso en vacío para cargas de viento y peso en vacío o en operación para cargas sísmicas dependiendo en qué condición se calculó  $M_{uped}$ , (kgf)

Para la mayoría de los casos, no hay fuerzas de corte en los pernos de anclaje porque la carga es resistida por la fricción causada principalmente por el momento de vuelco. Si la fricción no puede resistir la carga, los pernos deben estar diseñados para resistir toda la carga de corte. La resistencia a la fricción se puede calcular utilizando la fórmula 31, mientras que la tensión última se calcula con la ecuación 32 y debe ser menor que la resistencia del concreto.

$$P_u = \frac{M_u}{LA} + \frac{0,9 D_e \text{ or } D_o}{2} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

$P_u$ : Fuerza de compresión factorizada en la parte superior del pedestal, (kgf).

$M_u$ : Momento máximo de vuelco en la base del pedestal, (kgf.m).

$LA$ : Brazo de palanca entre el centroide de cargas de tensión en los pernos y el centroide de la carga de compresión en el pedestal. Esta es una distancia complicada para determinar. Una aproximación conservadora es usar  $2/3$  del diámetro del círculo del perno como el brazo de palanca, (m)

$D_e$  or  $D_o$ : Carga nominal del recipiente vacío o en operación. Se usa el peso en vacío para cargas de viento y el peso en vacío o de operación para cargas sísmicas, dependiendo en qué condición se calculó  $M_{uped}$ , (kgf)

$$F_c = \frac{P_u}{A_n} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

$F_c$ : Tensión última, (kgf/m<sup>2</sup>).

$P_u$ : Fuerza de compresión factorizada en la parte superior del pedestal, (kgf).

$A_n$ : Área potencial de falla de concreto, se extrae del Anexo C ( $m^2$ ).

$f_c$ : Resistencia del concreto, ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ).

Para no tener carga de corte en los pernos, se debe cumplir que la carga de corte factorizada en la base del recipiente  $V_u$  debe ser menor o igual a la fuerza factorizada de resistencia a la fricción  $V_f$  multiplicada por un factor de reducción de fuerza de 0,75 ( $V_u \leq \Phi V_f$ ). Siendo la fuerza de resistencia a la fricción igual a la fuerza de compresión factorizada en la parte superior del pedestal multiplicada por un coeficiente de fricción igual a 0,55.

### 2.2.7.3. Zapata

Según el Instituto de la Industria de la Construcción en Prácticas de Procesos Industriales (PIP, 2008), las zapatas para recipientes verticales pueden ser octogonales o cuadradas. Las dimensiones de la base deben dimensionarse con caras de base en incrementos de 2 pulgadas para permitir el uso de formas estándar fabricadas. Si se extienden a la profundidad recomendada especificada en el informe geotécnico, el pedestal puede ser adecuado sin pie. Las zapatas de menos de 7 pies - 0 pulgada de diámetro deben ser cuadradas. Cuando se requiere una zapata, el espesor de la zapata debe ser mínimo de 12 pulgadas (30,42cm). Para la primera prueba, el diámetro de una zapata octogonal puede ser aproximado por la siguiente fórmula:

$$\phi = 2,6^3 \frac{M}{SB} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

$\Phi$ : Diámetro preliminar de la zapata, en metros.

M: Momento de volcamiento en la base de la fundación, en kg-m.

SB: Esfuerzo admisible del suelo, en  $\text{kg/m}^2$

La presión del suelo debe verificarse para determinar la máxima presión permitida sobre la diagonal. La presión de soporte del suelo utilizada para el diseño de la base debe calcularse en el piso plano. Cuando el área total de zapata octogonal está en compresión ( $e/D \leq 0,122$  en la diagonal y  $e/D \leq 0,132$  en piso plano -flat-), la presión de soporte del suelo debe calcularse usando la ecuación 34 o las ecuaciones 35 y 36. Mientras que, donde el área total de la base octogonal no está en compresión ( $e/D \geq 0,122$  en la diagonal y  $e/D \geq 0,132$  en piso plano -flat-), la presión del suelo debe calcularse utilizando la fórmula 37. En cualquiera de los casos, su valor debe ser menor a la capacidad de carga del suelo. Por otro lado, la desviación de la zapata con respecto a la vertical del terreno es lo que conoce como excentricidad y se calculará mediante la ecuación 38. En cuanto a la relación de estabilidad, debe calcularse utilizando la ecuación 39.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{foot}}{S} \quad (\text{Ec 34})$$

$$f_{(diagonal)} = \frac{P}{A} 1 \pm 8,19 \frac{e}{D} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$f_{(flat)} = \frac{P}{A} 1 \pm 7,57 \frac{e}{D} \quad (\text{Ec. 36})$$

$$f = \frac{L*P}{A} \quad (\text{Ec. 37})$$

Dónde:

f : Presión del suelo, (kgf/m<sup>2</sup>)

D: Distancia entre lados paralelos, (m)

P: Carga vertical total nominal incluyendo suelo y cimientos, (kgf)

A: Área de apoyo de zapata octogonal (0.828D<sup>2</sup>), (m<sup>2</sup>)

M<sub>foot</sub>: Momento de vuelco nominal en la base de la zapata, (kg.m)

S: Módulo de sección, (m<sup>3</sup>)

e: Excentricidad, (m)

L: Se obtiene de la figura B de la norma PIP STE03350.

$$e = \frac{M_{foot}}{P} \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde:

e: Excentricidad, (m)

M<sub>foot</sub>: Momento de vuelco nominal en la base de la zapata, (kgf.m)

P: Carga vertical total nominal incluyendo suelo y cimientos, kgf.

$$S.R. = \frac{b}{2e} \quad (\text{Ec. 39})$$

Dónde:

S.R: Relación de estabilidad, (adimensional)

b: Dimensión de la zapata en la dirección del momento de vuelco, (m)

e: Momento de vuelco en la base de la zapata dividido por el carga vertical total, (m).

### 2.2.8. Software de diseño

STAAD Foundation Advanced es un software desarrollado por la compañía Bentley Systems que es utilizado para diseñar y analizar prácticamente cualquier tipo de cimentación. Se puede diseñar tanto cimientos básicos como zapatas aisladas, conectadas, combinadas, pilotes o losas; y también cimentaciones especializadas como cimientos para recipientes horizontales y verticales, tanques anulares, análisis lateral de pilotes y lo último en análisis de vibraciones de cimientos de máquinas.

Este programa tiene la capacidad de analizar el asentamiento de la cimentación, examinar el rendimiento dinámico en estado estático, analizar las cargas por efecto de gravedad y cargas laterales, calcular el punzonamiento, diseñar cimentaciones de acuerdo a normas internacionales,

verificar los requisitos sísmicos, detallar el refuerzo del concreto, crear detalles estructurales, generar cargas de diseño y combinaciones de carga, así como desarrollar la documentación del diseño estructural.



## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1. Tipo de investigación**

Para alcanzar el propósito final de este trabajo, de acuerdo a lo establecido en el planteamiento del problema y en los objetivos, analizando las consideraciones de los autores en relación a las distintas modalidades de la investigación, se llegó a la conclusión que esta propuesta es de tipo documental.

Se considera una investigación documental ya que Hernández, Fernández y Baptista (2014) la establecen como la fuente secundaria en el diseño de una investigación, donde, una vez obtenida la información a través de diversas fuentes, bien sea documentales impresos, audiovisuales o electrónicos, son analizados, estudiados e interpretados de manera exhaustiva para su utilización.

#### **3.2. Nivel de investigación**

El nivel de investigación es el grado de profundidad que tiene la misma. Se ha considerado de carácter descriptivo partiendo de la idea que refleja Arias (2006), como aquella investigación que consiste en la determinación de una situación con el objetivo de establecer su comportamiento. Es así como se sostiene que el presente trabajo de grado se enmarque en este nivel de investigación, ya que se muestra los criterios necesarios para el diseño de recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela, cumpliendo con las exigencias técnicas para cada caso.

### **3.3. Técnicas a utilizar**

Las técnicas para la recolección de datos pueden considerarse como la forma que emplea el investigador para recolectar la información necesaria para su trabajo. Así lo expresa Arias (2006), “es el procedimiento o forma particular de obtener datos o información” (p.67). Por su parte, los instrumentos son los medios para recolectar dicha información. Para este caso la investigación se basó principalmente en:

#### **3.3.1. Revisión documental**

Tal como lo expresa Hernández, Fernández y Baptista (2014), a través de la revisión documental se puede obtener toda la información considerada importante, previo estudio y recopilación de datos, seleccionando de manera razonable bibliografías, libros, tesis de grado y cualquier otro documento que conciernen al problema de investigación siendo útiles para su solución.

#### **3.3.2. Entrevista estructurada o formal**

Según Arias (2006), una entrevista estructurada o formal, es la que se realiza a partir de una guía prediseñada que contiene las preguntas que serán formuladas al entrevistado. Para efectos de este trabajo, se recurrió a ingenieros en el área de civil y mecánica, así como un calculista en fundaciones para recipientes verticales, con el fin de obtener información previa a la investigación basada en la experiencia laboral de cada profesional. Para llevar a cabo las entrevistas, se empleó como instrumentos una libreta de notas con una guía o cuestionario de las preguntas a realizar y una grabadora de voz.

Las respuestas para el cuestionario de preguntas estaban basadas en la experiencia laboral de cada profesional entrevistado y consistían en analizar la definición de un recipiente vertical, su función, diseño y normativa empleada dependiendo de la práctica del profesional. Además, se incorporó

una última pregunta sobre el punto de vista de la investigación que se está realizando.

## CAPITULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1. Presentación de aspectos claves de la comparación de códigos internacionales de recipientes verticales, mediante entrevistas.

Para desarrollar esta investigación, se realizaron entrevistas destinadas a 3 especialistas en materia de diseño de recipientes verticales: un ingeniero mecánico, un ingeniero civil y un ingeniero civil especialista en cálculos de fundaciones para recipientes verticales, con la finalidad de obtener información a través de la experiencia laboral de cada profesional entrevistado, que sirva de guía, para la comparación de normas internacionales de acciones de viento en el diseño de recipientes verticales. A continuación se presenta un resumen con 5 cuadros de las entrevistas realizadas:

Tabla 26. Pregunta 1. Entrevista.

<b>¿Cuál es su experiencia con respecto a recipientes verticales, en cuanto a su diseño y fundación? ¿Cuántos años de experiencia posee?</b>	
<b>Ingeniero mecánico: Arberth Carrión</b>	En cuanto al diseño de recipientes verticales y distintos equipos que se le han hecho diseño mecánico como tal y se incluyen como recipientes verticales. He diseñado dos Flare, no es un recipiente a presión pero si es un recipiente vertical. No pudiese catalogar mi experiencia en años, son 5 veces que me ha tocado estar involucrado de alguna manera en el diseño de estos recipientes.
<b>Ingeniero estructural: Edward Varela</b>	Tengo 10 años dedicados a la ingeniería de consulta, he diseñado para diferentes proyectos recipientes de distintos tipos como verticales y horizontales.

---

<b>Ingeniero civil: Yndira Navarro</b>	Trabaje aproximadamente 15 años en proyectos multidisciplinarios para la industria petrolera en Venezuela, tiempo durante el cual generalmente diseñaba fundaciones de equipos, entre ellos, recipientes verticales.
--	--

---

Fuente: Autor.

Tabla 27: Pregunta 2. Entrevista.

<b>¿Cuáles son las normativas que usted propone sean las más importantes para el diseño de recipientes verticales?</b>	
<b>Ingeniero mecánico:</b> <b>Arberth Carrión</b>	Las normas con las que me he guiado aquí en Venezuela, en primer lugar, son las de PDVSA porque es con la empresa que he trabajado y tiene sus normas internas. Estas normas son, en sí, traducciones de normas internaciones, como la norma ASME, y algunos criterios que ha tomado PDVSA o algún equipo de ingenieros que tuvo PDVSA años atrás que están un poco por encima de las normas en algunos casos.
<b>Ingeniero estructural:</b> <b>Edward Varela</b>	Nosotros diseñamos las fundaciones de los recipientes verticales y para su diseño existen varios estándar. Por ejemplo, el PIP (Process Industry Practices) tiene unos estándares bastante interesantes y básicamente recoge los criterios industriales para fundaciones. Respecto a las acciones, obviamente, los documentos del ASCE son importantes porque de ahí parte el cálculo de las acciones, bien sea, de sismo o de viento, así como las cargas vivas y cargas muertas. Para el cálculo de las acciones sobre el recipiente que van a ser transmitidas y resistidas por las fundaciones, usamos básicamente el documento de ASCE y las normas nacionales que apliquen, por ejemplo, en el caso de Venezuela tenemos la norma COVENIN 2003 para acciones de viento y la norma COVENIN para instalaciones industriales. Esas normas nos guían cómo calcular las acciones de viento y sismo sobre el recipiente, luego que tenemos esas acciones las transmitimos a las fundaciones que es realmente nuestro objeto de diseño. Para diseñar la fundación no existe una norma específica para diseño, existen algunas recomendaciones y básicamente usamos documentos de la guía PIP con recomendaciones para el tipo de diseño.
<b>Ingeniero civil:</b> <b>Yndira Navarro</b>	Generalmente trabajé con las normas IBC, ANSI y las normas PDVSA. En una oportunidad trabaje con las normas de Argentina para un trabajo con ellos. Las normas IBC y ANSI son reconocidas a nivel mundial y por tal motivo, las solemos tomar como guía.

Fuente: Autor.

Tabla 28. Pregunta 3. Entrevista.

<b>¿Cree usted importante estar preparado para diseñar equipos por diferentes códigos o países? ¿Con que frecuencia se presenta un requerimiento como este?</b>	
<b>Ingeniero mecánico:</b>  <b>Arberth Carrión</b>	Sí, es evidente que si quieres hacer una empresa o quieres convertirte en una persona que va a elaborar productos o va a diseñar a nivel mundial, que quieras abrirte al área internacional, vas a tener que aceptar que no todos los clientes van a aprobar los códigos de otros países. Es posible que cada empresa tenga sus códigos. En el caso de recipientes a presión, con cumplir con los estándares internacionales o basarte principalmente en los estándares internacionales vas a cubrir el 70 u 80% de los requerimientos que quizás te vaya a pedir cualquier empresa en cualquier lugar del mundo, pero ese extra de porcentaje se debe a que las empresas escojan su propio códigos internos. No se me ha presentado usar otro código de otro país, si he utilizado el código internacional ASME pero es porque hay pequeños casos que quedan fuera de ciertas normas entonces se toma el criterios de otras, pero siempre haciendo que el cliente se sienta seguro de que las bases y criterios que estas tomando describan la situación que esté pasando
<b>Ingeniero estructural:</b>  <b>Edward Varela</b>	En los últimos años he diseñado proyectos para distintos países. Más que conocer un código en específico se requiere conocer los principios generales de diseño. Primero hay que estudiar y entender el código del país y los requerimientos particulares. El código estadounidense recoge las mejores prácticas de la industria y por lo tanto ese es un documento básico y nos permite conocer y poder aplicar luego otros códigos adicionales. No se trata de conocer todos los códigos, sino de conocer los principios básicos para que cuando tengas un diseño particular puedas aplicar ese código.
<b>Ingeniero civil:</b>  <b>Yndira Navarro</b>	Creo que es importante poder manejar cualquier norma. Generalmente se diseña con la IBC, pero no siempre se puede adaptar a las condiciones de cada país y pudiera llegar a ser más exigente de lo que se requiere realmente.

Fuente: Autor.

Tabla 29: Pregunta 4. Entrevista.

<b>¿Cree usted que la normativa venezolana de recipientes verticales necesita algún tipo de actualización?</b>	
<b>Ingeniero mecánico: Arberth Carrión</b>	<p>Sí, siempre debe haber una inversión en constante desarrollo para la actualización de las normas. Se debe estudiar los nuevos criterios y nuevos casos, porque todas las normas se actualizan de acuerdo a la experiencia y a las fallas que se han presentado.</p> <p>Por ejemplo, anteriormente todas las láminas de los tanques de almacenamiento eran apernados pero siempre presentaban fugas o daños y se actualizó que no se iban a usar más tanques apernados en Venezuela sino tanques soldados, eso fue una actualización del código de PDVSA.</p>
<b>Ingeniero estructural: Edward Varela</b>	<p>Si, definitivamente la normativa venezolana necesita una actualización. En general, aquí en Venezuela se suele usar mucho lo que son los estándares de PDVSA y esos estándares ya tienen muchos años sin actualización y no recogen el último estado del arte. Eso hace que nosotros cuando requerimos diseñar, normalmente, recurrimos a códigos extranjeros para obtener el mejor estado del arte. Evidentemente, hay que mantener los códigos actualizados. La ingeniería cambia, los procesos cambian, los requerimientos cambian y tener códigos que ya tengan alrededor de 20 años de haberse emitido, complica y llevan a cierto nivel de incertidumbre especialmente a los ingenieros más nuevos sobre qué códigos y qué especificaciones usar</p>
<b>Ingeniero civil: Yndira Navarro</b>	<p>Si, pienso que las normas venezolanas deben actualizarse. Las últimas actualizaciones de la norma COVENIN y PDVSA, no incluyen equipos. Solo contempla edificaciones y debería incluir una sección amplia de instalaciones industriales, por eso hay que complementar con otra normativa.</p>



Fuente: Autor.

Tabla 30. Pregunta 5. Entrevista.

<b>De acuerdo al trabajo de investigación que estamos realizando, ¿Cuál es su opinión al respecto? ¿Le gustaría que investiguemos algo adicional?</b>	
<b>Ingeniero mecánico:</b>  <b>Arberth Carrión</b>	<p>Me llama la atención el tema. Sin tener experiencia en todas las normas, es obvio que la posición geográfica te dicta que los criterios de diseño van a ser diferentes. Básicamente si me interesaría ver los resultados, no solo la comparación de las diferencias sino los motivos o causas por las cuales surgen esas diferencias, porque las condiciones de velocidades de viento en Venezuela no son las mismas que en Chile ni en Estados Unidos. También me interesaría saber cuál sería el impacto económico de diseñar un mismo recipiente usando varios códigos.</p>
<b>Ingeniero estructural:</b>  <b>Edward Varela</b>	<p>En realidad estos trabajos que son comparativos son importantes y nos permiten establecer ciertos patrones y fijar diferencias y similitudes entre los códigos para poder aprovechar el mejor estado del arte. No me gustaría que investigaran algo adicional. Los trabajos de investigación tienen que ser cortos, precisos y directos. Si se trata de abarcar muchos aspectos, lo que haces es que complicas los trabajos de investigación. Es mejor desarrollar los trabajos en varias etapas con distintos pasantes y tesistas; que cada uno pueda ocuparse de una parte del objetivo para obtener el objetivo principal.</p>
<b>Ingeniero civil:</b>  <b>Yndira Navarro</b>	<p>Me parece importante que se haga comparaciones entre normas, eso da una idea de qué tan adecuado o no puede ser un diseño utilizando una norma diferente a la del sitio donde se desarrolla el proyecto, o de cuanto se puede estar castigando un diseño. Las condiciones de viento en los tres países que se consideran en la investigación no son parecidas. Finalmente, también influirá en el aspecto económico, aunque como digan muchos “la estructura no es lo más importante” también pesa el presupuesto. Con respecto a estudiar algo adicional, creo que comparar al menos una de las acciones de diseño es suficiente, generalmente es el viento el que manda para el diseño de la fundaciones de recipientes verticales.</p>

Fuente: Autor.

A través de la serie de entrevistas, se pudo determinar que la necesidad de un recipiente vertical dependerá del área de procesos que este manejando la planta o industria y se emplean cuando se requieran procesos de almacenamiento, separación o destilación, teniendo poca área ocupacional y solamente exista área de altura disponible para su ubicación. Existen varios estándares internacionales para su diseño, pero generalmente los especialistas se suelen guiar de la norma PIP (Process Industry Practices) para el diseño de fundaciones y de la norma ASCE para las acciones (viento, sismo, cargas vivas y cargas muertas) junto con el código nacional que aplique.

También se determinó que es importante que todo ingeniero este apto para realizar diseños según las diferentes normativas dependiendo el país de estudio, para así estar preparado ante cualquier proyecto que se presente en una empresa. Sin embargo, no es necesario estudiar todos los códigos existentes, lo esencial es conocer los principios básicos de una normativa. Por otro lado, es importante la actualización de los códigos para que incorporen nuevos criterios que permitan obtener el mejor estado del arte y así no se requiera el uso de otras normas con contenido más completo para diseñar una estructura.

#### 4.2. Obtención de los criterios de acciones y diseño de recipientes verticales rígidos en Estados Unidos, Chile y Venezuela.

El primer cálculo necesario para la investigación es comprobar si el recipiente vertical es una estructura rígida o flexible. Para ello, se aplicará la ecuación 2 para recipientes cilíndricos verticales de acero con sección uniforme. El recipiente vertical a estudiar corresponde a una estructura rígida ya que la frecuencia fundamental resultó ser mayor a 1 Hz y se demostró de la siguiente manera:

$$T = \frac{7,78}{10^6} \frac{18,001}{4,832}^2 \frac{12(471,640)(4,832)}{0,511} \quad (\text{Ec. 1})$$

$$T = 0,025 \text{ seg}$$

$$f = \frac{1}{0,025} = 40 \text{ Hz} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$f \geq 1 \text{ Hz} \quad \text{OK.}$$

En la tabla 31 se presentan los principales criterios de diseño para el cálculo de las acciones de viento sobre recipientes verticales rígidos en Venezuela, Chile y Estados Unidos, tomadas de las normas COVENIN 2003-89 “Acciones de viento sobre las construcciones”, PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales”, NCh432 “Calculo de acción de viento sobre las construcciones” y ASCE 7-10 “Minimum design loads for buildings and other structures”, respectivamente. La tabla muestra 11 factores de viento determinantes para la comparación de los criterios de diseño en cada caso.

Tabla 31. Criterios de diseño de acciones de viento

	<b>Venezuela</b>	<b>Chile</b>	<b>Estados Unidos</b>
<b>Métodos de análisis</b>	Método analítico	Procedimiento analítico.	Procedimiento analítico.
<b>Clasificación según el uso</b>	Grupo B	Grado II	Grado II
<b>Velocidad básica del viento.</b>	85 km/h = 23,61 m/s	24,1 m/s	51 m/s
<b>Factor de importancia eólica.</b>	1,00	1,00	No aplica
<b>Factor de direccionalidad del viento.</b>	No aplica	0,95	0,95
<b>Clasificación según las características de respuesta.</b>	Tipo I	No aplica	No aplica
<b>Tipos de exposición</b>	Tipo D	Tipo D	Tipo D
<b>Factor de respuesta ante ráfaga</b>	$0,65 + 3,65z/h$	0,85	0,85
<b>Coeficiente <math>C_f</math></b>	0,545	0,545	0,545
<b>Factor topográfico</b>	No aplica	1,00	1,00
<b>Factor para el cálculo de área proyectada</b>	1,28	1,524	1,524

Fuente: Autor.

Por su parte, se determinaron las combinaciones de carga en estado de servicio y estado último, indicadas en la tablas 23, 24 y 25, dando como resultado que las más desfavorables para los casos de acciones horizontales, verticales y momentos en los tres casos de estudio de Venezuela, Chile y Estados Unidos son las listadas en la tabla 32.

Tabla 32. Combinaciones de carga más desfavorable

VENEZUELA		
Acciones horizontales	$U = D_o + W$	
Acciones verticales	$U = D_t$	
Momentos	$U = D_o + W$	
CHILE		
Acciones horizontales	Estado último	$U = 0,9 D_t + 1,6W$
	Estado de servicio	$U = D_o + W$
Acciones verticales	Estado último	$U = 1,2 D_t + 1,6 W + L + 0,5(L_r, S, R)$
	Estado de servicio	$U = D_t + W$
Momentos	Estado último	$U = 0,9 D_t + 1,6W$
	Estado de servicio	$U = D_o + W$
ESTADOS UNIDOS		
Acciones horizontales	Estado último	$U = 0,9 D_t + W$
	Estado de servicio	$U = D_o + 0,6 W$
Acciones verticales	Estado último	$U = 1,4 D_t$
	Estado de servicio	$U = D_t$
Momentos	Estado último	$U = 0,9 D_t + W$
	Estado de servicio	$U = D_o + 0,6 W$

Fuente: Autor.

### 4.3. Cálculo de las acciones de viento para un recipiente típico con variables fijas, bajo las condiciones de cada país establecido.

#### 4.3.1. Análisis eólico según norma COVENIN 2003-89

La estructura fue clasificada según su uso como grupo B la cual corresponde a las construcciones de uso público o privado, tal es el caso de las plantas e instalaciones industriales permitiendo determinar las características necesarias de respuesta ante la acción eólica a la que será expuesta. Una vez clasificada la estructura se determinó el factor de importancia ( $\alpha$ ) igual a 1,00, a través de la tabla 3 y según las condiciones que se presentan en la tabla 2.

Es importante destacar que se tomó una sola altura para la discretización del equipo, fue un criterio tomado por ser una estructura de mínima altura. Además, en relación a las hipótesis sobre la acción del viento que designa la norma COVENIN 2003 en su capítulo 3, se estudió la estructura como si estuviese completamente aislada. Luego, considerando la geometría de la estructura, su fachada y atendiendo a los efectos que la naturaleza puede ocasionar por acción del viento en las construcciones, se clasificó la estructura según las características de respuesta como tipo I ya que la misma comprende las construcciones cerradas cuya relación de esbeltez sea menor de 5. La relación de esbeltez fue analizada según la altura del equipo y el diámetro del mismo, tal como se presenta a continuación:

$$\text{Relación esbeltez} = \frac{\text{Altura del equipo (m)}}{\text{Diámetro del equipo (m)}} = \frac{5,487}{1,473} = 3,725 < 5 \quad (\text{Ec.40})$$

La presión dinámica de viento se determinó con la ecuación 5. El factor de exposición ( $K_z$ ) está dado por la ecuación 7, sabiendo que la estructura pertenece a la categoría de exposición D, debido a que el terreno es plano,

no tiene obstrucciones y está expuesto a vientos que soplan sobre masas de agua. La velocidad del viento fue suministrada por la empresa  $V = 85 \text{ Km/h}$ .

El factor de respuesta ante ráfagas ( $G_h$ ) se obtiene a través de la ecuación 8. El coeficiente de fuerza ( $C_f$ ) se tomó como 0,545 para sección transversal circular moderadamente lisa. Por último, el área proyectada se calculó con la ecuación 41, considerando un aumento del diámetro que corresponde a los componentes del equipo, como tuberías, plataformas, entre otros, según la norma PDVSA L-STC-005 para Fundaciones de Recipientes Verticales.

$$K_z = 2,58 \frac{5,487}{200}^{2 \cdot 10} = 1,257 \quad (\text{Ec. 7})$$

$$q_z = (0,00485)(1,257)(1,00)(85)^2 \quad (\text{Ec. 5})$$

$$q_z = 44,041 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_h = \frac{2,35 \overline{0,003}}{5,487 \frac{1}{9,0}^{10}} = 0,135 \quad (\text{Ec. 9})$$

$$G_h = 0,65 + 3,65 \cdot 0,135 \quad (\text{Ec. 8})$$

$$G_h = 1,144$$

$$A_f = h \cdot D \cdot 1,28 = 5,487 \cdot 1,473 \cdot 1,28 = 10,345 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 41})$$

$$w = (44,041)(1,144)(0,545)(10,345) \quad (\text{Ec. 4})$$

$$w = 283,984 \text{ Kgf}$$

Transformando el resultado de kilogramos a Newton:

$$w = 283,984 \text{ Kgf} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$w = 2.785,883 \text{ N}$$

Para la determinación del momento se utilizó la ecuación 42 que corresponde a la multiplicación de la carga de viento obtenida ( $w$ ) por el brazo de palanca desde la base ( $z$ ), considerando las fuerzas de viento como fuerzas distribuidas constantes y quedando el resultado establecido de la siguiente manera:

$$M = w \cdot z \quad (\text{Ec. 42})$$

$$M = 283,984 \cdot 5,487 = 1.558,223 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

#### 4.3.2. Análisis eólico según norma NCh 432.

La presión dinámica de viento se determinó con la ecuación 16. El factor de direccionalidad del viento ( $K_d$ ) es igual a 0,95 para chimeneas, estanques y estructuras similares de sección circular y viene dado por medio de la tabla 14. Según la categoría de ocupación, la estructura pertenece a una categoría de grado II, por el riesgo que representa para la vida humana en caso de falla, dando a lugar un factor de importancia eólico igual a 1,00.

Por otro lado, la categoría de rugosidad de la superficie del terreno pertenece al tipo D, por ser un área plana, despejada o con presencia de superficie de agua. Mientras que la categoría de exposición es del tipo D, porque prevalecen las condiciones de rugosidad Tipo D en dirección del barlovento por una distancia de al menos 1524 m o 20 veces la altura de la estructura. Para determinar el factor topográfico ( $K_{zt}$ ) ciertas irregularidades deben estar presente en la topografía del terreno, de acuerdo a la información suministrada por la empresa no se cumple con las condiciones descritas por la norma; por lo tanto, se asume, bajo criterio de la misma, un valor de 1,00.



La velocidad de viento fue suministrada por la empresa  $V = 24,1$  m/s. El factor por efecto de ráfaga (G) se asumió 0,85 como valor establecido por la norma para estructuras rígidas. El coeficiente de fuerza ( $C_f$ ) se tomó como 0,545 para sección transversal redonda moderadamente suave, sabiendo que la expresión  $D \overline{q_z}$  es igual a 27,930 (siendo mayor a 5,3) con una relación altura diámetro (h/D) comprendida entre los valores 1 y 7 (ver tabla 18). El área proyectada se calculó con la ecuación 43, considerando un aumento del diámetro en 5 pies (1,524m) que corresponde a los componentes del equipo, como tuberías, plataformas entre otros.

$$K_z = 2,01 * \frac{5,487}{213,36}^{11,5} = 1,063 \quad (\text{Ec. 10})$$

$$q_z = (0,613)(1,063)(1,00)(0,95) 24,1^2 (1,00) \quad (\text{Ec. 16})$$

$$q_z = 359,692 \frac{N}{m^2} \quad \text{Por norma: } q_z = 480 \frac{N}{m^2}$$

$$A_f = h D + 1,524 = 5,487 \cdot 1,473 + 1,524 = 16,445 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 43})$$

$$F = (480)(0,85)(0,545)(16,445) \quad (\text{Ec. 17})$$

$$F = 3.656,710 \text{ N}$$

Transformando el resultado de Newton a kilogramos

$$F = \frac{3.656,710 \frac{kg \cdot m}{s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 372,753 \text{ kg}$$

Para la determinación del momento se utilizó la ecuación 42 que corresponde a la multiplicación de la carga de viento obtenida (w) por el brazo de palanca desde la base (z), considerando las fuerzas de viento como

fuerzas distribuidas constantes y quedando el resultado establecido de la siguiente manera:

$$M = w \cdot z \quad (\text{Ec. 42})$$

$$M = 372,753 \cdot 5,487 = 2.045,296 \text{ Kgf.m}$$

#### 4.3.3. Análisis eólico según norma ASCE 7-10

Según el riesgo que representa la estructura para la humanidad en caso de falla, se clasificó como tipo II. Por su parte, la presión dinámica de viento se determinó con la ecuación 24 y el factor de direccionalidad del viento ( $K_d$ ) es igual a 0,95 para chimeneas, estanques y estructuras similares de sección circular y viene dado por medio de la tabla 19. La categoría de exposición es del tipo D, ya que la estructura pertenece a un terreno plano en una región no propensa a huracanes. Para determinar el factor topográfico ( $K_{zt}$ ) ciertas irregularidades deben estar presente en la topografía del terreno, de acuerdo a la información suministrada por la empresa no se cumple con las condiciones descritas por la norma; por lo tanto, se asume, bajo criterio de la misma, un valor de 1,00. Mientras que la velocidad de viento fue suministrada por la empresa  $V = 51 \text{ m/s}$ .

El factor por efecto de ráfaga ( $G$ ) se asumió 0,85 como valor establecido por la norma para estructuras rígidas. El coeficiente de fuerza ( $C_f$ ) se tomó como 0,545 para sección transversal redonda moderadamente suave, sabiendo que la expresión  $D \overline{q_z}$  es igual a 59,118 (siendo mayor a 5,3) con una relación altura diámetro ( $h/D$ ) comprendida entre los valores 1 y 7 (ver tabla 22). El área proyectada se calculó con la ecuación 32, considerando un aumento del diámetro en 5 pies (1,524m) que corresponde a los componentes del equipo, como tuberías, plataformas entre otros.

$$K_z = 2,01 * \frac{5,487}{213,36}^2 \cdot 11,5 = 1,063 \quad (\text{Ec. 18})$$

$$q_z = (0,613)(1,063)(1,00)(0,95) 51^2 \quad (\text{Ec. 24})$$

$$q_z = 1.610,784 \frac{N}{m^2}$$

$$A_f = h D + 1,524 = 5,487 \cdot 1,473 + 1,524 = 16,445 m^2 \quad (\text{Ec. 43})$$

$$F = (1.610,784)(0,85)(0,545)(16,445) \quad (\text{Ec.30})$$

$$F = 12.270,845 N$$

Transformando el resultado de Newton a kilogramos

$$F = \frac{12.270,845 \frac{kg \cdot m}{s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 1.250,851 kg$$

Para la determinación del momento se utilizó la ecuación 42 que corresponde a la multiplicación de la carga de viento obtenida (w) por el brazo de palanca desde la base (z), considerando las fuerzas de viento como fuerzas distribuidas constantes y quedando el resultado establecido de la siguiente manera:

$$M = w \cdot z \quad (\text{Ec. 42})$$

$$M = 1.250,851 \cdot 5,487 = 6.863,419 Kgf \cdot m$$

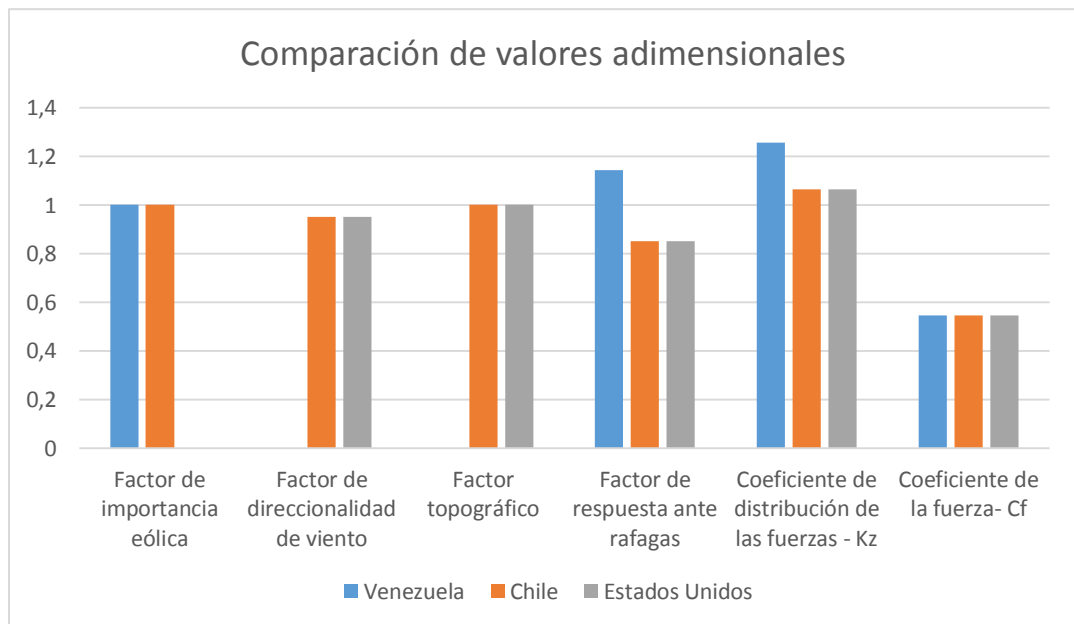


Figura 12. Comparación de valores adimensionales en las acciones de viento.

Fuente: Autor.

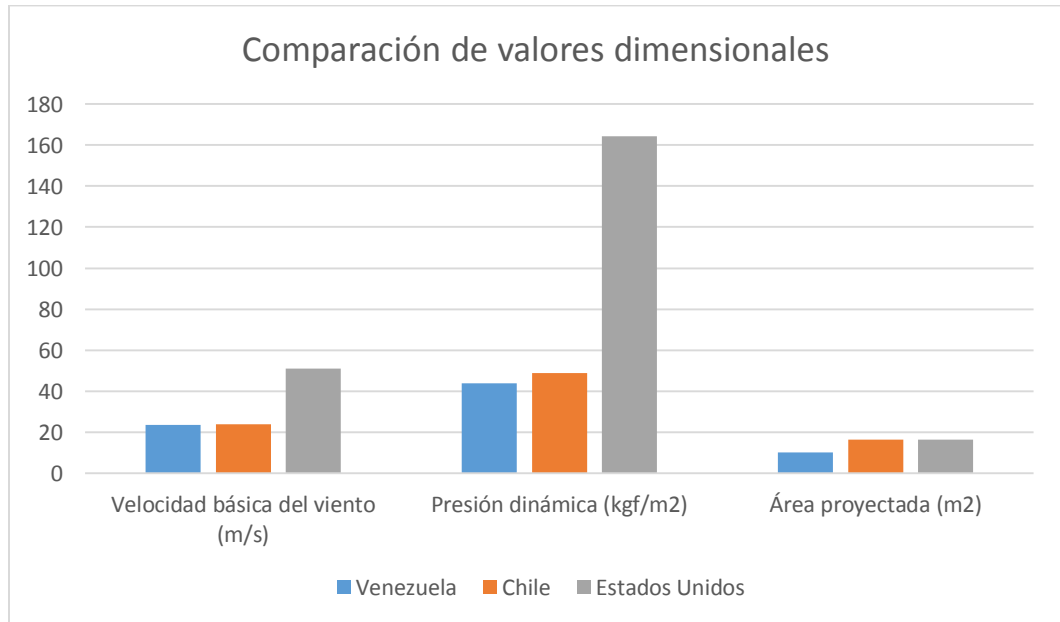


Figura 13. Comparación de valores dimensionales en las acciones de viento.

Fuente: Autor.

Analizando las gráficas anteriores se pudo apreciar que Venezuela presenta valores más elevados que Chile y Estados Unidos para el factor de respuesta ante ráfagas y para el coeficiente de distribución de las fuerzas de viento. También se pudo notar la similitud que presentan los valores de Chile y Estados Unidos en todos los casos, excepto para el factor de importancia eólica ya que la norma estadounidense no toma en consideración dicho valor. En cuanto a la velocidad básica del viento, Venezuela y Chile muestran una cifra semejante, sin embargo, el valor presentado por Estados Unidos es el mínimo que se pudo considerar para el diseño, dando como resultado una elevada presión dinámica. En cuanto al área proyectada, Chile y Estados Unidos toman el mismo factor para que se sume al diámetro de la estructura, mientras que en Venezuela ese factor se multiplica.

Tabla 33: Acciones eólicas en la base

Fuerza	Momento
--------	---------

Venezuela	283,984 Kgf	1.558,223 Kgf.m
Chile	372,753 kg	2.045,296 Kgf.m
Estados Unidos	1.250,851 kg	6.863,419 Kgf.m

Fuente: Autor

Se puede resumir que los valores de fuerza y momento para Estados Unidos arrojan más elevados, en comparación con los otros dos casos, por la velocidad básica del viento; siendo un valor de 51 m/s para el caso de Estados Unidos, que al ser casi el doble de los valores de Venezuela (23,61 m/s) y Chile (24,1 m/s) aumenta la presión dinámica significativamente y se elevan los resultados.

#### **4.4. Diseño de las fundaciones para los recipientes verticales mediante la aplicación del “software” comercial STAAD Foundation.**

##### **4.4.1. Dimensionamiento del pedestal**

Para el dimensionado del pedestal, se tomaron los requisitos mínimos del Instituto de la Industria de la Construcción en Prácticas de Procesos Industriales (PIP, 2008) para anclajes de grado 36. De acuerdo a la información suministrada por el cliente, los pernos de anclaje son de  $\frac{3}{4}$  de pulgadas (1,905 centímetros) Grado 36 con una penetración al concreto de 90 centímetros y un BC de 156,8 centímetros, y ausencia de camisa de pernos. Adicionalmente, se consideró la distancia mínima al borde para los pernos según ACI 318-11, la cual es seis veces el diámetro del anclaje (Ec. 26h)

$$BC + 22,86 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 26.1a})$$

$$156,8 + 22,86 = 179,66 \text{ cm}$$

$$BC + 8(BD) \quad (\text{Ec. 26 b})$$

$$156,8 + 8(1,905) = 172,04 \text{ cm}$$

$$BC + SD + 7(BD) \quad (\text{Ec.26e})$$

$$156,8 + 0 + 7(1,905) = 170,135 \text{ cm}$$

$$BC + 2(6BD) \quad (\text{Ec. 26h})$$

$$156,8 + 2 * 6(1,905) = 179,66 \text{ cm}$$

Se tomó un ancho de pedestal “D” de 2 metros (200 centímetros) cumpliendo con la condición mayor dada por las ecuaciones 26.1a y 26h. Según (PIP, 2008) los pedestales con dimensiones mayores a 6 pies (1,829 metros) deben ser de sección octagonal. Para la altura se tomó como criterio que debe ser lo suficiente para contener los pernos de anclaje, tomando un valor de 1,00 metros. Las dimensiones del pedestal se pueden apreciar en la figura 14.

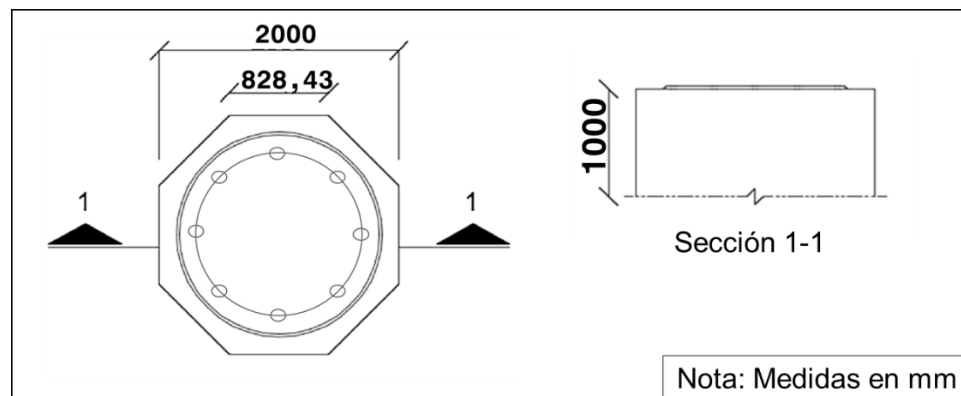


Figura 14. Dimensiones del pedestal. Fuente: Autor.

$$A = \text{Área (SF)} = 0,8284272 D^2 = 33.137,088 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec.27a})$$

$$B = C \times \sin 45^\circ = 0,2928932 D = 58,579 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 27b})$$

$$C = \text{longitud de cara} = 0,4142136 D = 82,843 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 27c})$$

$$E = \text{longitud del diámetro} = 1,0823922 D = 216,478 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 27d})$$

$$Z_e = \text{Sec. Mod. Diámetro} = 0,1011422 D^3 = 809.137,6 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ec. 27e})$$

$$Z_d = \text{Sec. Mod. De piso} = Z_e E / D = 875.802,447 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ec. 27f})$$

$$I = \text{Moment of Inertia} = Z_e E / 2 = 87.580.244,69 \text{ cm}^4 \quad (\text{Ec. 27h})$$

#### 4.4.2. Dimensionamiento de la zapata

Para el caso de cada país se calculará el diámetro mínimo de la zapata con la ecuación 33, extraída de la norma del Instituto de la Industria de la Construcción en Prácticas de Procesos Industriales (PIP, 2008), utilizando el mayor momento de volcamiento y tomando en cuenta que el valor de esfuerzo admisible del suelo, dado por la empresa, y que para todos los casos es de 10000 kg/m<sup>2</sup>.

Diámetro mínimo de zapata para el caso de Venezuela:

$$\emptyset = 2,6^3 \sqrt{\frac{1.558,223}{10.000}} = 1,40 \text{ m} \quad (\text{Ec. 33})$$

Diámetro mínimo de zapata para el caso de Chile:

$$\emptyset = 2,6^3 \sqrt{\frac{2.045,296}{10.000}} = 1,53 \text{ m} \quad (\text{Ec. 33})$$

Diámetro mínimo de zapata para el caso de Estados Unidos:

$$\emptyset = 2,6^3 \sqrt{\frac{6.862,418}{10.000}} = 2,30 \text{ m} \quad (\text{Ec. 33})$$

Para todos los casos, el ancho del pedestal se estableció de 2 metros, entonces el diámetro de la zapata se tomará con un valor de 3 metros. En



cuanto a la altura, se asumió un espesor de 40 cm en relación al criterio de la norma PIP STE03350 en su sección 4.7.1 que establece que la menor altura de la zapata es 12 pulgadas o 30,42 centímetros.

#### 4.4.3. Modelado con software

Para rectificar las dimensiones calculadas anteriormente para la fundacion, se realizó un modelo utilizando el software comercial STAAD Foundation Advanced, ya que permite el diseño de fundaciones para diferentes equipos industriales. Para los tres casos, se seleccionó la opción *Create Vertical Vessel Foundation* que corresponde a fundaciones para recipientes verticales (ver figura 15).

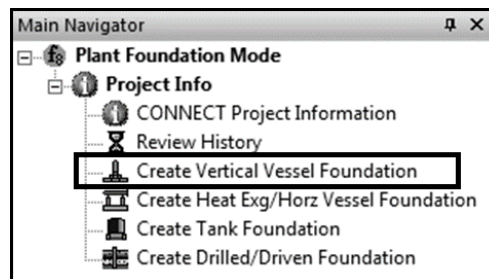


Figura 15. Tipo de equipo dinámico. Fuente: Autor.

Después de elegir el tipo de equipo industrial, el programa despliega una lista de secciones que corresponden a todos los datos de entrada necesarios para el diseño, siendo estos: *Vertical Vessel Job* (corresponde a la normativa empleada), *Geometry* (geometría), *Anchor Geometry* (geometría del anclaje), *Primary Load Case* (caso de cargas primarias), *Wind Load Generation* (generación de carga de viento), *Time Period* (Periodo), *Seismic Load Generation* (generación de carga de sismo), *Load Combination* (combinación de cargas) y *Design Parameters* (parámetros de diseño) (ver figura 16).

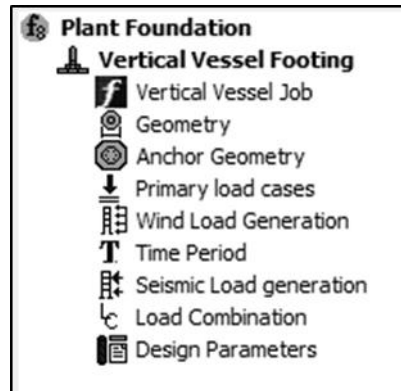


Figura 16. Datos de entrada. Fuente: Autor.

Para la primera sección se identificó el proyecto con el título “Fundación para Recipiente Vertical” en *Vertical Vessel ID*, se especificó el sistema métrico de unidades o sistema internacional (SI) en *Unit System*, el código americano (US) para el diseño en *Design Code* y la versión del código ACI-318-11 en *Code Versión* (ver figura 17).

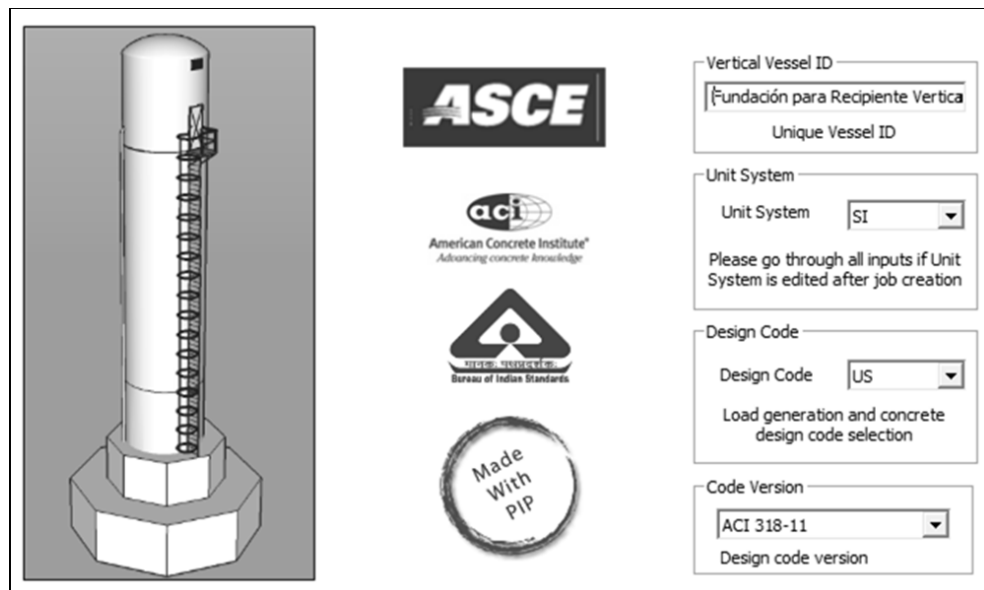


Figura 17. Código de diseño. Fuente: Autor.

En la segunda sección se estableció que la fundación es octogonal en *Foundation Type* (tipo de fundación) y en *Foundation Support Type* (tipo de soporte para la fundación) se seleccionó *Suelo de fundación*; se definió el diámetro (Dve) y la altura efectiva (Hve) del recipiente en *Vessel Geometry* (geometría del equipo), el diámetro (Dp) y el espesor (Tp) del pedestal en *Pedestal Geometry* (geometría del pedestal), la profundidad del nivel freático en *Depth to Water Table* (profundidad del nivel de agua), y el espesor del suelo sobre el pedestal (Ts) considerando que el pedestal sobresale 0,30 metros sobre el nivel del suelo en *Soil Depth* (profundidad del suelo). Todos los datos en metros (ver figura 18).

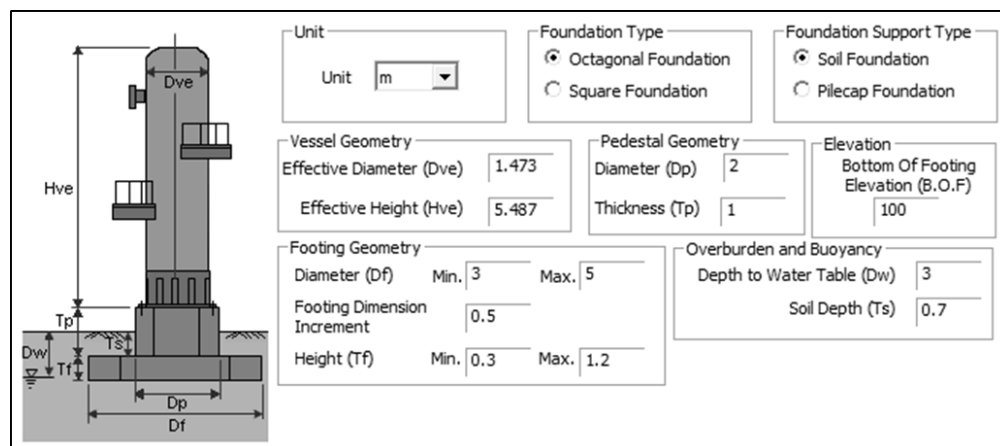


Figura 18. Geometría. Fuente: Autor.

En la tercera sección se determinó la geometría relacionada a los pernos de anclaje, tales como el diámetro del círculo de pernos (BCD), el número de anclajes (Nb) y el diámetro de los mismos (BD) así como la profundidad efectiva de embebido, expresando todas estas medidas en milímetros (ver figura 19).

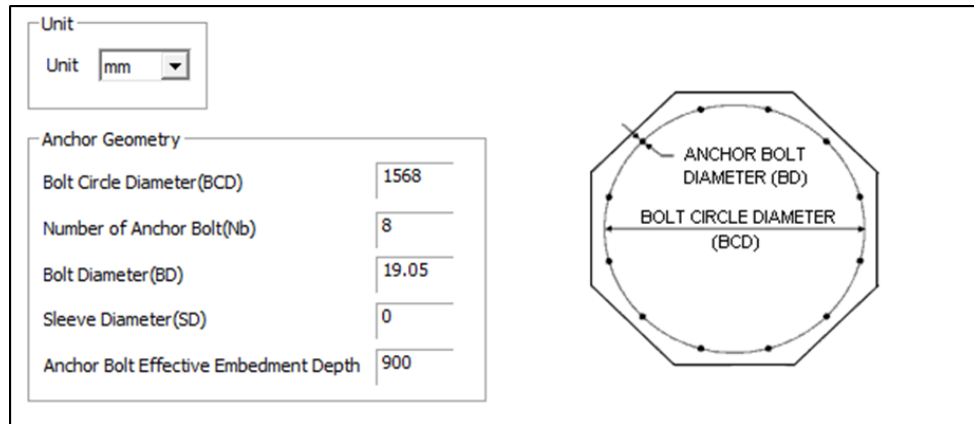


Figura 19. Geometría de los anclajes. Fuente: Autor.

En la cuarta sección se declararon los casos de cargas primarias, siendo estas las correspondientes a los pesos en vacío (Empty Load), operación (Operating Loads) y prueba (Test Loads) (figura 20). Por otra parte, en la quinta sección el programa permite generar las acciones producidas por el viento, pero se utilizaron los valores obtenidos por el análisis eólico de la estructura para los tres casos de estudio (ver figuras 21, 22, 23).

(-VE → DOWNWARD) VERTICAL (AXIAL) LOAD

LOADS ARE APPLIED AT TOP OF PEDESTAL

BASE MOMENT

BASE SHEAR

Units				
Vertical (Axial) Force	kgf	Base Shear	kgf	
			Base Moment	
			kgf-m	
Standard Loads				
	Vertical (Axial) Force	Base Shear	Base Moment	
Empty Load	3850	0	0	
Operating Loads	5363	0	0	
Test Loads	12237	0	0	
Erection Loads	3850	0	0	
User Defined Load				
Case	Description	Vertical	Base Shear	Base Mo
1	Thermal	0.0000	0.0000	0.0000
2				

Figura 20. Casos de cargas primarias. Fuente: Autor.

User defined Wind Load

Shear Value 283.984 kgf

Moment Value 1558.223 kgf-m

Calculated Wind Load

Partial Wind case % 50 %

DESIGN WIND PRESSURE ( $P = 0.00256 * K_d * K_z * K_{zt} * v^2 * I$ ; psf)

Wind Speed 33 m/s

Kd 0.95 Table 6.6

Kz for Exp C Case 2

Kzt 1

I 1.15 Table 6.1

G 0.85

Cf 0.8 Table 6.21

Kd = Wind Directional Factor in Section 6.5.4.4 and determined from ASCE 7-05 Table 6-4  
 Kz = Velocity Pressure Exposure Coefficient defined in ASCE 7-05 6.5.6.6 & determined from ASCE 7-05 Table 6-3  
 Kzt = Topographic Factor defined in ASCE 7-05 6.5.7.2 & determined from ASCE 7-05 Fig. 6-4  
 I = Importance Factor defined in ASCE 7-05 6.5.5 & determined from ASCE 7-05 Table 6-1  
 G = Gust Effect Factor based on ASCE 7-05 6.5.8  
 Cf = Net Force Coefficient according to ASCE 7-05 Fig 6-20 & Fig 6-21

Figura 21. Acciones por viento para el caso de Venezuela. Fuente: Autor.

User defined Wind Load

Shear Value 279.318 kgf

Moment Value 1532.619 kgf-m

Calculated Wind Load

Partial Wind case % 50 %

DESIGN WIND PRESSURE ( $P = 0.00256 * K_d * K_z * K_{zt} * v^2 * I$ ; psf)

Wind Speed 33 m/s

Kd 0.95 Table 6.6

Kz for Exp C Case 2

Kzt 1

I 1.15 Table 6.1

G 0.85

Cf 0.8 Table 6.21

Kd = Wind Directional Factor in Section 6.5.4.4 and determined from ASCE 7-05 Table 6-4  
 Kz = Velocity Pressure Exposure Coefficient defined in ASCE 7-05 6.5.6.6 & determined from ASCE 7-05 Table 6-3  
 Kzt = Topographic Factor defined in ASCE 7-05 6.5.7.2 & determined from ASCE 7-05 Fig. 6-4  
 I = Importance Factor defined in ASCE 7-05 6.5.5 & determined from ASCE 7-05 Table 6-1  
 G = Gust Effect Factor based on ASCE 7-05 6.5.8  
 Cf = Net Force Coefficient according to ASCE 7-05 Fig 6-20 & Fig 6-21

Figura 22. Acciones por viento para el caso de Chile. Fuente: Autor.

User defined Wind Load

Shear Value

Moment Value

Calculated Wind Load

Partial Wind case %  %

DESIGN WIND PRESSURE ( $P = 0.00256 * K_d * K_z * K_{zt} * v^2 * I$ ; psf)

Wind Speed

$K_d$

$K_z$  for

$K_{zt}$

$I$

$G$

$C_f$

$K_d$  = Wind Directional Factor in Section 6.5.4.4 and determined from ASCE 7-05 Table 6-4

$K_z$  = Velocity Pressure Exposure Coefficient defined in ASCE 7-05 6.5.6.6 & determined from ASCE 7-05 Table 6-3

$K_{zt}$  = Topographic Factor defined in ASCE 7-05 6.5.7.2 & determined from ASCE 7-05 Fig. 6-4

$I$  = Importance Factor defined in ASCE 7-05 6.5.5 & determined from ASCE 7-05 Table 6-1

$G$  = Gust Effect Factor based on ASCE 7-05 6.5.8

$C_f$  = Net Force Coefficient according to ASCE 7-05 Fig 6-20 & Fig 6-21

Figura 23. Acciones por viento para el caso de Estados Unidos. Fuente: Autor.

En la sexta sección se seleccionaron los datos de entrada directos, especificando el periodo fundamental y el periodo más largo de transición. Mientras que en la séptima, se tiene que especificar las acciones sísmicas. Estas dos secciones serán omitidas ya que este trabajo de investigación se centra principalmente en el cálculo de las acciones de viento, es por eso, que los valores sísmicos serán igual a cero (figuras 24 y 25). En la octava sección se definieron las combinaciones de carga correspondiente a la normativa de cada país (ver figuras 26, 27, 28).

Time Period Calculation  Fundamental Period (T) :  s Long-Period Transition Period  s

Length  Force/Length  Force

Distributed Mass :

	Mass/Length	Height(Top)	Height(Bot)	Diameter	Thickness
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

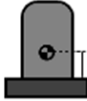
Concentrated Mass :

	Mass	Height
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Figura 24. Períodos sísmicos. Fuente: Autor.

Seismic Load Generation calculation

Direct Input seismic Loads  
 Mass Table C.G.  
 User Defined C.G.



C.G. of Vessel      Center Of Gravity From Vessel Bottom:  mm

---

Shear Unit:       Moment Unit:

Operating Seismic Load

Shear Value:

Moment Value:

Empty Seismic Load

Shear Value:

Moment Value:

---

Seismic Ground Motion Values

Select using Zip Code       Enter Value Manually

Select Zip:

City:

Latitude:

Longitude:

S1:  g  
 Ss:  g  
 Site Class:   
 Fa =   
 Fv =

---

Seismic Response Coefficient Parameters

Response Modification Factor (R):  Per ASCE 7-05 Table 15.4-2

Importance Factor (I):  Per ASCE 7-05 Table 11.5-1

Figura 25. Acciones por sismo. Fuente: Autor.

Load Combination Table     

Service Load Combination:           

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Live)
119	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
120	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
121	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Ultimate Load Combination:           

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Live)
217	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
218	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
219	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Note: SWF - Self Weight and Dead Weight Factor  
SBF - Soil Bearing Factor

Figura 26. Combinaciones de carga para el caso de Venezuela. Fuente: Autor.

Load Combination Table User Defined

Service Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Live)
119	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
120	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
121	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Ultimate Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Live)
217	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
218	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
219	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00

Note: SWF - Self Weight and Dead Weight Factor  
SBF - Soil Bearing Factor

Figura 27. Combinaciones de carga para el caso de Chile. Fuente: Autor.

Load Combination Table User Defined

Service Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Therma
101	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Ultimate Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	User Load 1 (Therma
212	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
213	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00
214	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60

Note: SWF - Self Weight and Dead Weight Factor  
SBF - Soil Bearing Factor

Figura 28. Combinaciones de carga para el caso de Estados Unidos.

Fuente: Autor.

Y en la última sección, se especificaron los parámetros de diseño, como las densidades del agua, el concreto y el suelo (*Material Density*), y los parámetros para el diseño del concreto, como los esfuerzos admisibles del



concreto y el acero para el refuerzo, incluyendo tanto el espaciamiento mínimo y máximo entre las barras del refuerzo como los diámetros de las mismas (ver figura 28).

Material Density					
Water Density	1000	kg/m <sup>3</sup>	Concrete Density	2500	kg/m <sup>3</sup>
<input checked="" type="checkbox"/> Consider Buoyancy			Soil Density	10	kN/m <sup>3</sup>
Bearing and Stability					
Allowable Bearing Pressure	110	kN/m <sup>2</sup>	Minimum Stability Overturning Ratio	1.5	
Coefficient Of Friction	0.5		Minimum Stability Sliding Ratio	1.5	
Concrete Design Parameters					
Bar Type	Metric		Cover	70	mm
f <sub>c</sub>	250	kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Minimum Bar Dia	16		Maximum Bar Dia	20	
Minimum Bar Spacing	100	mm	Maximum Bar Spacing	300	mm

Figura 29. Parámetros de diseño. Fuente: Autor.

#### 4.4.4. Resultados del programa para el caso de Venezuela

##### Combinaciones de carga (LC)

Se determinaron las combinaciones en estado último y estado de servicio, indicadas en la tabla 23, tomando en cuenta los factores de mayoracion mostrados en la tabla 34 y dando como resultado final las cargas axiales, cortantes y de momento aplicadas para Venezuela las listadas en la tabla 35.

Tabla 34 : Cargas últimas y de servicio para Venezuela.

C	L	Vacío	Operación	Viento	Prueba
19	1	1,00	.	1,00	.
20	1	.	1,00	1,00	.
	1	.	.	.	1,00

LC	Vacío	Operación	Viento	Prueba
21				

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 35: Cargas aplicadas para Venezuela.

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
119	3.850,000	283,984	1.558,223
120	5.363,000	283,984	1.558,223
121	12.237,000	0,000	0,000

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### **Peso propio de la fundación.**

Zapata ( $W_f$ ): 7.455,851 kgf

Pedestal ( $W_p$ ): 8.284,271 kgf

Suelo ( $W_s$ ): 2.956,560 kgf

### **Diseño y cálculo del acero de refuerzo del pedestal.**

Se determinó que el caso de carga crítica para el diseño del pedestal es la combinación de carga 119 ( $U=D_e+W$ ), con un momento factorizado en la base del pedestal de 1.841,542 kgf-m, con un diámetro del círculo de acero de refuerzo ( $D_c$ ) de 1,848m y un total de número de acero de refuerzo ( $N_d$ ) igual a 16. Por otro lado, la fundación está a compresión, no hay fuerzas de tracción sometidas al acero, es por eso que se colocará el refuerzo mínimo

por norma según PIP STE03350 en su sección 4.5.5, dando como resultado lo siguiente:

- Acero de refuerzo mínimo por PIP STE03350:  $\Phi 12 - 16$ .
- Tamaño provisto de la barra de acero de refuerzo: 12
- Refuerzo mínimo del estribo:  $\Phi 10 @ 381 \text{ mm}$
- Tamaño provisto de la barra del estribo: 10
- Espaciamiento del estribo: 381 mm

### **Comprobación de resistencia a la fricción del concreto.**

Para el cálculo de la fuerza de compresión en cada perno de anclaje se utilizó la ecuación 31 basada en la sección 4.6.2 de la norma PIP STE03350, mientras que para el cálculo de la tensión última se empleó la ecuación 32, verificando que su valor sea menor que la resistencia del concreto. El área potencial de falla de concreto se obtuvo según la *Figura A* de PIP STE03350 dando como resultado un valor de  $0,241 \text{ m}^2$  (ver anexo C).

$$P_u = \frac{1.841,542}{1,232} + \frac{0,9 \cdot 3850}{2} = 2.529,370 \text{ kgf} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$F_c = \frac{2.529,370}{0,241} = 10.474,796 \text{ kgf} \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 32})$$

$$F_c < f_c \quad \text{OK.}$$

### **Refuerzo superior del pedestal.**

Se proporcionará refuerzo en la parte superior del pedestal según PIP STE03350: # 4 barras (12 mm  $\Phi$  por metro) @ 12 pulgadas (300 mm por metro) en cada dirección.

### **Casos de carga crítica.**

- Caso de carga crítica para diseño de servicio:  $U= D_e+W$
- Caso de carga crítica para la fuerza de corte:  $U= D_e+W$
- Caso de carga crítica para fuerza de flexión:  $U= D_e+W$

### **Chequeo por deslizamiento y volcamiento.**

El índice de estabilidad de volcado mínimo y el factor mínimo de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio que no sean terremoto debe ser 1,5 de acuerdo con la norma PIP STC01015 Criterios de diseño estructural. La "relación de estabilidad" mínima de volcado y el factor mínimo de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio de terremoto debe ser 1,0 en de acuerdo con PIP STC01015. Además, el mínimo volcar de la "relación de estabilidad" para el anclaje y los cimientos de recipientes verticales con faldón clasificados como Ocupación Categoría IV de acuerdo con ASCE / SEI 7-05, Sección 1.5.1 y Tabla 1-1, será 1,2 para las cargas críticas de terremoto especificadas en ASCE / SEI 7-05. En las tablas 36 y 37 se puede apreciar el chequeo por deslizamiento y volcamiento, respectivamente, cumpliendo con la condición de cálculo antes mencionada.

Tabla 36: Deslizamiento

LC	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Deslizamiento
119	-283,984	7.423,341	26,140
120	-283,984	6.666,841	23,476
121	-0.000	3.229,841	N/A

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Deslizamiento > 1,500 OK

Tabla 37: Volcamiento

LC	Excentricidad (m)	Volcamiento
	$e = \frac{M_{\text{foot}}}{P + W_f + W_p + W}$	$SBR = \frac{D_f}{2 \cdot e}$
119	0,132	11,365
120	0,147	10,207
121	N/A	N/A

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Volcamiento > 1,500 OK.

### Chequeo de soporte del suelo.

Se determinó que el caso de carga crítica para el soporte del suelo es la combinación de carga 119 ( $U=D_e+W$ ), con una fuerza axial de carga crítica aplicada externamente de -3.850,00 kgf y un momento de carga crítica igual a 1.954,869 kgf-m. Luego se procedió a calcular la excentricidad mediante la ecuación 38 y se determinó la relación  $e/D$  con la ecuación 38.a.

$$e = \frac{1.954,869}{7.455,851 + 8.284,271 + 2.956,560 - 3850} = \frac{1.954,869}{14.846,682} = 0,132 \text{ m} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0,132 \text{ m}}{3,000 \text{ m}} = 0,04 \quad (\text{Ec. 38.a})$$

Según la sección 4.7.2.3 de PIP STE03350  $e/D \leq 0,122$  en la diagonal y  $e/D \leq 0,132$  en el plano, entonces el área total de la zapata se encuentra a compresión. Seguidamente se calculó las presiones de soporte del suelo,

teniendo en cuenta que deben ser menor que la capacidad de carga de suelo, siendo 11.216,874 kgf/m<sup>2</sup> el valor de la capacidad de carga de suelo factorizada. Quedando establecidas las dimensiones finales de la zapata en la tabla 38.

$$f_{(diagonal)} = \frac{14.846,682}{7,452} 1 + 8,19 \frac{0,132}{3,000} = 2.644,988 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec. 35})$$

$$f_{(flat)} = \frac{14.846,682}{7,452} 1 + 7,57 \frac{0,132}{3,00} = 2.595,579 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec.36})$$

$$f_{dia} - f_{flat} < \text{Capacidad de carga de suelo} \quad \text{OK.}$$

Tabla 38. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Venezuela,

Dimensiones de la zapata		
Diametro final de zapata (m)	Longitud diagonal de zapata (m)	Profundidad de zapata (m)
3,000	3,247	0,400

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### Cortante

A manera gráfica, la figura 30 muestra un corte representativo de la fundación, donde se aprecia la ubicación del cortante desde la cara de la zapata hasta su posición (X<sub>2</sub>). Los resultados presentados por el programa en cuanto a presión del cortante, presión en la cara del pedestal, tensión de corte V<sub>u</sub> y capacidad factorizada ΦV<sub>C</sub> se muestran en la tabla 39. Siendo la capacidad factorizada ΦV<sub>C</sub> calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante la ecuación 11-3 del código ACI 318-11. Cabe destacar

que se debe verificar que se cumpla la condición de que la tensión de corte  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi VC$ .

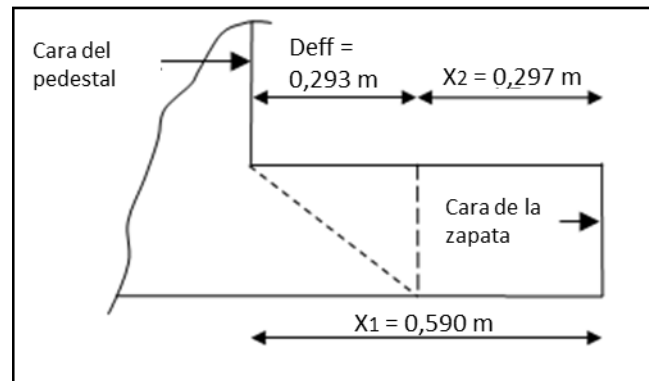


Figura 30. Corte representativo de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 39. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte

Resultados arrojados por el programa				
Presión en el punto del cortante (kgf/m <sup>2</sup> )	Presión en la cara del pedestal (kgf/m <sup>2</sup> )	Tensión de corte $V_u$ (kgf/m <sup>2</sup> )	Capacidad factorizada $\Phi VC$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$V_u < \Phi VC$
2.566,5	2.426,628	939,087	62.879,535	OK

34

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Por otro lado, la figura 31 presenta la vista de planta de la fundación donde se evidencia el perímetro de corte por punzonado. Los resultados arrojados por el programa del perímetro de corte por punzonado, fuerza de corte por punzonado  $V_u$  y capacidad factorizada del cortante  $\Phi VC$  se

muestran tabulados en la tabla 40. Siendo la capacidad factorizada  $\Phi VC$  calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante las ecuaciones 11-32 & 11-33 del código ACI 318-11. Por último, se debe verificar que se cumpla la condición que la fuerza de corte por punzonado  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi VC$ .

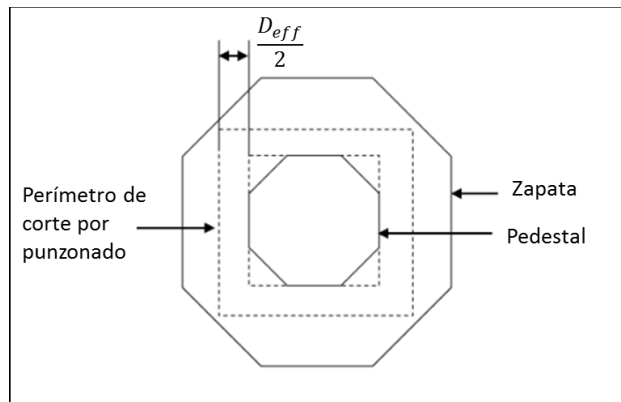


Figura 31. Vista de planta de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 40. Resultados por punzonado.

Resultados de punzonado arrojados por el programa			
Perímetro de corte por punzonado	Fuerza de corte por punzonado	Capacidad factorizada del cortante $\Phi VC$	$V_u < \Phi VC$
$b_o$ (m)	$V_u$ (kgf)	(kgf)	
8,501	1.916,162	280.030,288	OK

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### Cálculo de refuerzo de zapata

En la tabla 41 quedan establecidos los datos para el refuerzo de la zapata, determinándose la distancia necesaria para que la barra no se



despegue del concreto (dicha distancia se conoce como longitud de desarrollo), los porcentajes de acero y espaciamiento arrojados por el software empleado bajo los lineamientos del código ACI 318-11.

Tabla 41. Refuerzo de la zapata

Longitud de desarrollo				
Longitud de desarrollo requerida para barras (m)		Longitud de desarrollo válido para barras, desde la cara del pedestal a la cara de la zapata (m)		
0,305		0,403		
Porcentaje de acero				
Acero mínimo	Acero balanceado	Acero máximo	Acero requerido	Acero previsto
0,180	2,550	1,913	0,005	0,180
Espaciamiento				
E. mínimo (mm)	E. máximo (mm)	E. requerido (mm)	Tamaño de la barra (mm)	
100	300	300	16	

Fuente: STAAD Foundation Advanced

#### 4.4.5. Resultados del programa para el caso de Chile.

##### Combinaciones de carga (LC).

Se determinaron las combinaciones en estado último y estado de servicio, indicadas en la tabla 24, tomando en cuenta los factores de

mayoración mostrados en las tablas 42 y 43 y dando como resultado final las cargas axiales, cortantes y de momento aplicadas para Chile las listadas en las tabla 45 y 46.

Tabla 42: Cargas de servicio para Chile.

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
119	1,00	.	.	.	.	.
120	.	1,00	.	.	1,00	.
121	1,00	.	.	.	.	1,00
122	.	1,00	.	.	.	1,00
123	.	.	.	.	1,00	1,00
124	1,00	.	.	.	.	0,75
125	.	1,00	.	.	.	0,75
126	.	.	.	.	1,00	0,75
127	1,00	.	1,00	.	.	.
128	.	1,00	1,00	.	.	.
129	.	.	1,00	.	1,00	.
130	1,00	.	.	1,00	.	.
131	.	1,00	.	1,00	.	.
132	.	.	.	1,00	1,00	.
133	1,00	.	0,75	.	.	0,75
134	.	1,00	0,75	.	.	0,75
135	.	.	0,75	.	1,00	0,75
136	1,00	.	.	0,75	.	0,75
137	.	1,00	.	0,75	.	0,75
138	.	.	.	0,75	1,00	0,75
139	0,60	.	1,00	.	.	.
140	.	0,60	1,00	.	.	.
141	.	.	1,00	.	0,60	.
142	0,60	.	.	1,00	.	.
143	.	0,60	.	1,00	.	.
144	.	.	.	1,00	0,60	.

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 43: Cargas de estado último para Chile.

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
217	1,40	.	.	.	.	.
218	.	1,40	.	.	.	.
219	.	.	.	.	1,40	.
220	1,20	.	.	.	.	1,60

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
221	.	1,20	.	.	.	1,60
222	.	.	.	.	1,20	1,60
223	1,20	.	0,80	.	.	1,60
224	.	1,20	0,80	.	.	1,60
225	.	.	0,80	.	1,20	1,60
226	1,20	.	1,60	.	.	0,50
227	.	1,20	1,60	.	.	0,50
228	.	.	1,60	.	1,20	0,50
229	1,20	.	.	1,40	.	1,00
230	.	1,20	.	1,40	.	1,00
231	.	.	.	1,40	1,20	1,00
232	0,90	.	1,60	.	.	.
233	.	0,90	1,60	.	.	.
234	.	.	1,60	.	0,90	.
235	0,90	.	.	1,40	.	.
236	.	0,90	.	1,40	.	.
237	.	.	.	1,40	0,90	.

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 44: Cargas aplicadas en la parte superior del pedestal: Cargas de estado de servicio.

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
119	3.850,000	0,000	0,000
120	17.600,000	0,000	0,000
121	3.850,000	0,000	0,000
122	5.363,000	0,000	0,000
123	12.237,000	0,000	0,000
124	3.850,000	0,000	0,000
125	5.363,000	0,000	0,000
126	12.237,000	0,000	0,000
127	3.850,000	186,376	1.022,648
128	5.363,000	186,376	1.022,648
129	12.237,000	186,376	1.022,648
130	3.850,000	0,000	0,000
131	5.363,000	0,000	0,000
132	12.237,000	0,000	0,000
133	3.850,000	139,782	766,986
134	5.363,000	139,782	766,986
135	12.237,000	139,782	766,986
136	3.850,000	0,000	0,000
137	5.363,000	0,000	0,000
138	12.237,000	0,000	0,000
139	2.310,000	186,376	1.022,648
140	3.217,800	186,376	1.022,648
141	7.342,200	186,376	1.022,648
142	2.310,000	0,000	0,000
143	3.217,800	0,000	0,000
144	7.342,200	0,000	0,000

F

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 45: Cargas aplicadas en la parte superior del nivel de resistencia del pedestal.

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
217	5.390,00	0,000	0,000
218	7.508,20	0,000	0,000
219	17.131,800	0,000	0,000
220	4.620,00	0,000	0,000
221	6.435,600	0,000	0,000
222	14.684,400	0,000	0,000
223	4.620,00	298,202	1.636,237
224	6.435,600	298,202	1.636,237
225	14.684,400	149,101	818,118
226	4.620,00	596,405	3.272,474
227	6.435,600	596,405	3.272,474
228	14.684,400	298,202	1.636,237
229	4.620,00	0,000	0,000
230	6.435,600	0,000	0,000
231	14.684,400	0,000	0,000
232	3.465,00	596,405	3.272,474
233	4.826,700	596,405	3.272,474
234	11.013,300	298,202	1.636,237
235	3.465,00	0,000	0,000
236	4.826,700	0,000	0,000

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
237	11.013,00	0,000	0,000

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### **Peso propio de la fundación.**

Fundación ( $W_f$ ): 7.455,851 kgf

Pedestal ( $W_p$ ): 8.284,271 kgf

Suelo ( $W_s$ ): 2.956,560 kgf

### **Diseño y cálculo del acero de refuerzo del pedestal.**

Se determinó que el caso de carga crítica para el diseño del pedestal es la combinación de carga 217 ( $U = 1,4 D_e$ ), con un momento factorizado en la base del pedestal de 0,000 kgf-m, una carga axial nominal de 5390 kgf, con un diámetro del círculo de acero de refuerzo ( $D_c$ ) de 1,848m y un total de número de acero de refuerzo ( $N_d$ ) igual a 16. Por otro lado, la fundación está a compresión, no hay fuerzas de tracción sometidas al acero, es por eso que se colocará el refuerzo mínimo por norma según PIP STE03350 en su sección 4.5.5, dando como resultado lo siguiente:

- Acero de refuerzo mínimo por PIP STE03350:  $\Phi 12 - 16$ .
- Tamaño provisto de la barra de acero de refuerzo: 12
- Refuerzo mínimo del estribo:  $\Phi 10 @ 381$  mm
- Tamaño provisto de la barra del estribo: 10
- Espaciamiento del estribo: 381 mm

### Comprobación de resistencia a la fricción del concreto.

Para el cálculo de la fuerza de compresión en cada perno de anclaje se utilizó la ecuación 31 basada en la sección 4.6.2 de la norma PIP STE03350, mientras que para el cálculo de la tensión última se empleó la ecuación 32, verificando que su valor sea menor que la resistencia del concreto. El área potencial de falla de concreto se obtuvo según la *Figura A* de PIP STE03350 (ver anexo C) dando como resultado un valor de 0,241 m<sup>2</sup>

$$P_u = \frac{0,000}{1,232} + \frac{0,9 \cdot 5390}{2} = 2.518,337 \text{ kgf} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$F_c = \frac{2.518,337}{0,241} = 10.429,105 \text{ kgf} \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 32})$$

$$F_c < f_c \quad \text{OK.}$$

### Refuerzo superior del pedestal.

Se proporcionará refuerzo en la parte superior del pedestal según PIP STE03350: # 4 barras (12 mm  $\Phi$  por metro) @ 12 pulgadas (300 mm por metro) en cada dirección.

### Casos de carga crítica.

- Caso de carga crítica para diseño de servicio:  $U = 0,6 D_e + W$
- Caso de carga crítica para la fuerza de corte:  $U = 0,9 D_e + 1,6 W$
- Caso de carga crítica para fuerza de corte por punzonado:  
 $U = 0,9 D_e + 1,6 W$
- Caso de carga crítica para fuerza de flexión:  $U = 0,9 D_e + 1,6 W$ .

### Chequeo por deslizamiento y volcamiento.

El índice de estabilidad de volcado mínimo y el factor mínimo de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio que no sean

terremoto debe ser 1,5 de acuerdo con la norma PIP STC01015 Criterios de diseño estructural. La "relación de estabilidad" mínima de volcado y el factor mínimo

de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio de terremoto debe ser 1,0 en de acuerdo con PIP STC01015. Además, el mínimo volcar de la "relación de estabilidad" para el anclaje y los cimientos de recipientes verticales con faldón clasificados como Ocupación Categoría IV de acuerdo con ASCE / SEI 7-05, Sección 1.5.1 y Tabla 1-1, será 1,2 para las cargas críticas de terremoto especificadas en ASCE / SEI 7-05. En las tablas 46 y 47 se puede apreciar el chequeo por deslizamiento y volcamiento, respectivamente, cumpliendo con la condición de cálculo antes mencionada.

Tabla 46: Deslizamiento.

C	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Deslizamiento
19	-0,000	7.423,341	N/A
20	-0,000	548,341	N/A
21	-0,000	7.423,341	N/A
22	-0,000	6.666,841	N/A
23	-0,000	3.229,841	N/A
24	-0,000	7.423,341	N/A
25	-0,000	6.666,841	N/A



C	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Deslizamiento
26	-0,000	3.229,841	N/A
27	-186,376	7.423,341	39,830
28	-186,376	6.666,841	35,771
29	-186,376	3.229,841	17,330
30	-0,000	7.423,341	N/A
31	-0,000	6.666,841	N/A
32	-0,000	3.229,841	N/A
33	-139,782	7.423,341	53,106
34	-139,782	6.666,841	47,694
35	-139,782	3.229,841	23,106
36	-0,000	7.423,341	N/A
37	-0,000	6.666,841	N/A
38	-0,000	3.229,841	N/A
39	-186,376	8.193,341	43,961
40	-186,376	7.739,441	41,526
41	-186,376	5.677,241	30,461
42	-0.000	8.193,341	N/A
43	-0.000	7.739,441	N/A
	-0.000	5.677,241	N/A

C	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Desliza miento
44			

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Relación de deslizamiento > 1.500 OK.

Tabla 47: Volcamiento

LC	Excentricidad (m) $e = \frac{M_{\text{foot}}}{P + W_f + W_p + W_s}$	Volcamient o $SBR = \frac{D_f}{2 \cdot e}$
119	N/A	N/A
120	N/A	N/A
121	N/A	N/A
122	N/A	N/A
123	N/A	N/A
124	N/A	N/A
125	N/A	N/A
126	N/A	N/A
127	0,087	17,318
128	0,096	15,553
129	0,199	7,535
130	N/A	N/A
131	N/A	N/A
132	N/A	N/A
133	0,065	23,090
134	0,072	20,737
135	0,149	10,046
136	N/A	N/A
137	N/A	N/A

138	N/A	N/A
139	0,078	19,114
140	0,083	18,055
141	0,113	13,244
142	N/A	N/A
143	N/A	N/A
144	N/A	N/A

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Volcamiento > 1.500 OK

#### Chequeo de soporte del suelo.

Se determinó que el caso de carga crítica para el soporte del suelo es la combinación de carga 139 ( $U=0,6D_e+W$ ), con una fuerza axial de carga crítica aplicada externamente de -2.310,00 kgf y un momento de carga crítica igual a 1282,964 kgf-m. Luego se procedió a calcular la excentricidad mediante la ecuación 38 y se determinó la relación  $e/D$  con la ecuación 38.a.

$$e = \frac{1.282,964}{7.455,851 + 8.284,271 + 2.956,560 - 2310} = \frac{1.282,964}{16.386,682} = 0,078 \text{ m} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0,078}{3,000} = 0,026 \quad (\text{Ec. 38.a})$$

Según la sección 4.7.2.3 de PIP STE03350  $e/D \leq 0,122$  en la diagonal y  $e/D \leq 0,132$  en el plano, entonces el área total de la zapata se encuentra a compresión. Seguidamente se calculó las presiones de soporte del suelo, teniendo en cuenta que deben ser menor que la capacidad de carga de suelo, siendo 11.216,874 kgf/m<sup>2</sup> el valor de la capacidad de carga de suelo factorizada. Quedando establecidas las dimensiones finales de la zapata en la tabla 38.

$$f_{(diagonal)} = \frac{16.386,682}{7,452} 1 + 8,19 \frac{0,078}{3,000} = 2.667,211 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec. 35})$$

$$f_{(flat)} = \frac{16.386,682}{7,452} 1 + 7,57 \frac{0,078}{3,000} = 2.631,764 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec.36})$$

$f_{dia}$  &  $f_{flat} <$  Capacidad de carga de suelo OK.

Tabla 48. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Chile.

Dimensiones de la zapata		
Diametro final de zapata (m)	Longitud diagonal de zapata (m)	Profundidad de zapata (m)
3,000	3,247	0,400

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### Cortante.

A manera gráfica, la figura 32 muestra un corte representativo de la fundación, donde se aprecia la ubicación del cortante desde la cara de la zapata hasta su posición ( $X_2$ ). Los resultados presentados por el programa en cuanto a presión del cortante, presión en la cara del pedestal, tensión de corte  $V_u$  y capacidad factorizada  $\Phi V_C$  se muestran en la tabla 49. Siendo la capacidad factorizada  $\Phi V_C$  calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante la ecuación 11-3 del código ACI 318-11. Cabe destacar que se debe verificar que se cumpla la condición de que la tensión de corte  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi V_C$ .

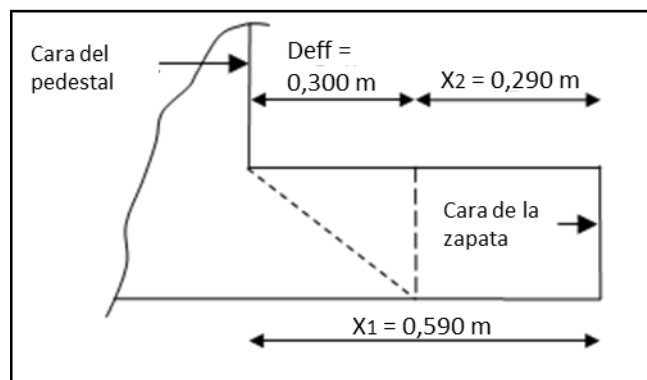


Figura 32. Corte representativo de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 49. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte

Resultados arrojados por el programa				
Presión en el punto del cortante (kgf/m <sup>2</sup> )	Presión en la cara del pedestal (kgf/m <sup>2</sup> )	Tensión de corte $V_u$ (kgf/m <sup>2</sup> )	Capacidad factorizada $\Phi VC$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$V_u < \Phi VC$
3.258,562	2.957,207	1.632,990	62.879,535	OK

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Por otro lado, la figura 33 presenta la vista de planta de la fundación donde se evidencia el perímetro de corte por punzonado. Los resultados arrojados por el programa del perímetro de corte por punzonado, fuerza de corte por punzonado  $V_u$  y capacidad factorizada del cortante  $\Phi VC$  se muestran tabulados en la tabla 50. Siendo la capacidad factorizada  $\Phi VC$  calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante las ecuaciones 11-32 & 11-33 del código ACI 318-11. Por último, se debe

verificar que se cumpla la condición que la fuerza de corte por punzonado  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi V_C$ .

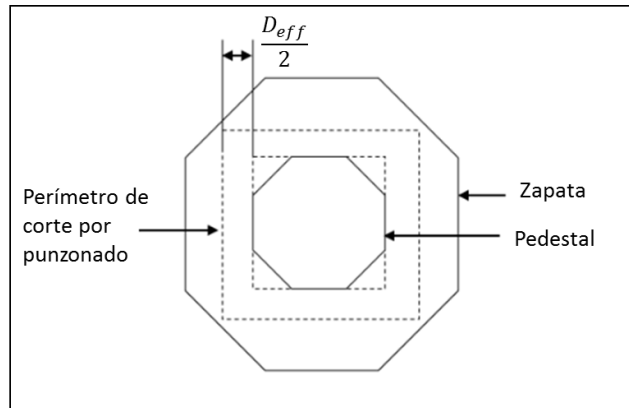


Figura 33. Vista de planta de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 50. Resultados por punzonado.

Resultados de punzonado arrojados por el programa			
Perímetro de corte por punzonado $b_o$ (m)	Fuerza de corte por punzonado $V_u$ (kgf)	Capacidad factorizada del cortante $\Phi V_C$ (kgf)	$V_u < \Phi V_C$
8,521	3.266,023	286.960,052	OK

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### Cálculo de refuerzo de zapata.

En la tabla 51 quedan establecidos los datos para el refuerzo de la zapata, determinándose la distancia necesaria para que la barra no se despegue del concreto (dicha distancia se conoce como longitud de desarrollo), los porcentajes de acero y espaciamiento arrojados por el software empleado bajo los lineamientos del código ACI 318-11.

Tabla 51. Refuerzo de la zapata

---

Longitud de desarrollo

Longitud de desarrollo requerida para barras (m)		Longitud de desarrollo válido para barras, desde la cara del pedestal a la cara de la zapata (m)		
0,305		0,430		
Porcentaje de acero				
Acero mínimo	Acero balanceado	Acero máximo	Acero requerido	Acero previsto
0,180	2,550	1,913	0,008	0,180
Espaciamiento				
E. mínimo	E. máximo	E. requerido	Tamaño de la barra	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
100	300	300	16	

Fuente: STAAD Foundation Advanced

#### 4.4.6. Resultados del programa para el caso de Estados Unidos.

##### Combinaciones de carga (LC).

Se determinaron las combinaciones en estado último y estado de servicio, indicadas en la tabla 25, tomando en cuenta los factores de mayoracion mostrados en las tablas 52 y 53 y dando como resultado final las cargas axiales, cortantes y de momento aplicadas para Estados Unidos las listadas en la tabla 54 y 55.

Tabla 52: Cargas de servicio para Estados Unidos.

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
101	1,00	.	.	.	.	.
102	.	1,00	.	.	.	.
103	1,00	.	.	.	.	1,00
104	.	1,00	.	.	.	1,00
105	1,00	.	.	.	.	1,00
106	.	1,00	.	.	.	1,00
107	1,00	.	.	.	.	0,75
108	.	1,00	.	.	.	0,75

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
109	1,00	.	0,60	.	.	.
110	.	1,00	0,60	.	.	.
111	1,00	.	0,45	.	.	0,75
112	.	1,00	0,45	.	.	0,75
113	0,60	.	0,60	.	.	.
114	.	0,60	0,60	.	.	.
115	.	.	.	.	1,00	.
116	.	.	.	.	1,00	1,00
117	.	.	.	.	1,00	0,75
118	.	.	0,45	.	1,00	0,75
119	.	.	0,60	.	0,60	.
120	1,00	.	.	0,70	.	.
121	.	1,00	.	0,70	.	.
122	.	.	.	0,70	1,00	.

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 53. Cargas de estado último.

LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
212	1,40	.	.	.	.	.
213	.	1,40	.	.	1,40	.
214	1,20	.	.	.	.	1,60
215	.	1,20	.	.	.	1,60
216	.	.	.	.	1,60	1,60
217	1,20	.	0,50	.	.	1,00
218	.	1,20	0,50	.	.	1,00
219	.	.	0,50	.	1,20	1,00
220	1,20	.	1,00	.	.	1,00
221	.	1,20	1,00	.	.	1,00
222	.	.	1,00	.	1,20	1,00
223	0,90	.	1,00	.	.	.
224	.	0,90	1,00	.	.	.
225	.	.	1,00	.	0,90	.



LC	Vacío	Operación	Viento	Sismo	Prueba	C. viva
226	0,90	.	.	1,00	.	.
227	.	0,90	.	1,00	.	.

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
----	----------------	-------------------	--------------------

228	.	.	.	1,00	0,90	.
-----	---	---	---	------	------	---

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 54: Cargas aplicadas en la parte superior del pedestal, cargas de estado de servicio.

---

101	3.850,0 00	0,000	0,000
102	5.363,0 00	0,000	0,000
103	3.850,0 00	0,000	0,000
104	5.363,0 00	0,000	0,000
105	3.850,0 00	0,000	0,000
106	5.363,0 00	0,000	0,000
107	3.850,0 00	0,000	0,000
108	5.363,0 00	0,000	0,000
109	3.850,0 00	750,511	4.118,051
110	5.363,0 00	750,511	4.118,051
111	3.850,0 00	562,883	3.088,538
112	5.363,0 00	562,883	3.088,538
113	2.310,0 00	750,511	4.118,051
114	3.217,8 00	750,511	4.118,051
115	12.237, 000	0,000	0,000
116	12.237, 000	0,000	0,000
117	12.237, 000	0,000	0,000
118	12.237, 000	281,441	1.544,269
119	7.342,2 00	375,255	2.059,025
120	3.850,0 00	0,000	0,000
121	5.363,0 00	0,000	0,000

---

122	12.237, 000	0,000	0,000
-----	----------------	-------	-------

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 55: Cargas aplicadas en la parte superior del nivel de resistencia del pedestal.

LC	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf-m)
212	5.390,000	0,000	0,000
213	2.464,000	0,000	0,000
214	4.620,000	0,000	0,000
215	6.435,600	0,000	0,000
216	19.579,200	0,000	0,000
217	4.620,000	625,425	3.431,709
218	6.435,600	625,425	3.431,709
219	14.684,400	312,713	1.715,854
220	4.620,000	1.250,85 1	6.863,418
221	6.435,600	1.250,85 1	6.863,418
222	14.684,400	625,425	3.431,709
223	3.465,000	1.250,85 1	6.863,418
224	4.826,700	1.250,85 1	6.863,418
225	11.013,300	625,425	3.431,709
226	3.465,000	0,000	0,000
227	4.826,700	0,000	0,000
228	11.013,300	0,000	0,000

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### **Peso propio de la fundación.**

Fundación ( $W_f$ ): 7.455,851 kgf

Pedestal ( $W_p$ ): 8.284,271 kgf

Suelo ( $W_s$ ): 2.956,560 kgf

### **Diseño y cálculo del acero de refuerzo del pedestal.**

Se determinó que el caso de carga crítica para el diseño del pedestal es la combinación de carga 223 ( $U = 0,90 D_e + W$ ), con un momento factorizado en la base del pedestal de 8.111,339 kgf-m, una carga axial nominal aplicada de 3.465 kgf, con un diámetro del círculo de acero de refuerzo ( $D_c$ ) de 1,848m y un total de número de barras de acero de refuerzo ( $N_d$ ) igual a 16. Para el cálculo de la tensión máxima en el acero de refuerzo se utilizó la ecuación 28, basada en la sección 4.5.4 de la norma PIP STE03350 y para el valor de acero requerido se empleó la ecuación 29.

$$F_u = 4 * \frac{8.111,339}{16 * 1,848} - 0,9 * \frac{3.850 + 8.284,271}{16} = 439,231 \text{ kgf} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$A_s = \frac{439,231}{0,90 * 4200} = 0,116 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 29})$$

Según lo expuesto anteriormente, el acero de refuerzo del pedestal queda establecido de la siguiente manera:

- Acero de refuerzo mínimo por PIP STE03350:  $\Phi 12 - 16$ .
- Tamaño provisto de la barra de acero de refuerzo: 12

- Refuerzo mínimo del estribo:  $\Phi 10 @ 381 \text{ mm}$
- Tamaño provisto de la barra del estribo: 10
- Espaciamiento del estribo: 381 mm

### Comprobación de resistencia a la fricción del concreto.

Para el cálculo de la fuerza de compresión en cada perno de anclaje se utilizó la ecuación 31 basada en la sección 4.6.2 de la norma PIP STE03350, mientras que para el cálculo de la tensión última se empleó la ecuación 32, verificando que su valor sea menor que la resistencia del concreto. El área potencial de falla de concreto se obtuvo según la *Figura A* de PIP STE03350 (ver anexo C) dando como resultado un valor de  $0,241 \text{ m}^2$

$$P_u = \frac{8.111,339}{1,232} + \frac{0,9*3.465}{2} = 8.143,129 \text{ kgf} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$F_c = \frac{8.143,129}{0,241} = 33.788,917 \text{ kgf} \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 32})$$

$$F_c < f_c \quad \text{OK.}$$

### Refuerzo superior del pedestal.

Se proporcionará refuerzo en la parte superior del pedestal según PIP STE03350: # 4 barras (12 mm  $\Phi$  por metro) @ 12 pulgadas (300 mm por metro) en cada dirección.

### Casos de carga crítica.

- Caso de carga crítica para diseño de servicio:  $U = 0,6 D_e + 0,6W$
- Caso de carga crítica para la fuerza de corte:  $U = 0,9 D_e + W$
- Caso de carga crítica para fuerza de flexión:  $U = 0,9 D_e + W$

### Chequeo por deslizamiento y volcamiento.

El índice de estabilidad de volcado mínimo y el factor mínimo de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio que no sean

terremoto debe ser 1,5 de acuerdo con la norma PIP STC01015 Criterios de diseño estructural. La "relación de estabilidad" mínima de volcado y el factor mínimo de seguridad contra deslizamiento para cargas de servicio de terremoto debe ser 1,0 en de acuerdo con PIP STC01015. Además, el mínimo volcar de la "relación de estabilidad" para el anclaje y los cimientos de recipientes verticales con faldón clasificados como Ocupación Categoría IV de acuerdo con ASCE / SEI 7-05, Sección 1.5.1 y Tabla 1-1, será 1,2 para las cargas críticas de terremoto especificadas en ASCE / SEI 7-05. En las tablas 56 y 57 se puede apreciar el chequeo por deslizamiento y volcamiento, respectivamente, cumpliendo con la condición de cálculo antes mencionada.

Tabla 56: Deslizamiento.

LC	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Deslizamiento
101	-0,000	7.423,341	N/A
102	-0,000	6.666,841	N/A
103	-0,000	7.423,341	N/A
104	-0,000	6.666,841	N/A
105	-0,000	7.423,341	N/A
106	-0,000	6.666,841	N/A
107	-0,000	7.423,341	N/A
108	-0,000	6.666,841	N/A
109	-750,511	7.423,341	9,891
110	-750,511	6.666,841	8,883
111	-562,883	7.423,341	13,188
112	-562,883	6.666,841	11,844
113	-750,511	8.193,341	10,917
114	-750,511	7.739,441	10,312
115	-0,000	3.229,841	N/A
116	-0,000	3.229,841	N/A
117	-0,000	3.229,841	N/A
118	-281,441	3.229,841	11,476
119	-375,255	5.677,241	15,129

LC	Fuerza actuante (kgf)	Fuerza restauradora (kgf)	Deslizamiento
120	-0,000	7.423,341	N/A
121	-0,000	6.666,841	N/A
122	-0,000	3.229,841	N/A

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Relación de deslizamiento > 1.500 OK.

Tabla 57: Volcamiento.

LC	Excentricidad (m) $e = \frac{M_{\text{foot}}}{P + W_f + W_p + W}$	Volcamiento $SBR = \frac{D_f}{2 \cdot e}$
101	N/A	N/A
102	N/A	N/A
103	N/A	N/A
104	N/A	N/A
105	N/A	N/A
106	N/A	N/A
107	N/A	N/A
108	N/A	N/A
109	0,349	4,301
110	0,388	3,862
111	0,262	5,734
112	0,291	5,150
113	0,316	4,747
114	0,335	4,484

115	N/A	N/A
116	N/A	N/A
117	N/A	N/A
118	0,301	4,990
119	0,228	6,578
120	N/A	N/A
121	N/A	N/A
122	N/A	N/A

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Volcamiento > 1.500 OK

### Chequeo de soporte del suelo.

Se determinó que el caso de carga crítica para el soporte del suelo es la combinación de carga 113 ( $U=0,6D_e+ 0,6W$ ), con una fuerza axial de carga crítica aplicada externamente de -2.310,00 kgf y un momento de carga crítica igual a 5.166,304 kgf-m. Luego se procedió a calcular la excentricidad mediante la ecuación 38 y se determinó la relación  $e/D$  con la ecuación 38.a.

$$e = \frac{5.166,304}{7.455,851 + 8.284,271 + 2.956,560 - 2.310,00} = \frac{5.166,304}{16.386,682} = 0,316 \text{ m} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0,316}{3,000} = 0,105 \quad (\text{Ec. 38.a})$$

Según la sección 4.7.2.3 de PIP STE03350  $e/D \leq 0,122$  en la diagonal y  $e/D \leq 0,132$  en el plano, entonces el área total de la zapata se encuentra a compresión. Seguidamente se calculó las presiones de soporte del suelo, teniendo en cuenta que deben ser menor que la capacidad de carga de suelo, siendo 11.216,874 kgf/m<sup>2</sup> el valor de la capacidad de carga de suelo factorizada. Quedando establecidas las dimensiones finales de la zapata en la tabla 58.

$$f_{(diagonal)} = \frac{16.386,682}{7,452} \left( 1 + 8,19 \frac{0,316}{3,000} \right) = 4.089,963 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec. 35})$$



$$f_{(flat)} = \frac{16.386,682}{7,452} 1 + 7,57 \frac{0,316}{3,00} = 3.946,811 \text{ kgf/m}^2 \quad (\text{Ec.36})$$

$f_{\text{dia}} - f_{\text{flat}} < \text{Capacidad de carga de suelo} \quad \text{OK.}$

Tabla 58. Dimensiones finales de la zapata para el caso de Chile.

Dimensiones de la zapata		
Diametro final de zapata (m)	Longitud diagonal de zapata (m)	Profundidad de zapata (m)
3,000	3,247	0,400

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

### Cortante.

A manera gráfica, la figura 34 muestra un corte representativo de la fundación, donde se aprecia la ubicación del cortante desde la cara de la zapata hasta su posición ( $X_2$ ). Los resultados presentados por el programa en cuanto a presión del cortante, presión en la cara del pedestal, tensión de corte  $V_u$  y capacidad factorizada  $\Phi V_C$  se muestran en la tabla 59. Siendo la capacidad factorizada  $\Phi V_C$  calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante la ecuación 11-3 del código ACI 318-11. Cabe destacar que se debe verificar que se cumpla la condición de que la tensión de corte  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi V_C$ .

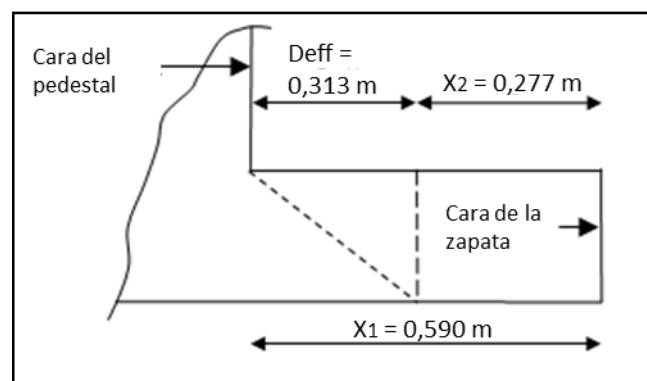


Figura 34. Corte representativo de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 59. Resultados de presión, tensión y capacidad de corte

Resultados arrojados por el programa				
Presión en el punto del cortante (kgf/m <sup>2</sup> )	Presión en la cara del pedestal (kgf/m <sup>2</sup> )	Tensión de corte $V_u$ (kgf/m <sup>2</sup> )	Capacidad factorizada $\Phi VC$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$V_u < \Phi VC$
4.564,566	3.903,200	2.790,276	62.879,535	OK

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

La figura 35 presenta la vista de planta de la fundación donde se evidencia el perímetro de corte por punzonado. Los resultados arrojados por el programa del perímetro de corte por punzonado, fuerza de corte por punzonado  $V_u$  y capacidad factorizada del cortante  $\Phi VC$  se muestran tabulados en la tabla 60. Siendo la capacidad factorizada  $\Phi VC$  calculada según el programa STAAD Foundation Advanced mediante las ecuaciones 11-32 & 11-33 del código ACI 318-11. Por último, se debe verificar que se cumpla la condición que la fuerza de corte por punzonado  $V_u$  sea menor que la capacidad factorizada  $\Phi VC$ .

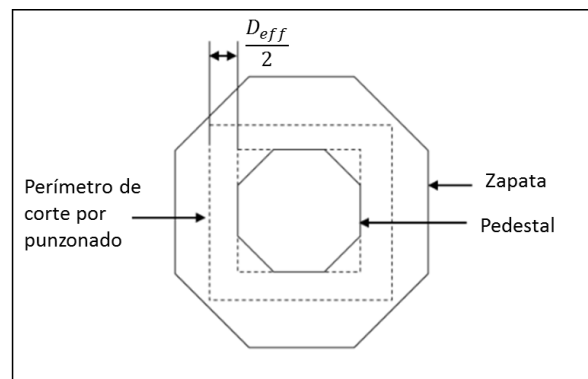


Figura 35. Vista de planta de la fundación. Fuente: STAAD Foundation Advanced.

Tabla 60. Resultados por punzonado.

Resultados de punzonado arrojados por el programa			
Perimetro de corte por punzonado $b_o$ (m)	Fuerza de corte por punzonado $V_u$ (kgf)	Capacidad factorizada del cortante $\Phi VC$ (kgf)	$V_u < \Phi VC$
8,581	5.739,159	308.202,135	OK

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

#### Cálculo de refuerzo de zapata.

En la tabla 61 quedan establecidos los datos para el refuerzo de la zapata, determinándose la distancia necesaria para que la barra no se desprende del concreto (dicha distancia se conoce como longitud de desarrollo), los porcentajes de acero y espaciamiento arrojados por el software empleado bajo los lineamientos del código ACI 318-11.

Tabla 61. Refuerzo de la zapata

Longitud de desarrollo				
Longitud de desarrollo requerida para barras (m)		Longitud de desarrollo válido para barras, desde la cara del pedestal hasta la cara de la zapata. (m)		
0,305		0,450		
Porcentaje de acero				
Acero mínimo	Acero balanceado	Acero máximo	Acero requerido	Acero previsto

0,180	2,550	1,913	0,014	0,180
Espaciamiento				
E. mínimo (mm)	E. máximo (mm)	E. requerido (mm)	Tamaño de la barra (mm)	
100	300	300	16	

Fuente: STAAD Foundation Advanced.

#### 4.5. Resultados obtenidos entre los criterios de los diferentes países.

A continuación se presentan 14 tablas referidas a los resultados alcanzados para los tres casos de estudio en este trabajo de investigación. Resumiéndose los métodos y dirección de análisis de viento en las tablas 62 y 63, respectivamente, la clasificación de la estructura según su uso en la tabla 64, la velocidad de viento en la tabla 65, los factores de importancia y direccionalidad del viento en las tablas 66 y 67 respectivamente, la clasificación según la característica de respuesta en la tabla 68, tipos de exposición en la tabla 69, presión dinámica y coeficiente  $K_z$  en la tabla 70, los factores de respuesta ante ráfagas en la tabla 71, el coeficiente de la fuerza en la tabla 72, factor topográfico en la tabla 73. Mientras que los resultados finales de acciones de viento y fundaciones se localizan en las tablas 74 y 75.

Tabla 62: Métodos de análisis.

<b>Métodos de análisis</b>	
<b>Venezuela</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método analítico</li> <li>• Túnel de viento</li> </ul>
<b>Chile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Procedimiento simplificado.</li> <li>• Procedimiento analítico.</li> <li>• Túnel de viento.</li> </ul>
<b>Estados Unidos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Procedimiento analítico.</li> <li>• Túnel de viento.</li> </ul>

Fuente: Autor

Tabla 63: Dirección de análisis del viento.

<b>Dirección de análisis del viento.</b>	
<b>Venezuela</b>	Se supone, salvo experiencias que demuestren lo contrario, que el viento actúa en dos direcciones ortogonales entre sí
<b>Chile</b>	Supone que el viento actúa en dos direcciones.
<b>Estados Unidos</b>	Se asumirá que el viento proviene de cualquier dirección horizontal.

Fuente: Autor

Tabla 64: Clasificación según el uso.

<b>Clasificación según el uso</b>	
<b>Venezuela</b>	Se separan en 3 grupos que dependen del uso de la estructura. La clasificación propuesta es similar a la norma "Edificaciones Antisísmicas" (1756:82), considerándose adicionalmente el riesgo de vidas humanas.
<b>Chile</b>	Comparten la misma clasificación. Se dividen en cuatro categorías de ocupación: bajo peligro para la vida humana (I), peligro considerable para la vida humana (III), instalaciones esenciales (IV), y otras estructuras (II)
<b>Estados Unidos</b>	

Fuente: Autor

Tabla 65: Velocidad básica del viento.

<b>Velocidad básica del viento.</b>	
<b>Venezuela</b>	La tabla y figura dadas en la norma, se basan en velocidades del viento con un periodo de retorno de 50 y calculadas para una altura de 10 metros sobre un terreno representativo del tipo de exposición C, considerando un tiempo patrón de recorrido del viento de 74 segundos, en promedio.
<b>Chile</b>	No debe ser menor que la velocidad del viento asociada a la probabilidad anual de 0,02 (media de un intervalo de 50 años) y calculadas para una altura de 10 metros sobre el terreno en exposición de campo abierto, considerando la velocidad de ráfaga de 3 segundos.
<b>Estados Unidos</b>	Se presentan 3 mapas de velocidades del viento que dependerán de la categoría de riesgo. La velocidad básica

del viento no debe ser inferior a la velocidad el viento asociada con el intervalo de recurrencia promedio especificado y la estimación debe ajustarse para equivalencia a una velocidad de viento de ráfaga de 3 segundos a 33 pies (10 metros) sobre el suelo en exposición C.

Fuente: Autor

Tabla 66: Factor de importancia eólica

<b>Factor de importancia eólica.</b>	
<b>Venezuela</b>	El factor dado permite ajustar la velocidad básica del viento a periodos de retorno de 50 años, como base para la elaboración del mapa eólico de Venezuela. Los valores de 1,15 y 0,90 están asociados respectivamente a periodos de retorno de 100 y 50 años, los cuales corresponden a las probabilidades anuales de excedencia de 0,01 y 0,04 respectivamente.
<b>Chile</b>	Dependerá de la categoría de ocupación de la estructura, según sea el porcentaje de riesgo que represente en caso de falla.
<b>Estados Unidos</b>	No aplica.

Fuente: Autor

Tabla 67: Factor de direccionalidad del viento

<b>Factor de direccionalidad del viento.</b>	
<b>Venezuela</b>	No aplica.
<b>Chile</b> <b>Estados Unidos</b>	Se refiere a la menor probabilidad de que la orientación más vulnerable para una estructura corresponda perjudicialmente con la dirección de la velocidad máxima del viento durante un evento de diseño. Dependerá del tipo de estructura, su valor no será mayor que 1,0. Deben usarse cuando se apliquen las combinaciones de carga que establecen dichas normas.

Fuente: Autor

Tabla 68: Clasificación según las características de respuesta

<b>Clasificación según las características de respuesta.</b>
--

<b>Venezuela</b>	Se clasifican en 4 tipos que dependen de la geometría y de las propiedades dinámicas y aerodinámicas de la construcción.
<b>Chile</b>	No aplica
<b>Estados Unidos</b>	

Fuente: Autor

Tabla 69: Tipos de exposición

<b>Tipos de exposición</b>	
<b>Venezuela</b>	Se clasifican en 4 tipos que tratan de incorporar la influencia de la topografía y los obstáculos que se interponen a una corriente de aire paralela al terreno y las distancias horizontales mínimas necesarias para uniformar los regímenes de flujo.
<b>Chile</b>	Se definen 3 tipos de categorías de rugosidad de la superficie y categorías de exposición que se determinan a través de la topografía, vegetación y las otras construcciones adyacentes.
<b>Estados Unidos</b>	

Fuente: Autor

Tabla 70: Presión dinámica y coeficiente  $K_z$

<b>Presión dinámica y coeficiente <math>K_z</math></b>	
<b>Venezuela</b>	<p>Su fórmula corresponde a la forma simplificada del principio de Bernoulli. El valor de 0,00485 para la constante se mantendrá en todos los cálculos de presión dinámica, a menos que se disponga de suficiente información meteorológica que justifique un valor distinto para su aplicación a un proyecto específico.</p> <p>El coeficiente <math>K_z</math> es adimensional y expresa la variación de la presión dinámica con la altura sobre el terreno y el tipo de exposición del mismo.</p>
<b>Chile</b>	Su ecuación proviene del principio de Bernoulli. A menos que se disponga de suficientes datos climáticos para justificar la selección de un valor diferente para el cálculo de la distribución de velocidades, se debe utilizar la constante numérica 0,613 en su ecuación.
<b>Estados Unidos</b>	El coeficiente $K_z$ es adimensional y expresa la variación de la

presión dinámica con la altura sobre el terreno y la categoría de exposición del mismo.  
Toman los mismos valores para estos dos casos.

Fuente: Autor

Tabla 71: Factor de respuesta ante ráfagas

<b>Factor de respuesta ante ráfagas.</b>	
<b>Venezuela</b>	Su valor toma en cuenta el efecto adicional de la turbulencia sobre la velocidad del viento no incorporado en la fórmula de presión dinámica. A medida que incrementa la altura, su valor tiende a la unidad y para el cálculo no deberán tomarse menores a 1.0
<b>Chile</b>	Su valor toma en cuenta el efecto de la turbulencia sobre la velocidad del viento.
<b>Estados Unidos</b>	En el caso de estructuras rígidas, se puede considerar su valor igual a 0,85.

Fuente: Autor

Tabla 72: Coeficiente de fuerza.

<b>Coeficiente <math>C_f</math></b>	
<b>Venezuela</b>	Depende principalmente de la forma geométrica de la construcción. Al aplicar los coeficientes $C_f$ , las acciones se supondrán que actúan paralelamente a la dirección del viento y se calcularán con el área proyectada de la construcción sobre un plano normal a la dirección del viento.
<b>Chile</b>	
<b>Estados Unidos</b>	

Fuente: Autor

Tabla 73: Factor topográfico.

<b>Factor topográfico.</b>	
<b>Venezuela</b>	No aplica.
<b>Chile</b>	Se tomará en cuenta cuando la estructura esté ubicada sobre colinas, cimas y escarpes aislados ya que pueden aumentar
<b>Estados Unidos</b>	



<b>Unidos</b>	o disminuir la velocidad del viento. Si las condiciones del sitio y la localización de la estructura no corresponden a lo especificado en la norma, se tomará igual a 1,0.
---------------	---

Fuente: Autor

Tabla 74: Resultado final de las acciones de viento.

<b>Resultado final de las acciones de viento</b>			
	Fuerza	Momento	Conclusión
<b>Venezuela</b>	283,984 kgf	1.558,223 kgf.m	Como el valor de la velocidad de viento para Estados Unidos fue mayor, aumenta el valor de presión dinámica y se elevan los valores de fuerza de viento y momento.
<b>Chile</b>	279,318 kgf	1.532,618 kgf.m	
<b>Estados Unidos</b>	1.250,851 kgf	6.863,419 kgf.m	

Fuente: Autor

Tabla 75: Comparación del cálculo de los pedestales de la fundación.

<b>Comparación de los pedestales</b>			
	Fuerza a tracción en pedestal	Fuerza a compresión en pedestal	Conclusión
<b>Venezuela</b>		•	Como la fuerza de viento en el caso de Estados Unidos es mucho mayor, que para los otros dos casos de estudio, influye en las combinaciones de cargas haciendo que el pedestal se encuentre a fuerzas de tracción.
<b>Chile</b>		•	
<b>Estados Unidos</b>	•		

Fuente: Autor.



## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1. Conclusiones**

- Mediante las entrevistas se notó que es importante conocer los principios generales de diseño para poder manejar cualquier normativa internacional, logrando ser un profesional integral y aceptando que no todos los clientes se van a regir por una misma norma. Además, se requiere que las normas sean actualizadas cada cierto periodo de tiempo ya que la ingeniería, los procesos y los requerimientos cambian; por ejemplo, la última actualización de la norma COVENIN de viento solo contempla edificaciones, no incluye equipos, por eso los ingenieros se ven en la necesidad de complementar su estudio con otros códigos.
- La norma de Estados Unidos en su actual edición elimina el factor de importancia eólico e incorpora 3 mapas de velocidades básicas del viento que dependen de la categoría de riesgo de la estructura. Se concluye que el valor de la velocidad de viento que establecen los mapas ya incluyen el factor de importancia, simplificando y facilitando los cálculos. Por otro lado, la norma venezolana COVENIN 2003-89 no toma en cuenta el factor topográfico para el cálculo de las acciones de viento como lo hacen la norma chilena y estadounidense. Sin embargo, hace consideración que en las zonas costeras, terrenos montañosos o desfiladeros, se estudiarán adecuadamente para detectar posibles condiciones de viento.

- En el caso de Venezuela, para el cálculo del área proyectada en la ecuación general de la acción por efecto del viento, se toma en cuenta un factor multiplicador de la carga de viento dependiendo del diámetro

del equipo, según la norma PDVSA L-STC-005 Fundaciones de recipientes verticales. Mientras que para el caso de Chile y Estados Unidos, se considera un aumento del diámetro en 5 pies (1,524m) que corresponde a los componentes del equipo, como tuberías, plataformas entre otros. Esto da como resultado un menor valor del área proyectada para Venezuela, en comparación con los otros dos casos de estudio.

- Datos, tales como, el tipo de estrato, el peso específico, el nivel freático, entre otros resultados del estudio estratigráfico, permiten determinar el tipo de soporte adecuado para las condiciones bajo las cuales estará sometida la cimentación, siendo este un elemento esencial para el desarrollo del diseño de fundaciones. El modelado de la fundación y su respectiva simulación a través del programa STAAD Foundation Advanced, fue de gran ayuda ya que permitió conocer las posibles respuestas ante las acciones y condiciones establecidas, verificando las dimensiones para los elementos de la cimentación obtenidos con los cálculos analíticos. Concluyendo que usar programas de cálculo estructural no significa que el ingeniero tenga menos conocimientos, sino que gracias a la tecnología se puede hacer mucho más en menos tiempo.
- Se pudo apreciar que la norma NCh432 Cálculo de acción de viento sobre las construcciones, es una adaptación de los criterios de diseño de la norma estadounidense ASCE 7-10, solo que la norma NCh432 todavía toma en cuenta el factor de importancia eólico como un valor aparte a considerar. Esto genera mayor confiabilidad de diseño en la norma estadounidense, ya que se evidencia que sirve de guía para otras normas internacionales.

## 5.2. Recomendaciones

- Se sugiere empezar cualquier trabajo de investigación comparativo con técnicas de búsqueda de información que permitan obtener aspectos claves para la comparación y que se empleen como guía para la investigación, como es el caso de entrevistas dirigidas a profesionales con años de experiencia en el tema.
- Es necesario que se establezcan factores de mayoración pertinentes a las combinaciones de carga que presentan las normas PDVSA A-261 y PDVSA L-STC.005, para aumentar la carga previsible de cálculo y minorar errores de ejecución y cálculo. Así como también, se requiere de una revisión de las otras normas PDVSA en cuanto a la existencia de factores de mayoración.
- Una vez hecho este trabajo de investigación, se propone ejecutar un estudio similar comparando criterios de diseño de acciones de viento entre el código ASCE y el Eurocódigo. También se propone llevar a cabo un estudio similar con variables fijas para comparar los criterios de diseño y el cálculo de las acciones sísmicas entre la norma estadounidense, chilena y venezolana, para analizar los resultados de la fuerza e impacto sísmico.
- Se aconseja realizar un análisis del comportamiento de los pernos de anclaje bajo sollicitaciones a tracción y corte en el diseño de fundaciones para recipientes verticales, debido a que representa un factor importante de falla que puede ocasionar el colapso general del equipo si no se proporciona un refuerzo adecuado.
- Se recomienda realizar cada cierto tiempo una actualización de las normas y sus requerimientos, en especial del código chileno y las

normas COVENIN y PDVSA para el caso de Venezuela, con el objetivo de cubrir las deficiencias que presentan y obtener así el mejor estado del arte.

## BIBLIOGRAFÍA

- AEC, *Evaluación de los Códigos de Construcción para cargas de vientos en países hispanoparlantes*. Estados del Caribe. Recuperado el 6 de octubre de 2017 de <http://www.eird.org/cd/acs/Espanol/spanmodel.html#>
- Arias, F. (2006). *El proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica* (5<sup>ta</sup> ed.), Caracas: Episteme.
- ASCE (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE /SEI 7-10)*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE (2011). *Cargas de viento en la petroquímica y otras instalaciones industriales*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- COVENIN (1989) *Acciones de viento sobre las construcciones*. COVENIN (2003-89) Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- Hernández, R; Fernández, C. y Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación* (6<sup>ta</sup> ed.). Ciudad de México: McGraw-Hill Interamericana.
- León, J. (2001) *Diseño y cálculo de recipientes a presión*. México: Inglesa.
- Ossadón, R. (2008) *Determinación de la acción del viento sobre las estructuras en Chile* (tesis de pregrado no publicada). Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Páez, P. (2014) *Acción del viento sobre edificios de hormigón armado: Estudio comparativo entre los principales códigos a nivel mundial, la norma uruguaya y otras de alcance regional* (tesis de maestría no publicada). Universidad de la República. Montevideo, Uruguay.
- PDVSA (2001) *Criterios y Acciones Mínimas Para El Diseño De Estructuras Industriales* (PDVSA A-261).
- PIP (2006). *Criterios Estructurales de Diseño (PIP STC01015)*. Texas: Construction Industry Institute.
- Salazar J. (2013). *Cálculo y diseño de cimentaciones para equipos y maquinaria presentes en una facilidad de producción petrolera* (tesis de



pregrado no publicada). Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE,  
Sangolquí, Ecuador

## ANEXO A

## **ANEXO B**

## **ANEXO C**

## METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO- 1/6

<b>Título</b>	“Comparación de los Criterios de Diseño para Recipientes Verticales Rígidos Sometidos a Acciones de Viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela”
<b>Subtítulo</b>	

Autor(es)

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>Código CVLAC / e-mail</b>	
Salek Medina, Laila Cristina	<b>CVLAC</b>	25.059.261
	<b>e-mail</b>	lailasalek25@gmail.com
	<b>e-mail</b>	
	<b>CVLAC</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>e-mail</b>	

Palabras o frases claves:

comparación
viento
normas
fundaciones

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

Líneas y sublíneas de investigación:

<b>Área</b>	<b>Subárea</b>
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

### **Resumen**

El propósito de esta investigación es realizar una comparación de los criterios de diseño para recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela, considerando las normas ASCE 7-10, Nch432 y COVENIN 2003-89 respectivamente para cada caso y tomando condiciones semejantes de velocidades de viento, tipo de suelo y nivel freático para su análisis y posteriormente realizar el diseño de las fundaciones del equipo mediante el software comercial STAAD FOUNDATION. Se desarrolló una investigación con un diseño documental, utilizando como herramientas para la recolección de información las entrevistas estructuradas a ingenieros especialistas en el tema y la revisión de guías y normas de acciones de viento en Estados Unidos, Chile y Venezuela. El alcance de la investigación está limitado a la comparación de los criterios de diseño para recipientes verticales rígidos sometidos a acciones de viento en los países anteriormente mencionados, para posteriormente diseñar la fundación del equipo.

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

Contribuidores:

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>ROL / Código CVLAC / e-mail</b>										
Cabrera Velásquez, Daniel Jesús	<b>ROL</b>	<b>CA</b>		<b>AS</b>	<b>X</b>	<b>TU</b>		<b>JU</b>			
	<b>CVLAC</b>	17.421.606									
	<b>e-mail</b>	danieldjc1986@gmail.com									
	<b>e-mail</b>										
Rodríguez Páez, Alexander José	<b>ROL</b>	<b>CA</b>		<b>AS</b>		<b>TU</b>	<b>X</b>	<b>JU</b>			
	<b>CVLAC</b>	15.717.095									
	<b>e-mail</b>	alexanderjoserp@gmail.com									
	<b>e-mail</b>										
González Hernández, Anabel Yoedelin	<b>ROL</b>	<b>CA</b>		<b>AS</b>		<b>TU</b>		<b>JU</b>	<b>X</b>		
	<b>CVLAC</b>	16.573.233									
	<b>e-mail</b>	anabelyoedelin@hotmail.com									
	<b>e-mail</b>										
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	<b>ROL</b>	<b>CA</b>		<b>AS</b>		<b>TU</b>		<b>JU</b>	<b>X</b>		
	<b>CVLAC</b>	15.376.400									
	<b>e-mail</b>	ingmartinezgj@gmail.com									
	<b>e-mail</b>										

Fecha de discusión y aprobación:

<b>Año</b>	<b>Mes</b>	<b>Día</b>
<b>2020</b>	<b>11</b>	<b>06</b>

Lenguaje: SPA

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

Archivo(s):

<b>Nombre de archivo</b>	<b>Tipo MIME</b>
<b>TesisLailaS.docx</b>	<b>Aplication/Word</b>

Alcance:

Espacial: UNIVERSAL

Temporal: INTEMPORAL

**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



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



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
CONSEJO UNIVERSITARIO  
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

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

Estimado Profesor Martínez:

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

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.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR <i>[Firma]</i>
FECHA <u>05/08/09</u> HORA <u>5:30</u>

Cordialmente,

*[Firma]*  
**JUAN A. BOLAÑOS CUNVELO**  
Secretario

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

JABC/YGC/manuja

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y 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”.

---

**Laila Salek**  
**AUTOR**

---

**Prof. Daniel Cabrera**  
**TUTOR**