

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de disertación previa a la obtención del título de Magíster en ingeniería civil con mención en
estructuras sismorresistentes

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA NAVE INDUSTRIAL EMPLAZADA
EN ECUADOR CON PÓRTICOS DÚCTILES: INTEGRACIÓN DE PUENTE GRÚA Y
EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
(PUSHOVER)”**

ING. DAVID ALEJANDRO VACA DE LA GUERRA

DIRECTOR:

ING. JUAN ALFARO ERAZO VERDUGO MSC.

QUITO, 2024

Índice de Contenido

Capítulo 1	7
Introducción.....	7
Justificación.....	7
Planteamiento Del Problema.....	7
Objetivos	8
Alcance.....	9
Metodología.....	10
Marco Teórico y Conceptual.....	10
Marco Referencial.....	10
Marco Teórico.....	11
Marco Conceptual.....	14
Capítulo 2	15
Estudio De Normas Técnicas.....	15
Cargas Vivas Móviles.....	15
Cargas de Viento	23
Capítulo 3	39
Caso De Estudio	39
Especificaciones Del Proyecto.....	39
Normas Empleadas	42

Descripción De Los Materiales A Utilizar	43
Estructuración	43
Estimación De Cargas Gravitacionales	44
Estimación De Carga de Viento	46
Estimación De Cargas Por Puento Grúa	55
Estimación De Parámetros Sísmicos	56
Modelación Estructural.....	58
Capítulo 4	68
Análisis De Resultados	68
Participación de Masa Modal	68
Verificación Deriva	68
Diseño De Elementos	70
Revisión por serviciabilidad	71
Análisis No Lineal (Pushover)	73
Capítulo 5	78
Conclusiones	78
Recomendaciones	80
Referencias Bibliográficas	83
ANEXOS	85

Índice de Figuras

Figura 1 <i>Curva esfuerzo deformación con niveles de desempeño</i>	14
Figura 2 <i>Coefficientes de presión externa.</i>	35
Figura 3 <i>Coefficientes de presión externa (Continuación).</i>	36
Figura 4 <i>Fachada frontal.</i>	40
Figura 5 <i>Fachada trasera.</i>	40
Figura 6 <i>Fachadas laterales.</i>	41
Figura 7 <i>Vista en planta.</i>	42
Figura 8 <i>Techo usado en la estructura.</i>	45
Figura 9 <i>Viento en dirección perpendicular a la línea de la cumbrera, Caso 1 y 2 (CGP +).</i>	53
Figura 10 <i>Viento en dirección perpendicular a la línea de la cumbrera, Caso 3 y 4 (CGP-).</i>	53
Figura 11 <i>Viento en dirección paralela a la línea de la cumbrera, Caso 1 y 2 (CGP +).</i>	54
Figura 12 <i>Viento en dirección paralela a la línea de la cumbrera, Caso 3 y 4 (CGP -).</i>	54
Figura 13 <i>Datos de grúa según proveedor.</i>	55
Figura 14 <i>Material empleado para correas.</i>	59
Figura 15 <i>Material empleado para varilla como tensor.</i>	59
Figura 16 <i>Acero estructural grado 50.</i>	60
Figura 17 <i>Sección de tensor de varilla.</i>	60
Figura 18 <i>Sección de correas.</i>	61
Figura 19 <i>Sección de arriostras concéntricas.</i>	61
Figura 20 <i>Sección de vigas y columnas empleadas, con acero estructural grado 50.</i>	62
Figura 21 <i>Modelo de la estructura.</i>	63
Figura 22 <i>Caso de carga permanente no lineal.</i>	64
Figura 23 <i>Caso de carga no lineal para pushover en dirección "x".</i>	65

Figura 24	<i>Configuración para el control de aplicación de la carga.</i>	66
Figura 25	<i>Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para vigas.</i>	66
Figura 26	<i>Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para columnas.</i>	67
Figura 27	<i>Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para los arriostramientos.</i>	67
Figura 28	<i>Ratios de participación modal de la masa.</i>	68
Figura 29	<i>Deriva en sentido X donde se encuentran los pórticos SMF.</i>	69
Figura 30	<i>Deriva en sentido Y donde se encuentran los pórticos SCBF.</i>	70
Figura 31	<i>Diseño de elementos por ETABS.</i>	71
Figura 32	<i>Desplazamiento en metros del pórtico debido a la carga lateral del puente grúa.</i>	73
Figura 33	<i>Determinación del punto de desempeño en el sentido X.</i>	74
Figura 34	<i>Cortante basal versus desplazamiento, sentido Y.</i>	75
Figura 35	<i>Determinación del punto de desempeño en el sentido Y.</i>	75
Figura 36	<i>Determinación del punto de desempeño en el sentido Y, grafica completa.</i>	76
Figura 37	<i>Cortante basal versus desplazamiento, sentido Y.</i>	76

Índice de Tablas

Tabla 1	<i>Coefficiente de corrección σ.</i>	24
Tabla 2	<i>Factor de forma c_t.</i>	26
Tabla 3	<i>Factor de forma c_t de forma simplificada.</i>	26
Tabla 4	<i>Factor de direccionalidad de viento.</i>	28
Tabla 5	<i>Factor de elevación de terreno.</i>	29
Tabla 6	<i>Coefficiente de exposición a la presión de velocidad.</i>	31
Tabla 7	<i>Coefficientes de presión interna.</i>	32
Tabla 8	<i>Carga muerta.</i>	46

Tabla 9 Coeficientes de presión externa para muros, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.....	49
Tabla 10 Coeficientes de presión externa para el techo, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.....	49
Tabla 11 Coeficientes de presión externa para muros, viento en dirección paralela a la cumbrera.....	49
Tabla 12 Coeficientes de presión externa para techo, viento en dirección paralela a la cumbrera.	50
Tabla 13 Velocidad de presión del viento.....	50
Tabla 14 Presión ejercida en muros a barlovento, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.....	51
Tabla 15 Presión en techo y en muros a sotavento y lateral, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.....	51
Tabla 16 Presión ejercida en muros a barlovento, viento en dirección paralela a la cumbrera. .	52
Tabla 17 Presión en muros a sotavento y lateral, viento en dirección paralela a la cumbrera. ..	52
Tabla 18 Presión en techo, viento en dirección paralela a la cumbrera.	52
Tabla 19 Parámetros sísmicos para caso de estudio en el sentido “x” de la estructura.	57
Tabla 20 Parámetros sísmicos para caso de estudio en el sentido “y” de la estructura.	58
Tabla 21 Consideraciones de serviciabilidad por equipamiento.	72
Tabla 22 Ductilidad de la estructura del proyecto de grado Osejo.	88

Capítulo 1

Introducción

Justificación

Dado el incremento constante del sector industrial en Ecuador a través de los años, por tanto, el aumento en la construcción de estructuras industriales, al realizar una revisión de la normativa ecuatoriana se evidencia una ausencia de requisitos específicos para el diseño de naves industriales, carencia en las consideraciones de cargas vivas móviles, y limitaciones en la consideración de cargas por viento. Además, por la amenaza sísmica elevada que presenta el país resulta pertinente ahondar en estas temáticas, ya que todo esto plantea preocupaciones también sobre la seguridad de los trabajadores y la posible continuidad de las operaciones industriales ante un evento sísmico. Siendo lo ideal salvar todas las vidas y limitar las pérdidas económicas por la paralización de producción industrial.

La presente investigación busca establecer una metodología para la consideración de puentes grúa en galpones industriales, y analizar la implementación de sistemas estructurales dúctiles en este tipo de estructuras. La inclusión del análisis estático no lineal permite una evaluación del desempeño sísmico de la estructura. Esta propuesta busca aportar al desarrollo de las prácticas de diseño sismorresistente en el contexto industrial.

Planteamiento Del Problema

A través de los años Ecuador ha experimentado un crecimiento significativo de su sector industrial, y mediante políticas públicas se lo busca incentivar aún más. Este crecimiento promueve el aumento de infraestructura de carácter industrial. No obstante, la normativa

nacional relacionada al diseño sismorresistente de naves industriales no ha ido a la par del desarrollo de las industrias.

Existe una marcada deficiencia en normativa específica para el diseño de naves industriales en el país, lo que presenta problemas importantes al estandarizar criterios de diseño sismorresistente ante la amenaza sísmica inherente de Ecuador. La carencia de guías sobre cargas vivas móviles complica más la situación, y la necesidad de implementar pórticos dúctiles en el diseño se convierte en un elemento vital para garantizar la resiliencia estructural ante eventos sísmicos. También, la consideración por cargas de viento resulta ser muy escueta.

Bajo las circunstancias actuales, es menester el desarrollo de una guía integral general y actualizada que pueda servir como referencia para el diseño y análisis de nuevas naves industriales en el país, implementado puentes grúa y pórticos dúctiles. La aspiración es asegurar que las estructuras industriales tengan la capacidad de resistir eventos sísmicos considerables, minimizando la interrupción de la producción industrial, y, por tanto, aminorando las pérdidas económicas relacionadas. Además, de incentivar una mejor consideración de las cargas por viento.

El presente trabajo de titulación busca complementar la normativa existente, proporcionando un marco de referencia práctico y adaptado a las características particulares del país. Contribuyendo así a un desarrollo más seguro y eficiente del sector industrial.

Objetivos

Objetivo General

Desarrollar un enfoque integral para el análisis y diseño sismorresistente de naves industriales en Ecuador, incorporando pórticos dúctiles, con énfasis en la presencia de puentes grúa. Se aplicarán análisis estático lineal, modal espectral y estático no lineal.

Objetivos Específicos

- Realizar una revisión de la literatura sobre el análisis y diseño de puentes grúa, con énfasis en su implementación en naves industriales de acero.
- Recopilar una base teórica para el análisis y diseño de naves industriales con puente grúa en acero, integrando normativas internacionales y adaptándolas al contexto ecuatoriano.
- Establecer una base teórica y metodológica para el análisis y diseño de naves industriales de acero.
- Realizar el análisis estructural de una nave industrial teórica con puente grúa, mediante análisis estático lineal, modal espectral y estático no lineal.
- Comparar resultados de análisis lineales y no lineales, enmarcando la importancia de considerar la no linealidad en el diseño de estructuras industriales en el país.

Alcance

Este proyecto de grado se centra en el análisis y diseño sismorresistente de una nave industrial emplazada en Quito, Ecuador, utilizando pórticos dúctiles. Se considerará la integración de un puente grúa en la estructura y se evaluará el desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal. La investigación abarca la modelación estructural y el diseño conforme a normativas vigentes. Se busca proporcionar criterios de diseño optimizados para mejorar la seguridad y funcionalidad de este tipo de estructuras en zonas de alta sismicidad.

Metodología

La metodología propuesta para el presente estudio se enlista a continuación:

- a. Extensa revisión de la literatura, normativas y códigos internacionales aplicables al diseño sísmico de naves industriales y puentes grúa.
- b. Definición del procedimiento de análisis y diseño de una nave industrial con puente grúa.
- c. Modelación y análisis estructural sismorresistente con modelos estructurales lineales y no lineales, mediante el uso de software especializado.
- d. Diseño estructural de los elementos que componen la estructura de estudio.
- e. Desarrollo de comentarios y recomendaciones para el análisis y diseño de naves industriales sistemas estructurales dúctiles con la presencia de puentes grúa.

Marco Teórico y Conceptual

Marco Referencial

En Ecuador los estudios referentes a análisis sísmico de naves industriales se han centrado principalmente en estructuras con baja capacidad de ductilidad, es decir, que incorporan sistemas estructurales tipo OMF (Ordinary moment frame). En los últimos años se han empezado a analizar los efectos de la implementación de puentes grúa en la estructura sismorresistente. La carencia de investigaciones específicas sobre el uso de pórticos dúctiles en naves industriales, la falta de normativas detalladas para el diseño de dichas estructuras, de cargas vivas móviles, la simplicidad de consideración de carga por viento, la escasez de

directrices de conexiones en este tipo de estructuras ha generado un vacío en el reglamento de diseño y construcción de naves industriales del país.

Los mayores esfuerzos tanto en la parte académica como normativa se han llevado a cabo en otros tipos de edificaciones, dejando de lado a las estructuras industriales. A pesar de que estas estructuras están inmersas directamente en el desarrollo económico del país.

Estas carencias mencionadas, se convierten en una oportunidad para investigación y posible desarrollo de pautas de diseño para estructuras industriales, puentes grúas y sus respectivas consideraciones sísmicas. Motivo por el cual la presente tesis pretende abordar este vacío normativo.

Marco Teórico

Análisis estático lineal

El análisis estático lineal de estructuras implica dos conceptos fundamentales: la asignación de cargas en la altura del edificio y el trabajo de los elementos en un rango lineal. Los análisis lineales suelen carecer de precisión para edificaciones con irregularidades o cuando presenta torsión en planta (ASCE, 2017).

La distribución de las fuerzas se realiza basado en un pseudo sismo, la fuerza se calcula dependiendo de las condiciones de emplazamiento de la estructura, su peso efectivo y su periodo fundamental (ASCE, 2017).

Análisis dinámico lineal

Para realizar un análisis dinámico, se debe tener claro que los modos de vibración corresponden a la vibración en simultaneo de todos los niveles de una estructura, su desplazamiento es cero cuando alcanza el máximo o mínimo. Por otro lado, el periodo de

vibración se define como el tiempo que le toma a un sistema el completar un ciclo (Chopra, 2020).

El análisis dinámico lineal se fundamenta en una repartición de fuerzas a lo largo de la altura de la edificación mediante un cálculo elástico lineal y asumiendo un amortiguamiento viscoso en todas sus secciones durante eventos sísmicos. Los modelos se derivan de las respuestas del suelo en función de los espectros de aceleración. El análisis implica la consideración de diferentes componentes y modos, donde se debe garantizar tener suficientes modos para abarcar como mínimo un 90 % de la masa modal efectiva, además sus componentes deben ser combinadas usando los métodos SRSS y CQC (ASCE 41-17, 2017).

Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal, comúnmente conocido como análisis *pushover*, es una herramienta fundamental para evaluar el comportamiento de estructuras bajo cargas sísmicas, considerando la respuesta no lineal de los materiales y los elementos estructurales. Este método se basa en dos principios clave: la definición de un comportamiento no lineal en la relación esfuerzo-deformación de los materiales y la aplicación de cargas laterales progresivas. Las cargas se incrementan de manera gradual, modificando las propiedades de inercia de los elementos estructurales, hasta alcanzar un estado límite, definido ya sea por un desplazamiento máximo admisible o por la formación de mecanismos de colapso (ASCE, 2017). Este enfoque permite simular de manera realista la respuesta de la estructura ante eventos sísmicos, capturando fenómenos como la formación de rótulas plásticas y la redistribución de esfuerzos.

El diseño basado en desempeño (DBD, por sus siglas en inglés: *Performance-Based Design*) busca evaluar y garantizar que una estructura cumpla con objetivos específicos de comportamiento frente a diferentes niveles de demanda sísmica. Un aspecto central de este

enfoque es la determinación del punto de desempeño, que representa el desplazamiento lateral máximo que la estructura puede soportar bajo un evento sísmico de diseño. Este punto se obtiene mediante el método de demanda-capacidad, un procedimiento que consiste en encontrar la intersección entre el espectro de capacidad de la estructura (derivado de la curva *pushover*) y la demanda sísmica (representada por un espectro de diseño ajustado por ductilidad). El punto de intersección define el nivel de deformación y esfuerzo al que la estructura estará sometida, permitiendo compararlo con los niveles de desempeño establecidos (Abad et al., 2021; Barrera, 2017).

Los niveles de desempeño, definidos en la norma ASCE 41-17, proporcionan un marco para clasificar el comportamiento esperado de la estructura en función de su respuesta sísmica. Estos niveles se representan gráficamente en una curva de fuerza versus deformación, que describe la evolución del comportamiento estructural en diferentes etapas. Según la norma, entre los puntos A y B, la estructura exhibe un comportamiento lineal elástico. Entre los puntos B y C, se inicia una respuesta no lineal. Posteriormente, entre los puntos C y D, se observa una disminución progresiva del esfuerzo, hasta llegar al punto E, donde la capacidad de carga se estabiliza, indicando un estado de deformación significativa o colapso (ASCE, 2017).

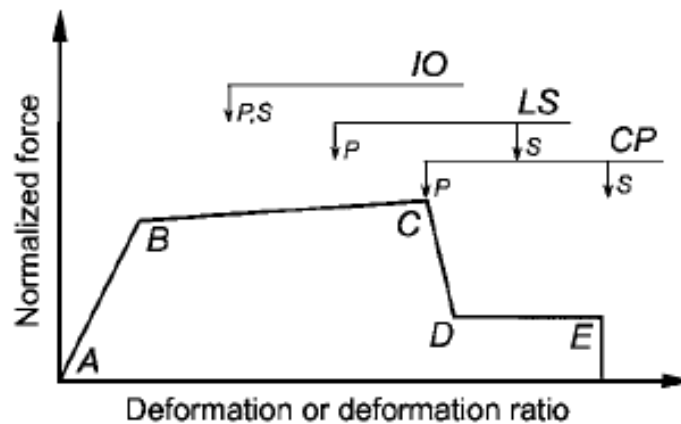
Dentro de esta curva, la norma ASCE 41-17 establece tres niveles de desempeño principales, asociados a diferentes objetivos de seguridad y funcionalidad:

- **Ocupación Inmediata (IO):** La estructura sufre daños mínimos, permitiendo su uso inmediato tras el evento sísmico, con deformaciones que se mantienen dentro del rango elástico o ligeramente no lineal.
- **Seguridad de Vida (LS):** La estructura experimenta daños significativos, pero garantiza la protección de los ocupantes, evitando el colapso parcial o total.

- **Prevención al Colapso (CP):** La estructura alcanza un estado cercano al colapso, pero aún conserva su integridad global, protegiendo la vida de los ocupantes, aunque con daños severos que requieren reparaciones extensas (ASCE, 2017).

Figura 1

Curva esfuerzo deformación con niveles de desempeño



Nota. (ASCE , 2017).

Marco Conceptual

Acero

Uno de los materiales de construcción más usados en el mundo es el acero. “El acero es una aleación de hierro y carbono, donde el carbono no supera el 2,1% en peso de la composición de la aleación” (Allauca, 2011).

El acero, estructuralmente presenta grandes bondades, posee un alto índice de resistencia por unidad de peso, elasticidad, durabilidad, ductilidad y tenacidad. Además, constructivamente presenta facilidad de montaje en obra. Incluso, si se desmonta la estructura se puede reusar el acero ya que es un material reciclable (McCormac y Csernak, 2012).

Nave industrial

“Las naves industriales son edificaciones destinadas a actividades como producción o almacenamiento agrícola, ganadero, forestal o industrial, cuya característica común es la necesidad de disponer de volúmenes grandes de espacio” (Solorzano y Vargas, 2020).

Puente grúa

Los puentes grúa corresponden a dispositivos diseñados para trasladar materiales y cargas tanto vertical como horizontalmente, tanto en el interior como en el exterior de naves industriales. Todos los puentes grúa están conformados por una o dos vigas principales, las que sustentan las ruedas del carro que contiene el mecanismo de elevación, y de dos vigas perpendiculares a la viga principal, conocidas como vigas carrileras, donde se traslada el puente grúa a lo largo de la estructura (Solorzano y Vargas, 2020).

Capítulo 2

Estudio De Normas Técnicas

Cargas Vivas Móviles

La evaluación de las normativas vigentes sobre cargas móviles se enfoca en la adecuada interpretación y modelación de los fenómenos físicos asociados, así como en su influencia en la capacidad resistente de las estructuras de acero, particularmente en naves industriales. La incorporación de puentes grúa en este tipo de edificaciones genera retos físicos significativos, entre los que se incluyen: el impacto dinámico provocado por el carro al izar la carga nominal; las fuerzas derivadas de la aceleración y desaceleración del puente grúa durante su

desplazamiento longitudinal a lo largo de los rieles; y las fuerzas resultantes del movimiento transversal del carro a lo largo de las vigas del puente grúa mientras transporta la carga nominal.

Para mantener un lenguaje técnico adaptado al contexto Latinoamericano y garantizar consistencia terminológica, en este trabajo se utiliza el término "carro" para referirse al componente móvil del puente grúa, conocido también como *trolley* en la literatura técnica en inglés.

Un marco normativo claro y bien estructurado es indispensable para caracterizar con precisión las cargas inducidas por el puente grúa y para establecer conceptos fundamentales que permitan una comprensión integral de este fenómeno. En el contexto ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), en sus capítulos de cargas no sísmicas y peligro sísmico, presenta limitaciones significativas al no incluir disposiciones específicas para el diseño de estructuras con puentes grúa, lo que justifica la necesidad de explorar normativas internacionales (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). Con este propósito, se realizó un análisis comparativo de las normativas de países de la región, específicamente de Chile (NCh 1537), Colombia (NSR-10) y Perú (E.020), con el objetivo de identificar enfoques alternativos para la definición y aplicación de estas cargas. Los resultados de esta revisión evidenciaron que dichas normativas adolecen de claridad y exhaustividad en la caracterización de las cargas móviles, omitiendo aspectos esenciales como las combinaciones de carga adecuadas y los límites de deflexión permisibles bajo condiciones de servicio, elementos cruciales para garantizar la seguridad estructural y la operatividad de las naves industriales.

Posteriormente, se presentará un resumen de las principales observaciones derivadas de estas normativas regionales, seguido de un análisis detallado de las recomendaciones establecidas en el contexto de los Estados Unidos, a través del estándar ASCE 7-22 (*Minimum*

Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures). Este estándar proporciona un enfoque riguroso y bien fundamentado para la definición de cargas móviles, incluyendo las generadas por puentes grúa, lo que lo posiciona como una fuente de gran relevancia para este estudio (ASCE, 2022).

Caso Ecuatoriano

En el ámbito normativo ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) establece disposiciones para el diseño estructural, abarcando tanto las cargas sísmicas como las no sísmicas. Dentro de las cargas no sísmicas, se contemplan categorías como el peso propio y las cargas vivas, las cuales son fundamentales para el diseño de edificaciones. Sin embargo, esta normativa presenta una limitación significativa al no incluir definiciones ni referencias específicas a las cargas vivas móviles, como aquellas generadas por la acción de puentes grúa, que constituyen el foco principal de análisis en este trabajo de titulación. Esta omisión evidencia la necesidad de recurrir a normativas internacionales para complementar el diseño de naves industriales con puentes grúa.

Caso Peruano

La normativa peruana aborda las cargas vivas móviles generadas por puentes grúa a través de dos estándares principales: la Norma Técnica Peruana E.020 (*Cargas*) y la Norma Técnica Peruana E.090 (*Estructuras Metálicas*). Aunque ambas normas presentan diferencias en la terminología empleada para describir los mismos fenómenos, es posible identificar criterios comunes que se resumen a continuación.

En relación con la carga vertical, ambas normativas establecen que esta debe corresponder al peso máximo real transmitido por cada rueda del puente grúa cuando opera a su capacidad máxima. Para considerar los efectos dinámicos asociados, se propone incrementar

el peso izado en un 25% o aumentar la carga sobre la rueda en un 15%, adoptando el criterio que resulte en las condiciones de esfuerzo más desfavorables (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020a, 2020b).

Para las cargas horizontales, las normas indican que estas deben calcularse como el 20% de la suma del peso propio del carro y la capacidad de carga del puente grúa. La Norma E.020 fija este valor como un requisito, mientras que la Norma E.090 establece que dicho porcentaje representa un valor mínimo. Esta fuerza debe aplicarse en ambas direcciones perpendiculares a la vía de rodadura, actuando en la parte superior de los rieles (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020a, 2020b).

En cuanto a las cargas longitudinales, se estipula que estas deben ser el 10% de la reacción máxima total, sin considerar los efectos de impacto. La Norma E.020 define este valor como un requisito, mientras que la Norma E.090 lo establece como un mínimo. Esta fuerza debe aplicarse en la parte superior del riel, actuando en ambas direcciones paralelas a la vía de rodadura (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020a, 2020b). A pesar de estas disposiciones, las normativas peruanas no abordan de manera explícita las combinaciones de carga ni los límites de deflexión bajo condiciones de servicio, lo que limita su aplicabilidad en el diseño de naves industriales con puentes grúa.

Caso Colombiano

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en su Título B (*Requisitos Generales de Diseño y Construcción*), aborda las cargas asociadas a puentes grúa en las secciones B.4.4 (*Impacto*) y B.4.6 (*Puentes Grúa*). A continuación, se resumen los criterios establecidos por esta normativa.

Para la carga vertical o fuerza de impacto vertical, la NSR-10 indica que, cuando la estructura está sujeta a cargas que producen impacto, la carga viva debe incrementarse. Se hace una distinción según el tipo de puente grúa: un incremento del 25% para vigas que soportan puentes grúa con cabina de operación y sus conexiones, y un 10% para vigas de puentes grúa operados por control remoto y sus conexiones. En este contexto, la carga viva se interpreta como la carga izada por el puente grúa (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

En cuanto a la fuerza horizontal, la normativa establece un criterio similar al peruano, definiendo esta carga como el 20% de la suma del peso del carro y la carga izada. Sin embargo, aclara que, al calcular el peso del puente grúa, no deben considerarse las partes inmóviles de la grúa. Esta fuerza debe aplicarse en la zona superior de los rieles, en dirección perpendicular a estos, distribuyéndose entre las vigas carrileras y considerando la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Respecto a las cargas longitudinales, la NSR-10 estipula que se debe considerar una fuerza horizontal en sentido longitudinal, aplicada en el extremo del riel, equivalente al 10% de la carga máxima por rueda del puente grúa.

Caso Chileno

En el contexto normativo chileno, la Norma Chilena Oficial NCh 1537 (*Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso*) regula las cargas asociadas a puentes grúa. En su preámbulo, esta norma señala que se desarrolló tomando como referencia el estándar ASCE/SEI 7-05 (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*), lo que evidencia su alineación con criterios internacionales (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

La NCh 1537 introduce el concepto de "carga máxima sobre rueda", un aspecto no abordado explícitamente por las normativas peruana y colombiana. Esta carga se define como el

peso transmitido por cada rueda, considerando el peso del puente grúa, el peso del carro y la carga izada, con el carro posicionado de manera que se maximice el efecto de la carga resultante (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

En relación con la fuerza de impacto vertical, la norma establece que la carga máxima sobre rueda debe incrementarse en un 25% para grúas monorraíl y puentes grúa operados por control remoto, en un 10% para puentes grúa operados por control colgante, y no se aplica incremento alguno para grúas monorraíl o puentes grúa de operación manual. Este incremento tiene como objetivo considerar los efectos de impacto vertical o vibración (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

Para las fuerzas laterales y longitudinales, la NCh 1537 sigue un enfoque similar al de las normativas peruana y colombiana. La carga lateral se calcula como el 20% de la suma del peso propio del puente grúa y su capacidad de izaje, y debe aplicarse en la parte superior de las vigas carrileras, considerando la rigidez lateral de estas y de la estructura de soporte. Por su parte, la fuerza longitudinal se determina como el 10% de la carga máxima sobre rueda, aplicada en la parte superior de la viga carrilera en dirección paralela a la vía de rodadura (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

Caso Estadounidense

En el contexto de los Estados Unidos de Norte América, existen diversas normativas que permiten comprender y cuantificar los efectos de las cargas móviles en estructuras industriales, como las naves con puentes grúa. Este trabajo de titulación se centra principalmente en las disposiciones establecidas por el estándar ASCE/SEI 7-22, titulado *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (Cargas Mínimas de Diseño y Criterios Asociados para Edificaciones y Otras Estructuras). Este estándar es ampliamente reconocido a

nivel internacional y ha servido como base para el desarrollo de normativas en diversos países sobre todo en Latinoamérica, lo que justifica su relevancia como referencia principal en este estudio (ASCE, 2022).

El Capítulo 4 de la ASCE/SEI 7-22, dedicado a las cargas vivas, incluye en su sección 4.9 los efectos generados por puentes grúa. A continuación, se presenta comentarios de los criterios establecidos en esta norma.

La sección 4.9.1 aborda las generalidades de las cargas de grúa, estipulando que la carga viva de la grúa debe considerarse igual a su capacidad nominal. Para el diseño de las vigas carrileras, sus conexiones y soportes en grúas puente móviles y grúas monorraíl, se deben incluir las cargas máximas por rueda, junto con los efectos dinámicos inducidos por el movimiento de la grúa, tales como el impacto vertical, las fuerzas laterales y las fuerzas longitudinales (ASCE, 2022).

En la sección 4.9.2, se define la carga máxima sobre cada rueda como la suma del peso del puente grúa (cuando corresponda), la capacidad nominal de la grúa y el peso del carro. Para determinar esta carga, el carro debe posicionarse en el punto del riel donde provoque el efecto más crítico con la carga resultante (ASCE, 2022).

La sección 4.9.3 establece que las cargas máximas por rueda, calculadas según la sección anterior, deben incrementarse para considerar los efectos dinámicos como son los efectos de impacto vertical y vibración. Teniendo en cuenta los siguientes porcentajes según el tipo de grúa:

- Grúas monorraíl motorizadas: 25%.
- Grúas puente de clases de servicio D, E o F: 25%.

- Grúas puente de clases de servicio A, B o C: 10%.
- Grúas con mecanismos manuales para puente, carro y polipasto: 0% (ASCE, 2022).

El inciso 4.9.3.1 detalla las clasificaciones de las grúas puente según sus condiciones de uso, considerando factores como la frecuencia de operación, la variabilidad de la carga y la velocidad de funcionamiento:

- Clase A (Uso esporádico)
- Clase B (Servicio ligero)
- Clase C (Servicio moderado)
- Clase D (Servicio pesado)
- Clase E (Servicio severo)
- Clase F (Servicio extremo continuo) (ASCE, 2022).

Para una descripción más profunda de las clasificaciones se recomienda recurrir a la sección mencionada de la norma mencionada.

La sección 4.9.4 aborda las fuerzas laterales, mencionando que, para grúas con carros eléctricos, estas deben calcularse como el 20% de la suma de la capacidad nominal de la grúa, el peso del polipasto y el peso del carro. Esta fuerza actúa horizontalmente sobre la superficie de tracción de la viga carrilera, en ambas direcciones perpendiculares a su eje, y su distribución debe considerar la rigidez lateral de la viga y de la estructura de soporte (ASCE, 2022).

Finalmente, la sección 4.9.5 define las fuerzas longitudinales, estipula que, para grúas con puentes que no sean accionados manualmente, estas deben calcularse como el 10% de la

carga máxima por rueda. Esta fuerza actúa horizontalmente sobre la superficie de tracción de la viga carrilera, en ambas direcciones paralelas a su eje (ASCE, 2022)

Comentarios

El comparar las normativas previamente analizadas se puede inferir que las normas latinoamericanas (NEC 2015, E.020 y E.090 de Perú, NSR-10 de Colombia, y NCh 1537 de Chile) están influenciadas por la ASCE/SEI 7-22, adoptando coeficientes similares para las cargas de puente grúa, como el 20% para fuerzas laterales y el 10% para fuerzas. Sin embargo, presentan limitaciones significativas frente al estándar estadounidense. La NEC 2015 no incluye disposiciones específicas para estas cargas vivas móviles, mientras que las normas peruana, colombiana y chilena carecen de claridad y profundidad y clasificaciones detalladas de grúas según su uso. En contraste, la ASCE 7-22 ofrece un enfoque más estructurado, con definiciones claras (como la carga máxima sobre rueda), clasificaciones específicas de grúas (Clases A a F), una mejor y mayor descripción de los factores de impacto vertical apropiados asociados a los efectos dinámicos del puente grúa. Lo que la hace más adecuada para el diseño de naves industriales, especialmente en el contexto ecuatoriano ya que carecemos de disposiciones para este tipo de carga en la normativa local. Por ello, se usará la ASCE 7-22 como base para la determinación de este tipo de cargas en el presente trabajo de titulación.

Cargas de Viento

Debido a la influencia de las normativas norteamericanas en Sudamérica, este apartado se enfocará en la revisión de la NEC 2015 y la ASCE/SEI 7-22, destacando su comparación. La NEC 2015 será analizada en cuanto a las cargas de viento, y posteriormente se contrastará con el estándar estadounidense, que ha servido de referencia para normativas regionales

Caso Ecuatoriano

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), en su sección dedicada a las cargas no sísmicas (*NEC-SE-CG*), presenta en el apartado 3.2.4 las recomendaciones para determinar las cargas inducidas por el viento. Este apartado establece los siguientes criterios:

En el apartado “a” de la sección anteriormente mencionada se establece que la velocidad de diseño del viento para alturas de hasta 10 metros debe corresponder a la velocidad máxima registrada en la zona, con un valor mínimo de 21 m/s.

El ítem “b” se refiere a la velocidad corregida del viento, ajustándola mediante un factor de corrección (σ), cuyo valor depende de la altura y del grado de exposición al viento. Se tiene en cuenta la influencia de la topografía y el entorno, conforme a la Tabla 1. Se establecen tres niveles de exposición al viento según las características del entorno:

- Sin obstrucción (Categoría A).
- Obstrucción baja (Categoría B).
- Zona edificada (Categoría C).

Tabla 1

Coeficiente de corrección σ .

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Nota. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

De tal manera que la velocidad corregida del viento se determina de la siguiente manera,

$$V_b = V * \sigma$$

Donde:

V_b : Velocidad corregida del viento en m/s.

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m de altura sobre el terreno.

σ : Coeficiente de corrección.

En cuanto al cálculo de la presión del viento que esta expresada en la sección "c" se plantea considerar la presión que ejerce el viento sobre los elementos de la fachada. Esta fuerza se determina de la siguiente manera:

$$P = \frac{1}{2} \rho * V^2 c_e * c_f$$

Donde:

P : Presión de calculo (N/m²).

ρ : Densidad del aire (kg/m³).

c_e : Coeficiente de altura/entorno.

c_f : Coeficiente de forma.

El factor de forma se determina con la tabla 2. Tabla que detalla diferentes valores para configuraciones de fachada. Además, se incluye una tabla (Tabla 3) que presenta una determinación simplificada del factor de forma.

Tabla 2Factor de forma c_t .

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Nota. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tabla 3Factor de forma c_t de forma simplificada.

Construcción	Coefficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Nota. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Caso Estadounidense

La norma ASCE/SEI 7-22 dedica los capítulos 26 al 31 a las consideraciones para el diseño por cargas de viento. De manera general, el Capítulo 26 establece los requisitos fundamentales; el Capítulo 27 describe el procedimiento direccional para estructuras de cualquier altura; el Capítulo 28 define el método de envolvente para edificaciones de baja altura; el Capítulo 29 aborda el procedimiento direccional para estructuras con aperturas; el Capítulo 30 se centra en las cargas de viento para componentes y revestimientos; y el Capítulo 31 ofrece directrices para el uso de túneles de viento (ASCE, 2022).

Este análisis se enfocará en el Capítulo 26, que presenta los principios generales para determinar las cargas de viento, y se contrastará con la normativa ecuatoriana en la sección siguiente. Y después en el capítulo 27 ya que será el método usado para la determinación y aplicación de las cargas por viento en la estructura a analizar en este estudio. Se hará una revisión general de los conceptos y criterios expuestos en la norma con énfasis en las disposiciones aplicables para el desarrollo del caso de estudio. Para una mayor comprensión y entendimiento consultar directamente a la norma.

Capítulo 26

El Capítulo 26 de la ASCE/SEI 7-22 establece los principios fundamentales para determinar las cargas de viento en estructuras, definiendo los métodos de análisis, los parámetros clave y los coeficientes aplicables a diferentes tipos de edificaciones.

La sección 26.5 introduce el mapa de velocidades básicas del viento, indicando que estas deben seleccionarse según los mapas de peligro por viento proporcionados en la norma, los cuales son específicos para los Estados Unidos y consideran diferentes categorías de riesgo.

La sección 26.6 define el factor de direccionalidad del viento que ajusta las cargas según la orientación de la estructura. Este factor se obtiene de la Tabla 4.

Tabla 4

Factor de direccionalidad de viento.

Structure Type	Directionality Factor K_d
Buildings	
Main wind force resisting system	0.85
Components and cladding	0.85
Arched roofs	0.85
Circular domes	1.0*
Chimneys, tanks, and similar structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0*
Round	1.0*
Solid freestanding walls, roof top equipment, and solid freestanding and attached signs	0.85
Open signs and single-plane open frames	0.85
Trussed towers	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

*Directionality factor $K_d = 0.95$ shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

Nota. (ASCE, 2022).

La sección 26.7 clasifica la exposición al viento según la rugosidad del terreno, definiendo tres categorías:

- **Exposición B:** Áreas urbanas o suburbanas con obstrucciones numerosas (rugosidad B).
- **Exposición C:** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas menores a 9.1 m (rugosidad C).
- **Exposición D:** Áreas planas sin obstrucciones, como llanuras o superficies de agua (rugosidad D).

La categoría se asigna según la rugosidad predominante en un sector de 45° a ambos lados de la dirección del viento, considerando distancias específicas: Exposición B si la rugosidad B prevalece por más de 457 m (o 792 m para alturas mayores a 9.1 m); Exposición D si la rugosidad D domina por más de 1,524 m o 20 veces la altura de la estructura; y Exposición C en casos intermedios. En zonas de transición, se adopta la categoría que genere las mayores cargas

La sección 26.8 regula los efectos topográficos, que incrementan la velocidad del viento en colinas, crestas o escarpas aisladas. Este efecto se considera mediante el factor K_{zt} el cual se determina con la ayuda de la Figura 26.8-1 de la norma, aplicable si la estructura está en la mitad superior de la elevación y cumple ciertas condiciones geométricas

La Sección 26.9 del ASCE 7-22 define el factor de elevación del terreno para ajustar la densidad del aire en función de la altitud sobre el nivel del mar, este factor se obtiene de la siguiente tabla.

Tabla 5

Factor de elevación de terreno.

Ground Elevation above Sea Level		Ground Elevation Factor, K_e
ft	m	
<0	<0	See note 2
0	0	1.00
1,000	305	0.96
2,000	610	0.93
3,000	914	0.90
4,000	1,219	0.86
5,000	1,524	0.83
6,000	1,829	0.80
>6,000	>1,829	See note 2

Notes:

1. Conservative approximation $K_e = 1.00$ is permitted in all cases.
2. Factor K_e shall be determined from Table 26.9-1 using interpolation or from the following formula for all elevations: $K_e = e^{-0.0000362z_e}$ (z_e = ground elevation above sea level, ft); or $K_e = e^{-0.000119z_e}$ (z_e = ground elevation above sea level, m).
3. K_e is permitted to be taken as 1.00 in all cases.

Nota. (ASCE, 2022).

La sección 26.10 establece la presión de velocidad para el diseño, calculada con la ecuación:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_e * V^2 \text{ (N/m}^2, V \text{ en m/s)}$$

Donde:

- K_z : Coeficiente de exposición, obtenido de la **Tabla 6** según la categoría de exposición.
- K_{zt} : Factor topográfico (sección 26.8).
- K_e : Factor de elevación (sección 26.9).
- V^2 : Velocidad básica del viento (sección 26.5).

Para la altura media del tejado (h), se evalúa q_h usando K_h (ASCE, 2022).

Tabla 6

Coefficiente de exposición a la presión de velocidad.

Height above Ground Level, z or h		Exposure		
ft	m	B	C	D
0–15	0–4.6	0.57 (0.70)*	0.85	1.03
20	6.1	0.62 (0.70)*	0.90	1.08
25	7.6	0.66 (0.70)*	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.74	1.04	1.22
50	15.2	0.79	1.09	1.27
60	18.3	0.83	1.13	1.31
70	21.3	0.86	1.17	1.34
80	24.4	0.90	1.21	1.38
90	27.4	0.92	1.24	1.40
100	30.5	0.95	1.26	1.43
120	36.6	1.00	1.31	1.48
140	42.7	1.04	1.34	1.52
160	48.8	1.08	1.39	1.55
180	54.9	1.11	1.41	1.58
200	61.0	1.14	1.44	1.61
250	76.2	1.21	1.51	1.68
300	91.4	1.27	1.57	1.73
350	106.7	1.33	1.62	1.78
400	121.9	1.38	1.66	1.82
450	137.2	1.42	1.70	1.86
500	152.4	1.46	1.74	1.89

*Use 0.70 in Chapter 28, Exposure B, when $z < 30$ ft (9.1 m).

Notes:

1. Velocity pressure exposure coefficient K_z may be determined from the following formula:

For $z < 15$ ft	$K_z = 2.41 (15/z_g)^{2/\alpha}$
For $z < 4.6$ m	$K_z = 2.41 (4.6/z_g)^{2/\alpha}$
For 15 ft (4.6 m) $\leq z \leq z_g$	$K_z = 2.41 (z/z_g)^{2/\alpha}$
For $z_g < z \leq 3,280$ ft (1,000 m)	$K_z = 2.41$

2. α and z_g are tabulated in Table 26.11-1.
3. Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
4. Exposure categories are defined in Section 26.7.

Nota. (ASCE, 2022).

La sección 26.11 define el factor de efecto de ráfagas, que considera la respuesta dinámica de la estructura. Para edificaciones rígidas (frecuencia natural $n_1 > 1$ Hz), se adopta un valor de 0.85; para estructuras flexibles, se calcula según fórmulas especificadas en dicho apartado (ASCE, 2022).

La sección 26.12 clasifica las edificaciones según su envolvente (cerrada, parcialmente cerrada, parcialmente abierta o abierta) para determinar los coeficientes de presión interna, considerando la cantidad de aberturas. En regiones propensas a huracanes, se exigen protecciones contra escombros para aberturas vidriadas en ciertas categorías de riesgo (ASCE, 2022).

La sección 26.13 establece los coeficientes de presión interna según la clasificación de la envolvente, obtenidos de la Tabla 7. Para edificaciones parcialmente cerradas de gran volumen, se aplica un factor de reducción (R_i) para ajustar la presión interna (ASCE, 2022).

Tabla 7

Coeficientes de presión interna.

Enclosure Classification	Criteria for Enclosure Classification	Internal Pressure	Internal Pressure Coefficient (GC_{pi})
Enclosed buildings	A_o is less than the smaller of $0.01A_g$ or 4 ft^2 (0.37 m^2), and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	Moderate	+0.18 -0.18
Partially enclosed buildings	$A_o > 1.1A_{oi}$, and $A_o >$ the lesser of $0.01A_g$ or 4 ft^2 (0.37 m^2), and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	High	+0.55 -0.55
Partially open buildings	A building that does not comply with Enclosed, Partially Enclosed, or Open classifications	Moderate	+0.18 -0.18
Open buildings	Each wall is at least 80% open	Negligible	0.00

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of (GC_{pi}) shall be used with q_z or q_h as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
 - (a) A positive value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces, or
 - (b) A negative value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces.

Nota. (ASCE, 2022).

Capítulo 27

El Capítulo 27 de la ASCE/SEI 7-22 establece el procedimiento direccional para

determinar las cargas de viento sobre el sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificaciones de cualquier altura.

La sección 27.1 define el alcance del procedimiento, indicando que aplica a edificaciones de forma regular (según la sección 26.2) que no presenten características de respuesta que generen efectos como carga transversal al viento, desprendimiento de vórtices, o inestabilidades aeroelásticas. Además, no se deben considerar reducciones en la presión de velocidad por apantallamiento de otras estructuras o elementos del terreno, ni efectos de canalización o *buffeting* (respuesta vibratoria aleatoria y forzada por turbulencia) que requieran consideraciones especiales (ASCE, 2022).

La sección 27.2 establece los requisitos generales, indicando que el procedimiento direccional es aplicable a edificaciones de cualquier altura y geometría de techo, siempre que cumplan con las figuras proporcionadas en la norma. Los parámetros de carga de viento, como la velocidad básica, el factor de direccionalidad, la categoría de exposición, el factor topográfico, el factor de elevación, el factor de efecto de ráfagas, la clasificación de envolvente y el coeficiente de presión interna deben determinarse conforme al Capítulo 26 (ASCE, 2022).

La sección 27.3 define las presiones de diseño sobre el sistema principal resistente a viento de edificaciones de cualquier altura, en N/m^2 , mediante la siguiente ecuación:

$$p = q * K_d * G * C_p - q_i * K_d(GC_{P_i})$$

Donde:

$q = q_z$: Presión de velocidad para paredes de barlovento, evaluada a la altura z sobre el terreno.

$q_i = q_h$: Presión de velocidad para paredes de sotavento, laterales y techos, evaluada a la altura media del tejado (h).

$q_i = q_z$: Presión de velocidad para la presión interna, ajustada según la clasificación de envolvente.

Kd: Factor de direccionalidad (sección 26.6).

G: Factor de efecto de ráfagas (sección 26.11).

Cp: Coeficiente de presión externa, obtenido de las Figuras 27.3-1 a 27.3-3.

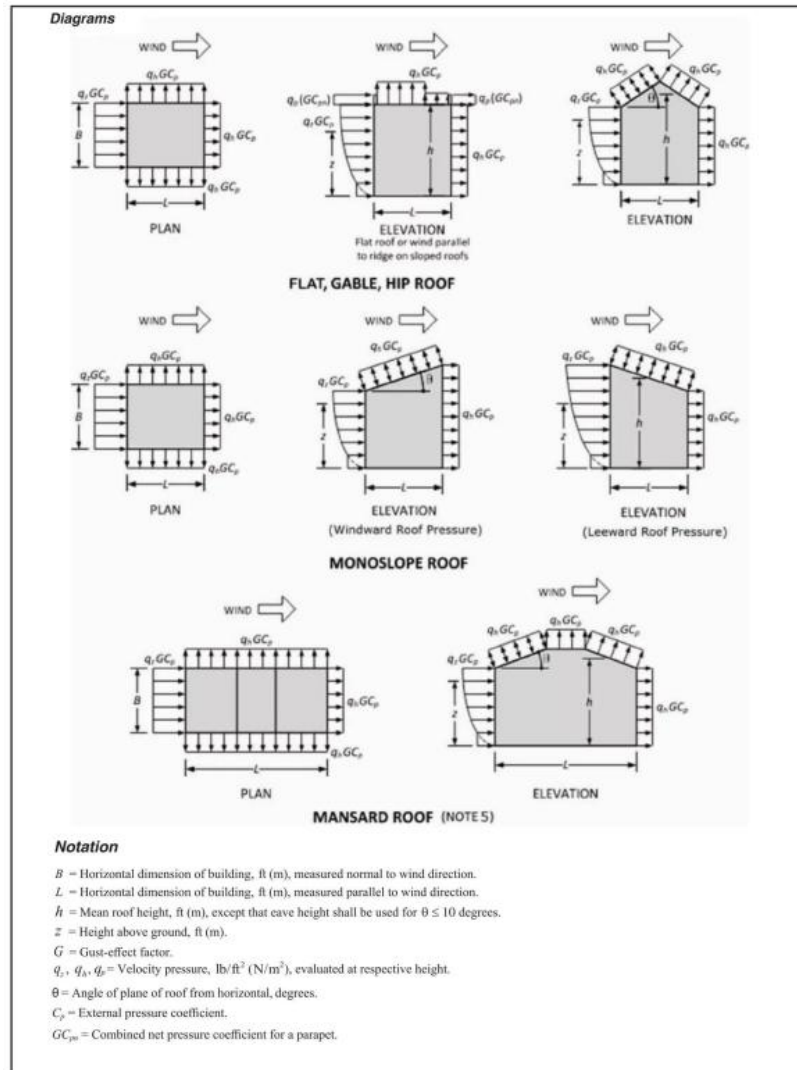
(GCpi): Coeficiente de presión interna (sección 26.13).

Las presiones deben aplicarse simultáneamente en las paredes de barlovento, sotavento y techos, según las figuras correspondientes (ASCE, 2022).

La sección 27.3.1.1 aborda las edificaciones elevadas que cumplan con ciertos límites geométricos, indicando que las cargas se calculan considerando las presiones en el techo y las paredes según la sección 27.3.1, y las cargas laterales en los elementos de soporte debajo de la edificación usando un coeficiente de fuerza neta de 1.3 (ASCE, 2022).

Figura 2

Coeficientes de presión externa.



Nota. (ASCE, 2022).

Figura 3

Coefficientes de presión externa (Continuación).

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	L/B	C_p	Use with
Windward wall	All values	0.8	q_e
Leeward wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	q_h
	≥ 4	-0.2	q_h
Sidewall	All values	-0.7	q_h
Parapet	All values	See Section 27.3.4 for GC_{pe}	q_p

Roof Pressure Coefficients, C_{pe} for use with q_h															
Wind Direction	h/L	windward								Leeward					
		Angle, θ													
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	45°	60°	60° < θ ≤ 80°	> 80°	10°	15°	≥ 20°	
Normal to Ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 ^a								
		-0.18	0.0 ^a	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6	0.01 θ	0.8	-0.3	-0.5	-0.6	
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 ^a							
		-0.18	-0.18	0.0 ^a	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.01 θ	0.8	-0.5	-0.5	-0.6	
≥ 1.0	-1.3 ^b	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0 ^a								
	-0.18	-0.18	-0.18	0.0 ^a	0.2	0.2	0.3	0.6	0.01 θ	0.8	-0.7	-0.6	-0.6		

Wind Direction	h/L	Horizontal Distance from Windward Edge	C_p
Normal to Ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to Ridge for all θ	≤ 0.5	0 to $h/2$	-0.9, -0.18
		$h/2$ to h	-0.9, -0.18
	≥ 1.0	h to $2h$	-0.5, -0.18
		> $2h$	-0.3, -0.18
≥ 1.0	0 to $h/2$	-1.3 ^b , -0.18	
	> $h/2$	-0.7, -0.18	

^aValue is provided for interpolation purposes.

^bValue can be reduced linearly, with area over which it is applicable as follows:

Area, ft ² (m ²)	Reduction Factor
≤ 100 (9.3)	1.0
250 (23.2)	0.9
≥ 1,000 (92.9)	0.8

Notes:

- Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- Linear interpolation is permitted for values of L/B , h/L , and θ , other than shown. Interpolation shall only be carried out between values of the same sign. Where no value of the same sign is given, assume 0.0 for interpolation purposes.
- Where two values of C_p are listed, this indicates that the windward roof slope is subjected to either positive or negative pressures and the roof structure shall be designed for both conditions. Interpolation for intermediate ratios of h/L shall only be carried out between C_p values of like sign.
- Parapets are shown only on the flat roof elevation but may occur on any roof type shown.
- For mansard roofs, the top horizontal surface and leeward inclined surface shall be treated as leeward surfaces according to the table.
- Except for MWFRSs at the roof consisting of moment-resisting frames, the total horizontal shear shall not be less than that determined by neglecting wind forces on roof surfaces.

Nota. (ASCE, 2022).

La sección 27.3.2 establece que, para edificaciones abiertas con techos a una o dos aguas, la presión neta se calcula con la ecuación:

$$p = q_h * K_d * G * C_N$$

Donde C_N es el coeficiente de presión neta, obtenido de las Figuras 27.3-4 a 27.3-7 (ASCE, 2022).

La sección 27.3.3 indica que la presión externa positiva en la superficie inferior de voladizos de techo de barlovento se calcula con $C_p=0.8$, combinada con las presiones de la superficie superior según la Figura 2 (ASCE, 2022).

La sección 27.3.4 define la presión en parapetos.

Comentarios

El análisis comparativo entre la NEC 2015 y la ASCE 7-22 revela diferencias significativas en el tratamiento de las cargas de viento, lo que impacta su aplicabilidad en el diseño de naves industriales. En primer lugar, la NEC 2015 no proporciona un mapa de velocidades básicas del viento, limitándose a establecer un valor mínimo de 21 m/s. En contraste, la ASCE 7-22 incluye mapas detallados de velocidades básicas según la categoría de riesgo, lo que permite una determinación más precisa y adaptada a las condiciones geográficas. Esta omisión en la NEC 2015 puede llevar a una subestimación o sobreestimación de las cargas de viento.

En segundo lugar, la NEC 2015 no presenta factores de forma para superficies a sotavento en algunos tipos de construcción, como paredes verticales, lo que genera incertidumbre en el diseño. Por su parte, la ASCE 7-22 ofrece coeficientes de presión externa detallados para todas las superficies (barlovento, sotavento, laterales y techos) a través de figuras específicas lo que promueve un cálculo más completo y conservador.

Además, la ASCE 7-22 incorpora parámetros avanzados que la NEC 2015 no considera, como el factor de direccionalidad, el factor de efecto de ráfagas, y los efectos, que permiten considerar la dinámica del viento y las condiciones del sitio con mayor precisión. La NEC 2015,

aunque incluye un factor de corrección para ajustar la velocidad según la exposición, no aborda estos efectos dinámicos ni clasifica las edificaciones según su envolvente, lo que limita su capacidad para evaluar presiones internas. Finalmente, la ASCE 7-22 ofrece un procedimiento direccional, procedimiento de envolvente, por túnel de viento, consideraciones para componentes y revestimientos, entre otras directrices.

En conclusión, aunque la NEC 2015 proporciona un enfoque básico para las cargas de viento, la ASCE 7-22 ofrece un marco más detallado y riguroso, siendo más adecuada para un diseño por viento, lo que implica que se debe hacer un gran avance y mejora en la norma ecuatoriana, siendo un primer paso el establecer un mapa de velocidades básicas del viento. Se recomienda adoptar los criterios de la ASCE 7-22, complementándolos con los requisitos locales de la NEC 2015 para adaptar el análisis a las necesidades del contexto ecuatoriano.

Capítulo 3

Caso De Estudio

Especificaciones Del Proyecto

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de una nave industrial equipada con un puente grúa, ubicada en el sector de Pifo, provincia de Pichincha, sobre un suelo tipo D. Para evaluar su comportamiento estructural, se realizarán análisis lineales y un análisis no lineal de tipo *pushover*, considerando las condiciones de carga definidas en los capítulos anteriores.

La edificación propuesta es de carácter teórico y consta de cuatro ejes en la dirección longitudinal, con un espaciamiento de 6.25 m entre ellos, y dos ejes en la dirección transversal, con un vano de 20 m. La nave presenta un techo a dos aguas y una altura total de 20 m, como se ilustra de manera representativa en las figuras que se presentan a continuación.

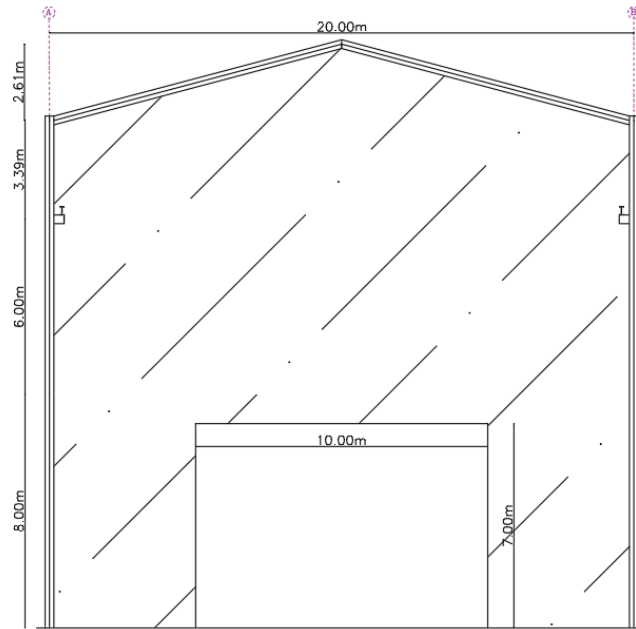
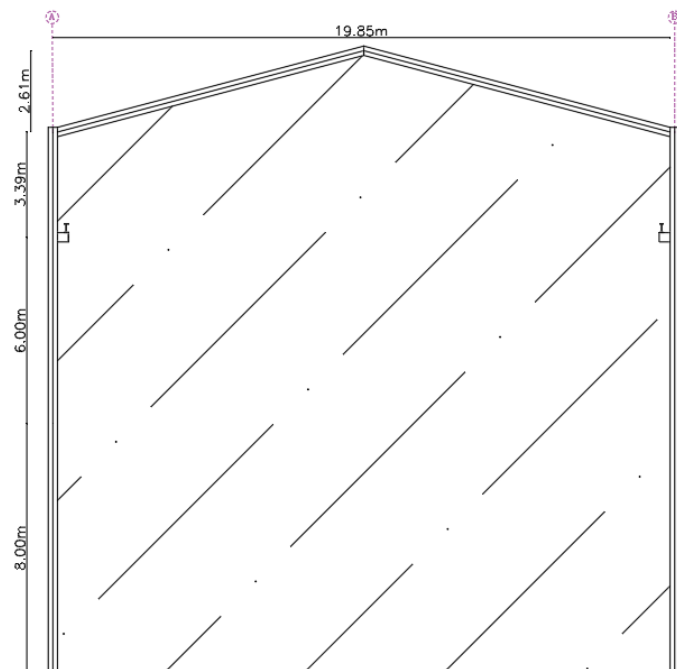
Figura 4*Fachada frontal.***Figura 5***Fachada trasera.*

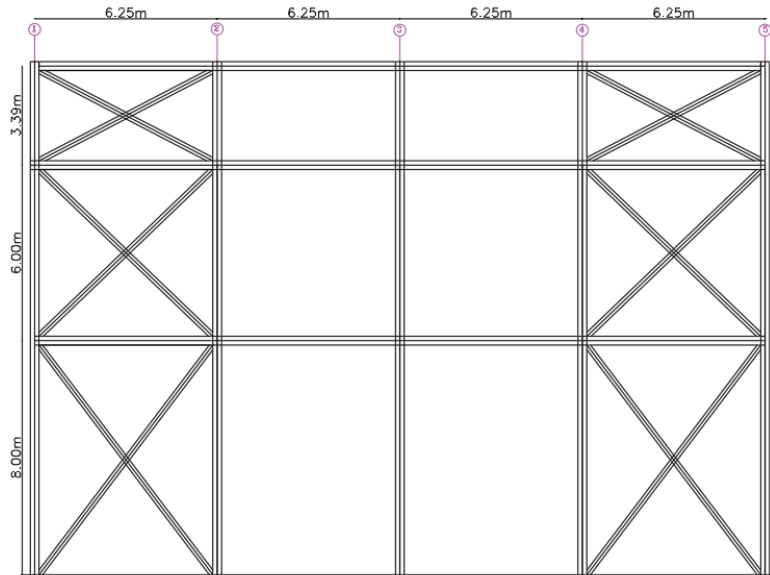
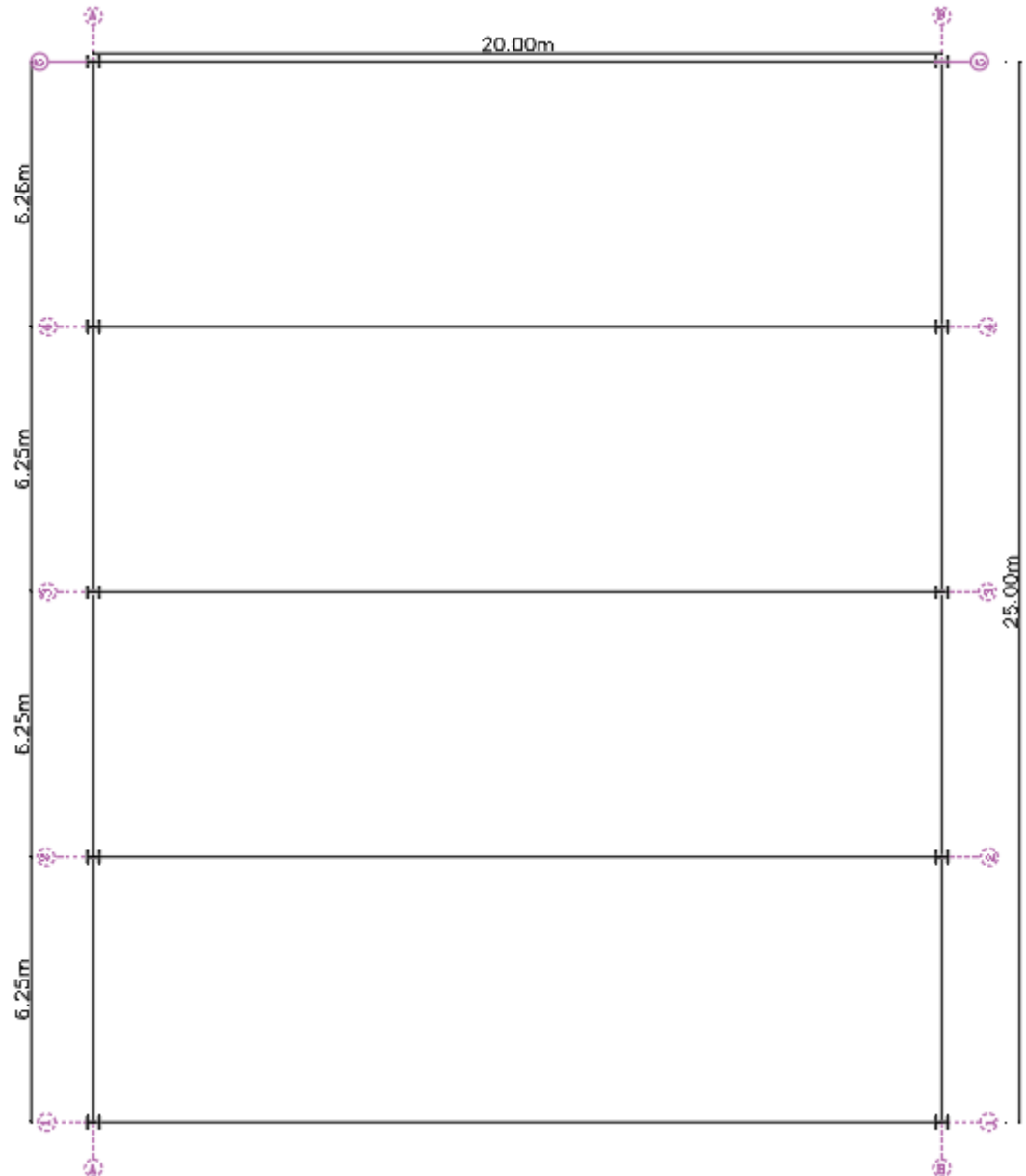
Figura 6*Fachadas laterales.*

Figura 7

Vista en planta.



Normas Empleadas

- NEC 15-SE-CG: Cargas no sísmicas.
- NEC15-SE-DS: Peligro Sísmico.

- NEC15-SE-RE: Riesgo sísmico, Evaluación y rehabilitación de estructuras.
- FEMA 440: *“Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”*, Mejora de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático No Lineal.
- ASCE 7-22: *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*, Cargas mínimas de diseño para edificaciones y otras estructuras.
- ASCE 41-17: *“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”*, Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificaciones Existentes.
- AISC 360-22: *“Specification for Structural Steel Buildings”*, Especificaciones para Edificaciones de Acero Estructural.
- AISC 341-22: *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*, Disposiciones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural.

Descripción De Los Materiales A Utilizar

Acero Estructural

Para los elementos estructurales principales, como columnas, vigas, arriostre empleo acero de alta resistencia Grado 50, tanto en perfiles laminados como soldados.

- Acero ASTM A-572 Gr. 50.

Para elementos secundarios, perfiles laminados en frio se usó:

- Acero ASTM A-36 Gr. 36.

Tensor de varilla de acero

- ASTM A615, Grado 60.

Estructuración

Se planteo el uso de sistemas de pórticos especiales en ambas direcciones ortogonales de los ejes de la estructura. No obstante, en la dirección corta se usó un sistema SMF (Pórticos especiales resistentes a momento) lo que según ASCE 7-22 permite un valor de $R=8$. Y en el sentido longitudinal se planteó un sistema SCBF (sistema especial con arriostramientos concéntricos donde la norma permite un valor de $R=7$).

En cuanto al uso del valor de factor de reducción de respuesta sísmica (R) se usó las disposiciones dadas por la norma ASCE 7-22 en la sección 12.2 ya que representa diferentes casos de estructuración con coeficientes más detallados y adecuados. La norma NEC tiene poca profundidad en este tema.

Estimación De Cargas Gravitacionales

Las cargas muertas y vivas se determinaron conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG), correspondiente a Cargas No Sísmicas.

Carga Viva

Para determinar la carga viva se usó la disposición de la NEC15 que recomienda **70 kg/m²** de carga para cubiertas.

Carga De Granizo

Se tuvo en cuenta la carga mínima que menciona la NEC 15 de **50kg/m²** para cubiertas con pendientes entre 5 y 15%.

Carga Muerta

El peso del techado se determinó a partir de la ficha técnica proporcionada por el catálogo del proveedor Kubiec, la cual incluye datos relevantes para el análisis y diseño

estructural, como el peso del material y la separación recomendada entre correas. Según el catálogo, el techado seleccionado tiene un peso que varía entre 6 y 10 kg/m²; para los cálculos, se adoptó de manera conservadora el valor máximo de 10 kg/m². Asimismo, se estableció una separación entre correas de 2 m, conforme a las especificaciones del proveedor (Kubiec, s.f.).

Para el cielo falso e instalaciones, se emplearon valores típicos utilizados en la práctica de diseño estructural. No obstante, se adoptó un enfoque conservador en la estimación de estas cargas.

Figura 8

Techo usado en la estructura.

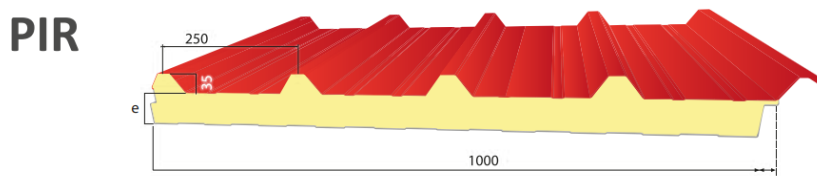


TABLA PARA PANEL KUTÉRMICO TECHO PIR															
CAPACIDADES Y EFICIENCIA		kg	Condiciones de Apoyo*			Carga Sobreimpuesta (kg/m ²)*									
e	R		Una Luz	Dos Luces	Tres Luces	Separación entre apoyos (m)									
Esesor de Panel* (mm)	Resistencia Térmica (m ² k/W)	Peso Panel (kg/m ²)				1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
15	0,75	6,79	2,25	2,4	2,6	120	100	80	-	-	-	-	-	-	-
25	1,24	7,13	2,50	2,70	2,90	160	140	110	80	-	-	-	-	-	-
50	2,49	7,98	3,50	3,70	4,10	-	240	200	180	140	110	90	80	-	-
65	3,23	8,01	4,30	4,50	4,90	-	330	280	220	200	160	145	120	110	-
100	4,98	11,6	5,25	5,60	6,10	-	480	460	390	320	280	230	200	170	150

*Estos apoyos son consideradas para una condición de sobrecarga de 80 kg/m².

* Esta tabla es sólo una guía referencial, para mayor información consultar a KUBIEC

Nota. Adaptado de Kubiec (s.f.).

Para peso propio se dejó que el programa de análisis calcule automáticamente. Se determinaron las siguientes cargas muertas.

Tabla 8

Carga muerta.

Elemento	Carga (kg/m ²)
Techado (kg/m ²)	10
Cielo falso (kg/m ²)	10
Instalaciones (kg/m ²)	5
Σ	25

Estimación De Carga de Viento

Se usarán los criterios revisados en el capítulo 2 en la sección que corresponden a los requisitos planteados por la norma ASCE 7-22.

Velocidad Básica del Viento

La norma ecuatoriana no tiene o presenta un mapa de velocidades básica del viento por lo cual no se puede usar una velocidad de acorde a la ubicación de la edificación. No obstante, plantea una velocidad mínima de **21m/s** la cual se usará en el presente trabajo de titulación.

Factor de Direccionalidad

El factor de direccionalidad se obtiene de la Tabla 4, el cual corresponde a un valor de **0.85**.

Rugosidad del terreno

Se escogió una superficie tipo **C** ya que es común tener terrenos abiertos con pocas obstrucciones u obstrucciones dispersas en la zona teórica de estudio.

Categoría de Exposición

Se escogió una exposición tipo **C** ya que no se cumplen los requisitos para que sean las demás categorías. Debido a que es una estructura de más de 9.1m de altura, y no consta con una rugosidad de suelo tipo D.

Factor Topográfico

Ya que la estructura no se localiza en una colina, le corresponde un valor de **1** para este factor.

Factor De Elevación Sobre Suelo

La norma revisada permite tomar este factor con valor de **1** para todos los casos, y será aplica de dicha manera en el presente trabajo.

Presión de velocidad de viento

Se determinan los coeficientes k_h y k_z conforme la Tabla 6, los cuales están basados en la altura de la edificación. Lo que corresponde a una exposición C y una altura de 20m.

Los resultados de estas operaciones se puede revisar la Tabla 13.

Efecto de ráfaga

Se determina teniendo en cuenta si la estructura es rígida o flexible. Para esto la norma nos indica que una estructura es rígida si su periodo fundamental de vibración es mayor a 1Hz. Para poder determinar la frecuencia aproximada de la estructura la norma plantea algunos requisitos. En nuestro caso con el análisis modal se determinó un periodo de 0.63s lo que da una frecuencia mayor a 1 Hz. Por tanto, se caracterizaría como estructura rígida y se puede usar el valor de **0.85** para el coeficiente de efecto de ráfaga.

Clasificación de Encerramiento

Se determina según la Tabla 7 la cual establece diversos criterios para definir el encerramiento de la estructura. En el caso estudiado se tiene una apertura en el pórtico de la fachada.

Por tanto, se revisará el caso de estructura parcialmente cerrada que es el siguiente.

$$A_o > 1.1A_{oi}$$

$$A_o > 0.37m^2 \text{ o } A_o > 0.01A_g$$

$$\frac{A_{oi}}{A_{gi}} \leq 0.2$$

Donde,

Ao: Área total de abertura en un muro que recibe presión externa-

Ag: Área bruta del muro en el cual se identificó Ao.

Aoi: Suma de las áreas de aberturas en la envoltura de la edificación sin incluir Ao.

$$A_g = 382 \text{ m}^2 \quad A_o = 70 \text{ m}^2 \quad A_{oi} = 0 \text{ m}^2 \quad A_{gi} = 1650 \text{ m}^2$$

Por lo que se determina que la estructura es **parcialmente cerrada**. Tiene una presión interna alta y le corresponde un factor interno de presión GC_{pi} igual a **±0.55**.

Coefficiente de presión externa

Depende de la geometría de la estructura, dirección del viento, además de otros factores. Se calculan en función de la Figura 2.

Si analizamos el viento perpendicular a la línea de la cumbrera tenemos una relación $L/B=0.8$. Y se deben usar los siguientes factores de presión externa para los muros.

Tabla 9

Coefficientes de presión externa para muros, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.

Muros	
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5
Perpendicular a la línea de la cumbrera	-0.7

Si se analiza el techo, teniendo en cuenta que tiene una pendiente de 14.8° y una relación $h/L=1$ se tiene lo siguiente.

Tabla 10

Coefficientes de presión externa para el techo, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.

Techo	
Barlovento	-1 y -0.18
Sotavento	-0.6

Al analizar el viento en dirección paralela a la línea de la cumbrera se tiene una relación $L/B=1.25$. se usaron los siguientes factores de presión externa para muros.

Tabla 11

Coefficientes de presión externa para muros, viento en dirección paralela a la cumbrera.

Muros	
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.4
Paralelo a la línea de la cumbrera	-0.7

Si se analiza el techo, teniendo en cuenta que tiene una pendiente de 14.8° y una relación $h/L=0.8$, $h=20\text{m}$, $h/2=10\text{m}$, $2h=40\text{m}$, se tiene lo siguiente.

Tabla 12

Coeficientes de presión externa para techo, viento en dirección paralela a la cumbrera.

Techo	
0 a 10 (m)	-0.9 y -0.18
10 a 20 (m)	-0.9 y -0.18
20 a 25 (m)	-0.5 y -0.18

Velocidad de la presión del viento

Se determinar con la siguiente ecuación.

$$q_z = 0.631 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2$$

Tabla 13

Velocidad de presión del viento.

	Altura z (m)	Kz	q (N/m ²)	q (kgf/m ²)
h=	18.69	1.13	305.48	31.16
z=	20	1.15	310.88	31.71

Presiones ejercidas en el edificio

Se determinan con la siguiente ecuación.

$$p = q * K_d * G * C_p - q_i * K_d * (GC_{pi})$$

Donde:

q: qz evaluado a una altura z desde el nivel del suelo para muros a barlovento.

q: qh evaluado a una altura h desde el nivel del suelo para muros a sotavento, muros paralelos y techos.

q_i : q_h para muros laterales, muros a sotavento y barlovento, y cubiertas cerradas o parcialmente abiertas. Así como para la velación de presión interna negativa en estructuras parcialmente cerradas.

q_i : q_z Para evaluación interna de presión positiva en edificaciones parcialmente cerradas, donde z es definido como el nivel más alto de la apertura en la estructura que puede afectar la presión positiva interna.

Los resultados obtenidos son los siguiente:

Tabla 14

Presión ejercida en muros a barlovento, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.

	Altura z (m)	K_z	q_z (kgf/m ²)	q_h (kgf/m ²)	p (G_{Cpi+}) (kg/m ²)	p (G_{cpi-}) (kg/m ²)
$h=$	18.69	1.13	31.16	31.16	3.44	32.58
$z=$	20	1.15	31.71	31.16	3.76	32.90

Tabla 15

Presión en techo y en muros a sotavento y lateral, viento en dirección perpendicular a la cumbrera.

	q_h	C_p	q_z (kgf/m ²)	p (G_{Cpi+}) (kg/m ²)	p (G_{cpi-}) (kg/m ²)
Muro a sotavento	31.16	-0.5	31.71	-26.08	3.57
Muro lateral	31.16	-0.7	31.71	-30.58	-0.93
Techo a barlovento	31.16	-1	31.71	-37.34	-7.69
	31.16	-0.18	31.71	-18.88	10.77
Techo a sotavento	31.16	-0.6	31.71	-28.33	1.32

Tabla 16

Presión ejercida en muros a barlovento, viento en dirección paralela a la cumbrera.

	Altura z (m)	Kz	qz (kgf/m ²)	qh (kgf/m ²)	p (GCpi+) (kg/m ²)	p (Gcpi-) (kg/m ²)
h=	18.69	1.13	31.16	31.16	3.44	32.58
z=	20	1.15	31.71	31.16	3.76	32.90

Tabla 17

Presión en muros a sotavento y lateral, viento en dirección paralela a la cumbrera.

	qh	Cp	qz (kgf/m ²)	p (GCpi+) (kg/m ²)	p (Gcpi-) (kg/m ²)
Muro a sotavento	31.16	-0.45	31.71	-24.95	4.69
Muro lateral	31.16	-0.7	31.71	-30.58	-0.93

Tabla 18

Presión en techo, viento en dirección paralela a la cumbrera.

Ubicación (m)	qh	Cp	qz (kgf/m ²)	p (GCpi+) (kg/m ²)	p (Gcpi-) (kg/m ²)
0 a 20	31.16	-0.9	31.71	-35.09	-5.44
	31.16	-0.18	31.71	-18.88	10.77
20 a 25	31.16	-0.5	31.71	-26.08	3.57
	31.16	-0.18	31.71	-18.88	10.77

A continuación, se presentan los esquemas de presiones de viento ejercidos en la estructura.

Figura 9

Viento en dirección perpendicular a la línea de la cumbrera, Caso 1 y 2 (CGP+).

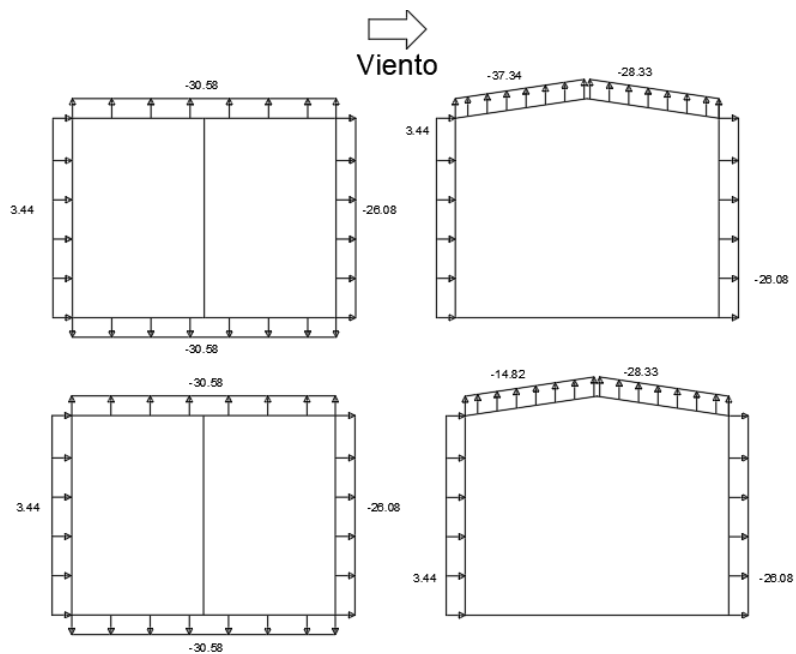


Figura 10

Viento en dirección perpendicular a la línea de la cumbrera, Caso 3 y 4 (CGP-).

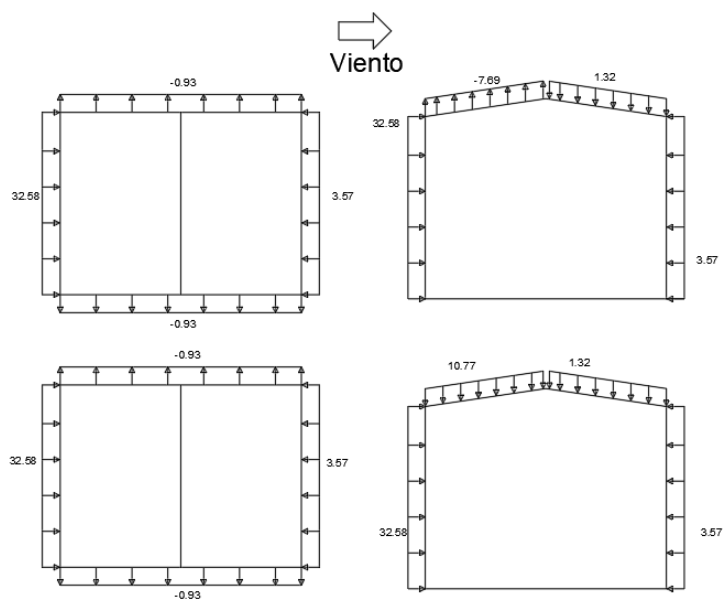


Figura 11

Viento en dirección paralela a la línea de la cumbre, Caso 1 y 2 (CGP +).

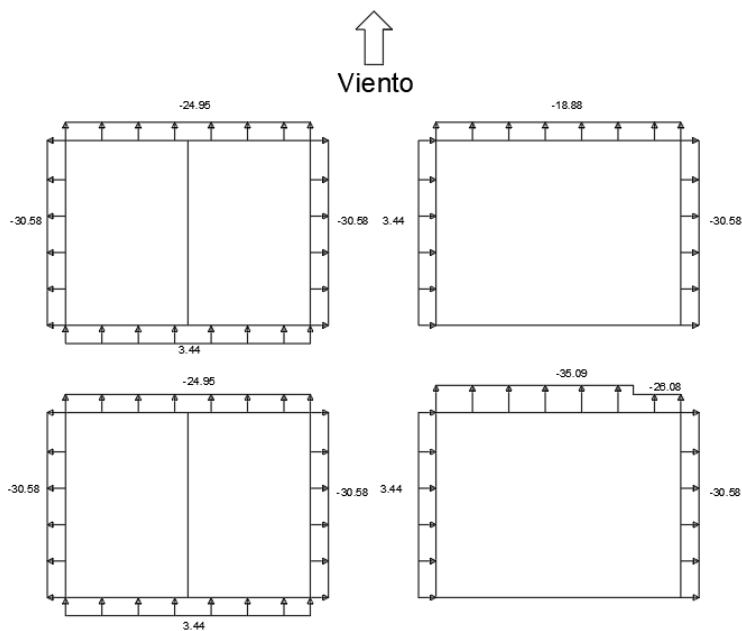
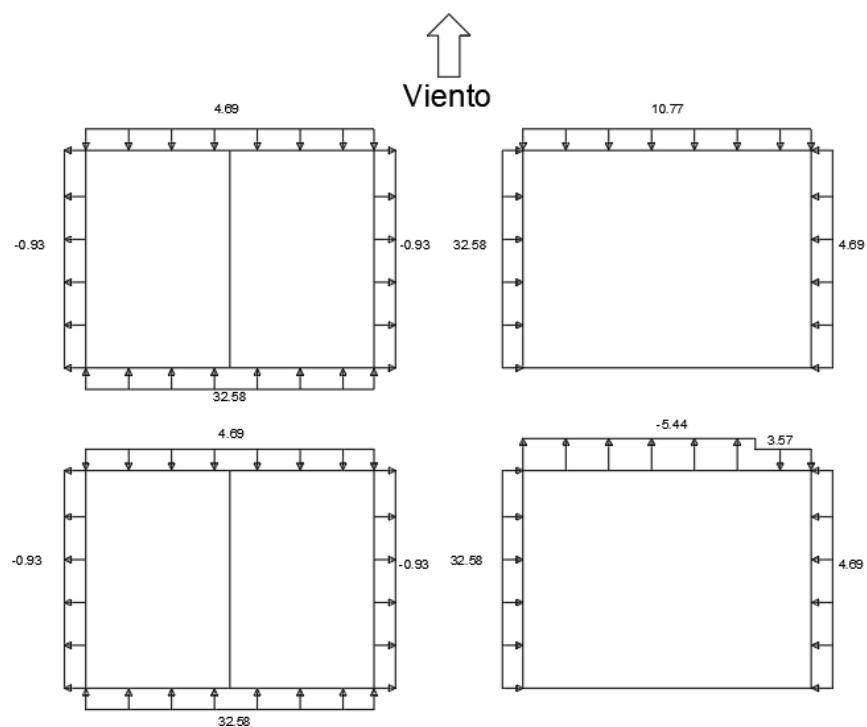


Figura 12

Viento en dirección paralela a la línea de la cumbre, Caso 3 y 4 (CGP -).



Estimación De Cargas Por Puente Grúa

De los criterios revisado de la norma ASCE 7-22 primero se debe conocer o plantear que tipo de servicio de clase tendrá el puente grúa para poder determinar las cargas que estarán actuando en la edificación.

Se plantea un puente grúa de clase **D** que corresponde a un servicio pesado, operara con cargas cercanas al 50% de su capacidad y hasta 20 izajes por hora a alta velocidad.

Se escogió un puente grúa birriel que tenga una capacidad de izaje de 20 ton con una longitud de puente grúa de 18.75 m, lo que corresponde a una carga máxima por rueda de 12.315 ton. Con las siguientes reacciones por rueda. Donde el valor máximo tiene en cuenta la reacción con la carga izada, el valor mínimo sin la carga izada.

Figura 13

Datos de grúa según proveedor.

CAPACIDAD CAPACITY	LUZ GRÚA (m) CRANE SPAN (m)													
	KG	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
20.000	MAX	9.430	10.040	10.540	10.950	11.325	11.690	12.165	12.565	12.980	13.430	13.945	14.385	14.885
	MIN	2.345	2.085	2.045	2.095	2.220	2.400	2.725	3.005	3.315	3.665	4.110	4.495	4.945

Nota. Adaptado de JASO Industrial Cranes (s.f.).

Carga de impacto vertical

Al pertenecer el puente grúa a una clase de servicio C se debe incrementar un 25% a la máxima carga por rueda. Lo que da una carga de **15.4** ton.

Carga lateral

Se determina como un 20% de la carga máxima total, en este caso el fabricante no da los pesos por cada elemento que compone el puente grúa. Por lo tanto, se escoge el valor de carga máxima por rueda de manera conservadora para el cálculo. No obstante, a este valor no se le aplica el incremento por impacto lo que da un valor de **2.463** ton por rueda.

Carga longitudinal

Se determina como un 10% de la carga máxima por rueda, lo que da un valor de **1.23** ton por rueda.

Estimación De Parámetros Sísmicos

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15), en el apartado referente al peligro sísmico, establece los parámetros que deben considerarse en el diseño estructural.

Donde se obtiene lo siguiente:

Tabla 19

Parámetros sísmicos para caso de estudio en el sentido "x" de la estructura.

	Ct (-)	0.072	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	alfa (-)	0.800	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	h (m)	20	
	Talfa (s)	0.791	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	T (s)	0.628	
	I (-)	1	NEC-SE-DS Sección 4.1
	Φ_e	1	NEC-SE-DS Sección 5.2.2
	Φ_{planta}	1	NEC-SE-DS Sección 5.2.2
	R	8	ASCE 7-22 Sección
Zona V Tipo D	Z*g	0.4	NEC-SE-DS Sección 3.1.1
	Fa	1.2	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	Fd	1.19	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	Fs	1.28	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	n	2.48	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	r	1	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	To (s)	0.13	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	Tc (s)	0.70	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	Sa (g)	1.19	
	V (%)	0.149	NEC-SE-DS Sección 6.3.5
	k=	1.075	NEC-SE-DS Sección 6.3.2

Tabla 20

Parámetros sísmicos para caso de estudio en el sentido “y” de la estructura.

	Ct (-)	0.073	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	alfa (-)	0.750	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	h (m)	20	
	Talfa (s)	0.690	NEC-SE-DS Sección 6.3.3
	T (s)	0.343	
	I (-)	1	NEC-SE-DS Sección 4.1
	Φ_e	1	NEC-SE-DS Sección 5.2.2
	Φ_{planta}	1	NEC-SE-DS Sección 5.2.2
	R	7	ASCE 7-22 Sección
Zona V Tipo D	Z*g	0.4	NEC-SE-DS Sección 3.1.1
	Fa	1.2	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	Fd	1.19	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	Fs	1.28	NEC-SE-DS Sección 3.2.2
	n	2.48	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	r	1	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	To (s)	0.13	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	Tc (s)	0.70	NEC-SE-DS Sección 3.3.1
	Sa (g)	1.19	
	V (%)	0.170	NEC-SE-DS Sección 6.3.2
	k=	1.095	NEC-SE-DS Sección 6.3.5

Modelación Estructural

La modelación, análisis y diseño estructural del caso de estudio se llevaron a cabo utilizando la herramienta computacional ETABS, con el objetivo de evaluar el comportamiento de la nave industrial bajo las condiciones de carga definidas. Se definieron las cargas actuantes, las combinaciones de carga y los parámetros necesarios para realizar un análisis lineal, un análisis dinámico y un análisis no lineal de tipo *pushover*. Los resultados finales de los modelos se presentan a continuación

Figura 14

Material empleado para correas.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'INEN 1623'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: INEN 1623; Material Type: ColdFormed; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Blue; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected); Weight per Unit Volume: 76972.864 N/m³; Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2.034E+11 N/m²; Poisson's Ratio, U: 0.33; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C; Shear Modulus, G: 76464420203 N/m².
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

Buttons for OK and Cancel are located at the bottom of the dialog.

Figura 15

Material empleado para varilla como tensor.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'A706Gr60'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: A706Gr60; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: Magenta; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected); Weight per Unit Volume: 76972.864 N/m³; Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 1.999E+11 N/m²; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C.
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

Buttons for OK and Cancel are located at the bottom of the dialog.

Figura 16

Acero estructural grado 50.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name: A572Gr50
 - Material Type: Steel
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: Red
 - Material Notes: (empty)
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density: (Selected)
 - Specify Mass Density:
 - Weight per Unit Volume: 76972.864 N/m³
 - Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 1.999E+11 N/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 - Shear Modulus, G: 76903068768 N/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Buttons: OK, Cancel

Figura 17

Sección de tensor de varilla.

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: 520
 - Material: A706Gr60
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Yellow
 - Notes: (empty)
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Circle
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Diameter: 0.02 m
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers...
 - Currently Default

Buttons: Show Section Properties..., OK, Cancel

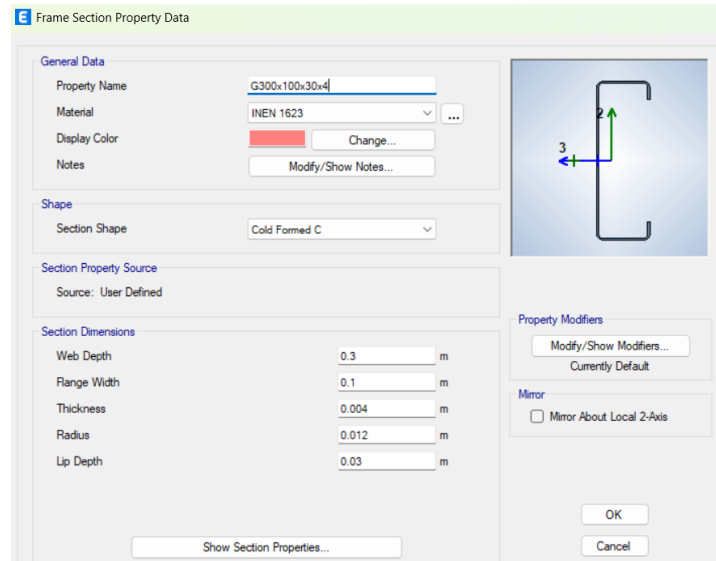
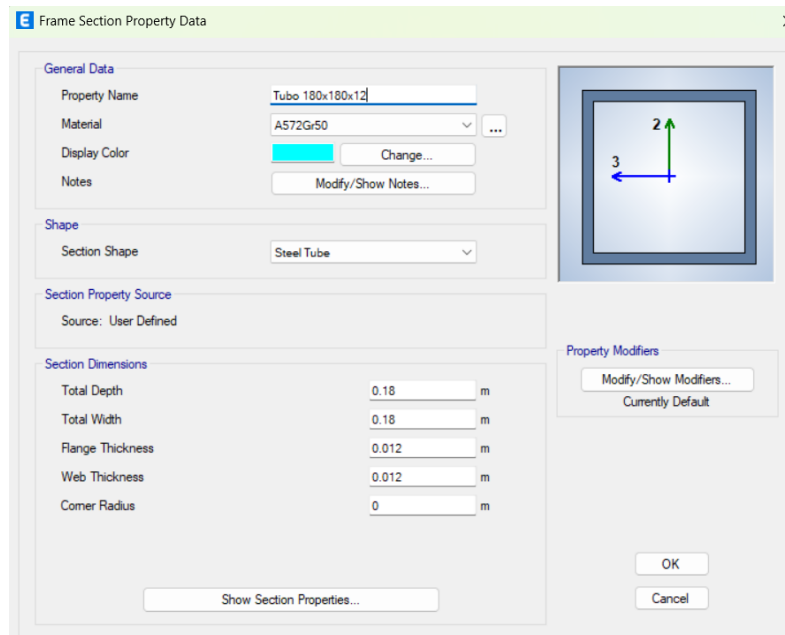
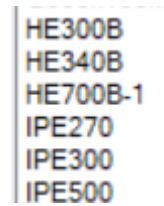
Figura 18*Sección de correas.***Figura 19***Sección de arriostras concéntricas.*

Figura 20

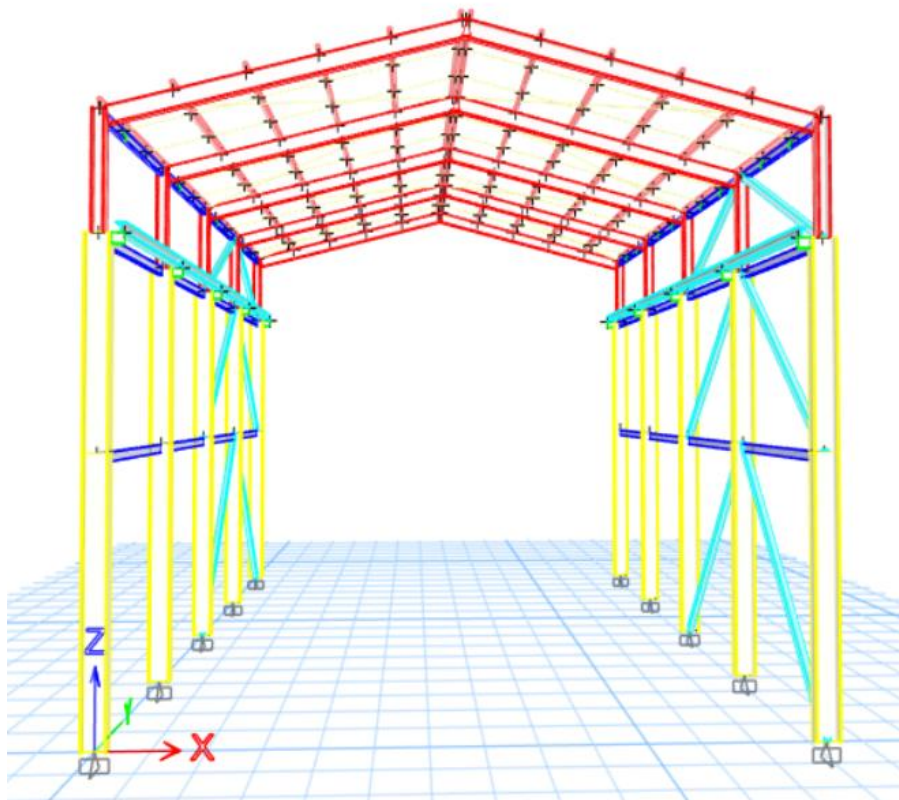
Sección de vigas y columnas empleadas, con acero estructural grado 50.



Con los materiales, secciones, datos básicos, criterios de estructuración, y cargas definidas se realizó el modelo de la estructura dando como resultado la estructura que se puede apreciar en la figura 21. Para la modelación del puente grúa se usaron vigas con apoyos simples lo que permite definir la línea de influencia de las cargas vivas móviles relacionados al puente grúa ubicadas en la mitad de la viga. Donde se modelo las cargas puntuales asociadas al puente grúa. La viga carrilera se colocó encima de unos elementos frames que simulan ménsulas. Los apoyos se modelaron empotrado en sentido “x” y simplemente apoyados en el eje “y”. La fuente de masa sísmica se definió solo por carga muertas y se activó la opción de incluir los efectos P-delta proporcionada por el software de análisis.

Figura 21

Modelo de la estructura.



El análisis *pushover* se llevó a cabo siguiendo criterios de la ASCE 41-17 y FEMA 440, implementando dos etapas principales para el análisis no lineal de la estructura. Inicialmente, se asignaron las cargas gravitacionales utilizando una combinación de carga de 1.1, como punto de partida del análisis. A partir de un estado deformado bajo estas cargas, se definieron las cargas laterales no lineales en cada eje (X e Y).

Se creó un estado de carga denominado "Permanente No Lineal", que representa el estado inicial de la estructura bajo cargas gravitacionales permanentes (cargas muertas). A continuación, se definieron los estados de carga "Pushover X" y "Pushover Y", los cuales inician su aplicación a partir del estado permanente no lineal.

Para modelar el comportamiento no lineal, se asignaron rótulas plásticas en los elementos tipo viga, columna y arriostramientos que forman parte de los sistemas especiales (SMF y SCBF), siguiendo las disposiciones de la ASCE 41-17

El control de la carga en el análisis no lineal se realizó mediante desplazamientos, monitoreando un nodo específico ubicado en el centroide del último nivel de la estructura.

Todo lo mencionado se puede observar en las siguientes imágenes que representan los pasos generales para la modelación.

Figura 22

Caso de carga permanente no lineal.

Load Case Data

General

Load Case Name: Permanente NL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CMuerta	1.1
Load Pattern	CSuperMuerta	1.1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 23

Caso de carga no lineal para pushover en dirección "x".

Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Permanente NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Se realizo el mismo procedimiento para el sentido "y".

Figura 24

Configuración para el control de aplicación de la carga.

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Figura 25

Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para vigas.

E Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type

Select a Hinge Table

Degree of Freedom

M2

M3

Hysteresis Type

P Value From

Case/Combo

User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E

Is Extrapolated After Point E

Section Compactness Check (AISC 341-22 Table D1.1b)

Used in Moment Frame

Figura 26

Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para columnas.

Figura 27

Criterios de aplicación de las rotulas según ASCE 41-17 para los arriostramientos.

Capítulo 4

Análisis De Resultados

Participación de Masa Modal

Parte de los criterios de revisión para asegurar que la estructura tenga un adecuado comportamiento es garantizar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y que se alcance una participación modal de la masa de al menos 90%. Lo cual se corrobora en la siguiente imagen.

Figura 28

Ratios de participación modal de la masa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.65	0.8511	0	0	0.8511	0	0	0	0.549	1.182E-06	0	0.549	1.182E-06
Modal	2	0.339	0	0.1112	0	0.8511	0.1112	0	0.0428	0	0.0031	0.0428	0.549	0.0031
Modal	3	0.339	0	0.0044	0	0.8511	0.1156	0	0.0017	0	0.0793	0.0445	0.549	0.0824
Modal	4	0.292	1.263E-06	0	0	0.8511	0.1156	0	0	0	0.421	0.0445	0.549	0.5033
Modal	5	0.205	0	0.0993	0	0.8511	0.2149	0	0.2388	0	0	0.2833	0.549	0.5033
Modal	6	0.196	0	2.589E-06	0	0.8511	0.2149	0	5.873E-06	0	0	0.2833	0.549	0.5033
Modal	7	0.179	8.764E-07	5.089E-06	0	0.8511	0.2149	0	1.034E-05	0.0008	0	0.2833	0.5499	0.5033
Modal	8	0.174	0	0.0471	0	0.8511	0.262	0	0.0949	0	2.03E-06	0.3783	0.5499	0.5033
Modal	9	0.165	0	7.82E-07	0	0.8511	0.262	0	1.549E-06	0	0	0.3783	0.5499	0.5033
Modal	10	0.159	0	1.509E-05	0	0.8511	0.262	0	2.572E-05	5.264E-07	0.0163	0.3783	0.5499	0.5197
Modal	11	0.154	0.0001	9.83E-06	0	0.8512	0.262	0	1.534E-05	0.0009	7.294E-06	0.3783	0.5508	0.5197
Modal	12	0.154	1.95E-05	2.754E-06	0	0.8512	0.262	0	4.487E-06	0.0003	1.96E-06	0.3783	0.5511	0.5197
Modal	13	0.146	0	0.0848	0	0.8512	0.3468	0	0.1293	0	8.811E-07	0.5076	0.5511	0.5197
Modal	14	0.106	0.1157	0	0	0.9668	0.3468	0	0	0.3674	0	0.5076	0.9184	0.5197
Modal	15	0.1	0	1.551E-06	0	0.9668	0.3468	0	7.679E-07	7.042E-07	0.0053	0.5076	0.9184	0.5249
Modal	16	0.091	0	2.535E-05	0	0.9668	0.3469	0	3.041E-06	0	0.3693	0.5076	0.9184	0.8943
Modal	17	0.089	0	0.5979	0	0.9668	0.9448	0	0.0544	1.308E-06	2.121E-05	0.562	0.9184	0.8943
Modal	18	0.088	0.0065	0.0001	0	0.9734	0.9449	0	4.016E-06	0.0213	0.0001	0.562	0.9397	0.8944
Modal	19	0.081	2.841E-06	3.099E-05	0	0.9734	0.9449	0	5.454E-07	1.041E-05	0.0604	0.562	0.9398	0.9548

Verificación Deriva

La NEC 15-SE-DS establece que la deriva inelástica máxima permisible debe ser inferior al 2%. Los resultados del análisis, presentados en las figuras siguientes, muestran una deriva

inelástica en la dirección X de 1.21% y en la dirección Y de 0.03%, cumpliendo con los requisitos de la normativa ecuatoriana.

Se destaca que las derivas obtenidas son significativamente menores que el límite máximo establecido por la norma. Esto se atribuye, principalmente, a la necesidad de cumplir con criterios de serviciabilidad, especialmente debido a la presencia del puente grúa, que exige un control estricto de los desplazamientos. Además, la configuración estructural propuesta contribuye a estos resultados: en la dirección Y, los pórticos arriostrados concéntricos (SCBF) proporcionan una alta rigidez a la estructura, y, al enfrentarse a una demanda sísmica baja en esta dirección, las derivas resultan mínimas.

Figura 29

Deriva en sentido X donde se encuentran los pórticos SMF.

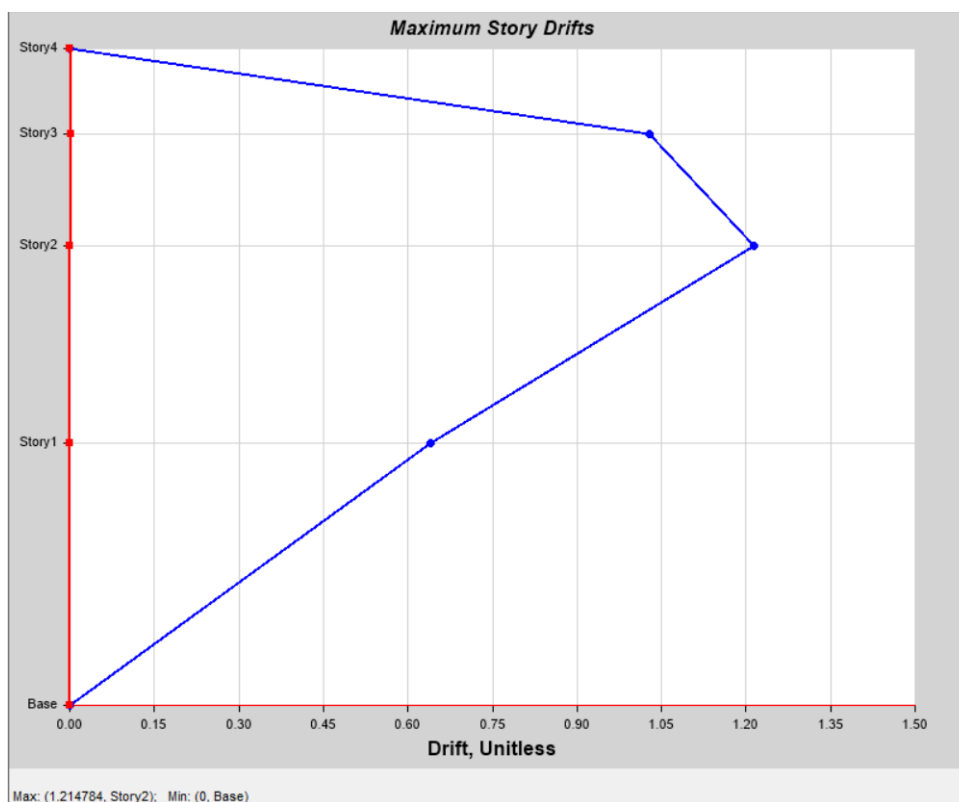
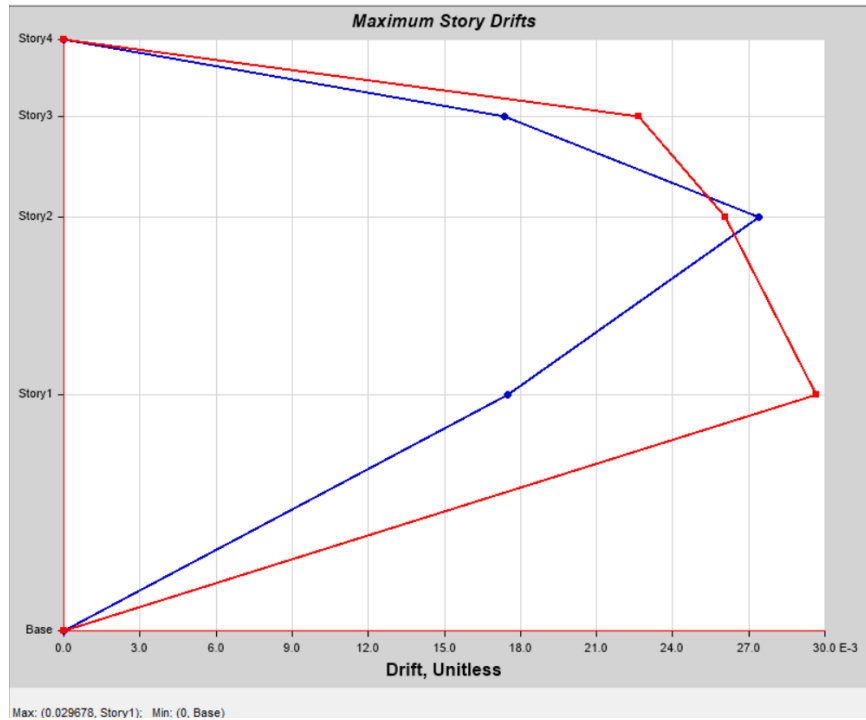


Figura 30

Deriva en sentido Y donde se encuentran los pórticos SCBF.

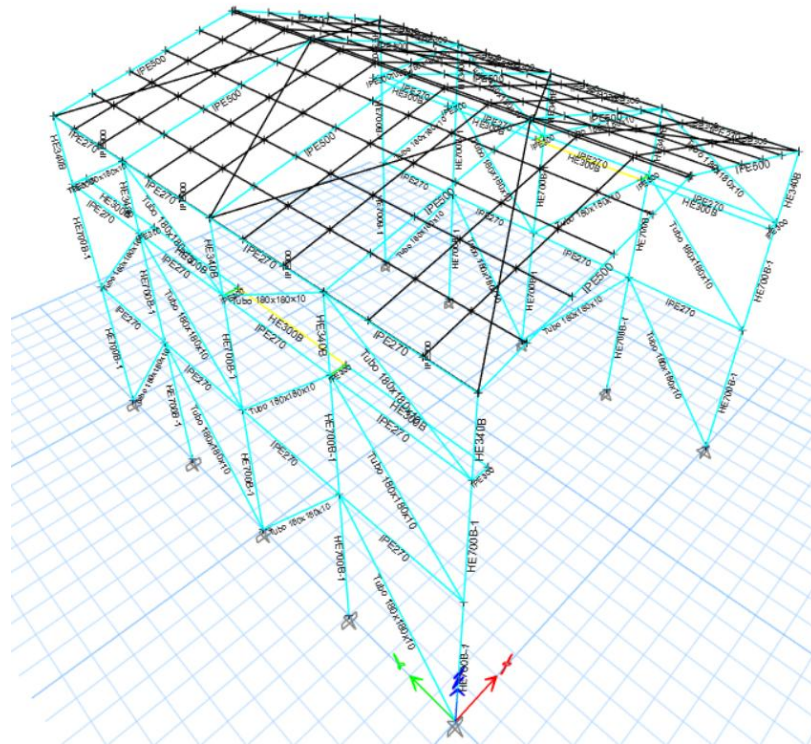


Diseño De Elementos

Se realizó el diseño de los elementos mediante las capacidades del software empleado, como se puede observar en la figura que continua todos los elementos satisfacen las demandas de manera adecuada, incluso se podría decir que deben ser optimizados.

Figura 31

Diseño de elementos por ETABS.



Revisión por serviciabilidad

La presencia del puente grúa en la nave industrial requiere revisiones específicas de serviciabilidad para garantizar su correcto funcionamiento. Aunque la ASCE 7-22 no establece criterios explícitos al respecto (ASCE, 2022), la Guía de Diseño 3 del AISC, en su segunda edición, proporciona consideraciones de serviciabilidad para equipamiento como puentes grúa, las cuales se resumen en la siguiente tabla (AISC, 2015).

Tabla 21

Consideraciones de serviciabilidad por equipamiento.

<i>EQUIPMENT TYPE</i>	<i>STRUCTURAL ELEMENT</i>	<i>DEFORMATION</i>	<i>RECOMMEN- DATION</i>	<i>LOADING</i>
TOP RUNNING CRANES	RUNWAY SUPPORTS	TOTAL INWARD MOVEMENT	1 / 2 IN. MAXIMUM	LL OR 50 YEAR SNOW
	RUNWAY SUPPORTS	TOAL OUTWARD MOVEMENT	1 IN. MAXIMUM	SNOW
	RUNWAY BEAM	HORIZONTAL DEFLECTION	$L / 400$ MAXIMUM	CRANE LATERAL
	RUNWAY BEAM CMAA 'A', 'B' & 'C'	VERTICAL DEFLECTION	$L / 600$ MAXIMUM	CRANE LATERAL STATIC LOAD
	RUNWAY BEAM CMAA 'D'	VERTICAL DEFLECTION	$L / 800$ MAXIMUM	CRANE LATERAL STATIC LOAD
	RUNWAY BEAM CMAA 'E' & 'F'	VERTICAL DEFLECTION	$L / 1000$ MAXIMUM	CRANE LATERAL STATIC LOAD
TOP RUNNING CAB OPERATED	BARE FRAME	DRIFT AT RUNWAY ELEVATION	$H / 100 \leq 1$ -IN. MAXIMUM	CRANE LATERAL OR 10 YR. WIND
TOP RUNNING PENDANT OPERATED	BARE FRAME	DRIFT AT RUNWAY ELEVATION	$H / 240 \leq 1$ -IN. MAXIMUM	CRANE LATERAL OR 10 YR. WIND
UNDERHUNG CRANE	RUNWAY BEAM CMAA 'A', 'B' & 'C'	VERTICAL DEFLECTION	$L / 450$ MAXIMUM	CRANE VERTICAL
JIB CRANE	BOOM	VERTICAL DEFLECTION	$H / 225$ MAXIMUM	CRANE VERTICAL
ELEVATORS	BARE FRAME	DRIFT	$H / 500$ MAXIMUM	10 YEAR WIND
	MACHINE / SHEAVE BEAMS	VERTICAL DEFLECTION	$L / 1666$ MAXIMUM	DL + LL
	MACHINE / SHEAVE BEAMS SUPPORTS	VERTICAL DEFLECTION	$H / 1666$ MAXIMUM	DL + LL

Nota. AISC (2015).

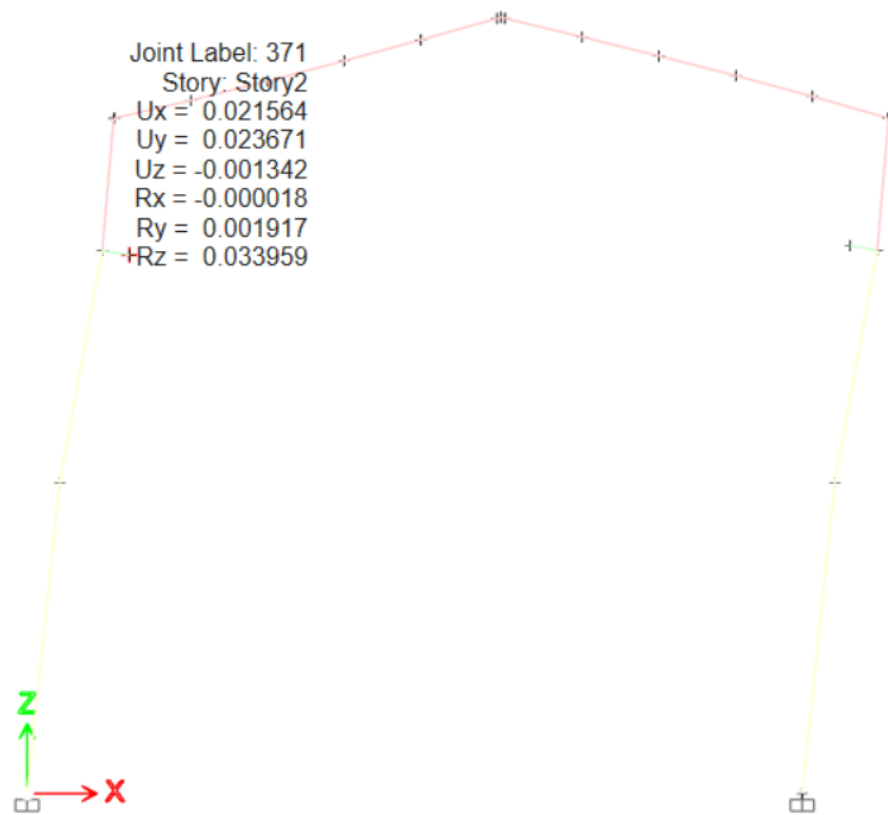
De acuerdo con la tabla anterior, para puentes grúa se debe garantizar que la deriva lateral a la altura de la viga carrilera sea inferior a $H/240H/240H/240$ o a 2.54 cm, considerando la carga lateral del puente grúa, adoptándose el valor más restrictivo. Dado que H es la altura de la columna hasta la viga carrilera, en este caso 14 m, el límite de deriva según $H/24$ es 5.8 cm. Comparado con el límite de 2.54 cm, este último resulta el más crítico.

Los resultados del análisis en ETABS, presentados en la figura siguiente, muestran un desplazamiento lateral a la altura de la viga carrilera inferior a 2.54 cm, cumpliendo con el criterio de serviciabilidad establecido. Sin embargo, satisfacer este requisito implicó un aumento

significativo en las secciones de las columnas, lo que incrementó la rigidez global de la estructura. Como consecuencia, aunque los elementos diseñados en ETABS cumplían con los requisitos de resistencia, se observó que podrían optimizarse. No obstante, dicha optimización no fue posible debido a la restricción impuesta por el criterio de serviciabilidad

Figura 32

Desplazamiento en metros del pórtico debido a la carga lateral del puente grúa.



Análisis No Lineal (Pushover)

A continuación, se presentan los resultados del análisis *pushover*, realizado conforme a los criterios de la FEMA 440 para determinar la curva de capacidad y el punto de desempeño de

la estructura. Este punto, indica el desplazamiento lateral máximo que resistirá una estructura ante efectos sísmicos, se evaluó mediante el método de demanda-capacidad. Dicho método consiste en encontrar la intersección entre un espectro de capacidad y una curva de ductilidad, comparando el resultado con los niveles de desempeño establecidos (Barrera, 2017).

Las curvas *pushover* obtenidas para las direcciones X e Y se muestran a continuación.

Figura 33

Determinación del punto de desempeño en el sentido X.

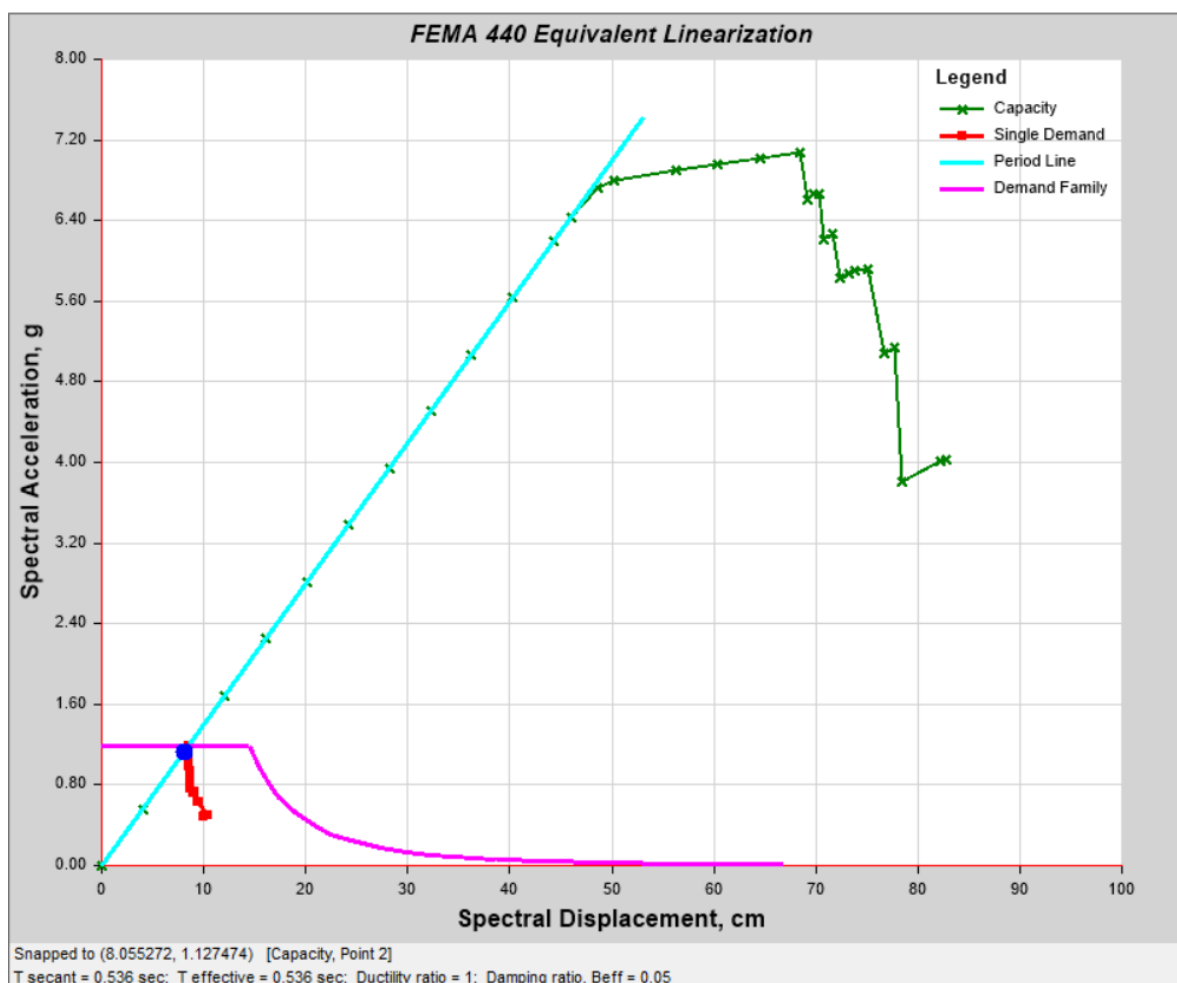


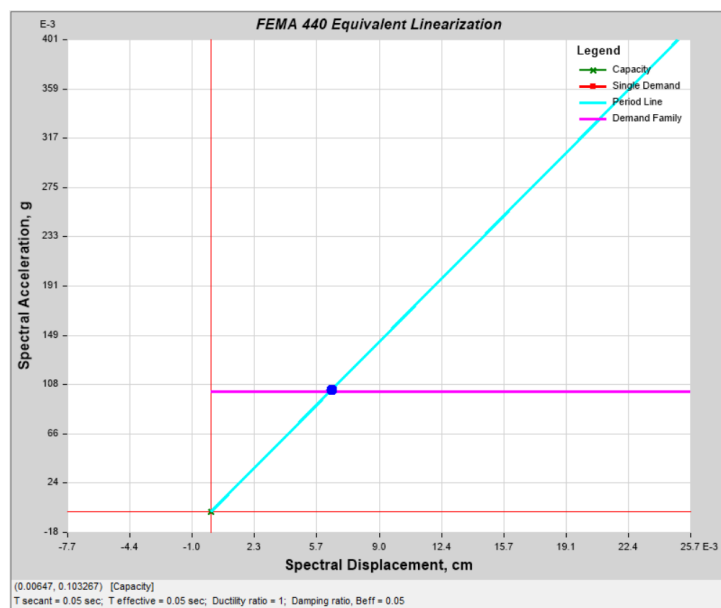
Figura 34

Cortante basal versus desplazamiento, sentido Y.



Figura 35

Determinación del punto de desempeño en el sentido Y.



Nota. Se realizo un zoom considerable a la curva para poder identificar su punto de desempeño.

Figura 36

Determinación del punto de desempeño en el sentido Y, grafica completa.

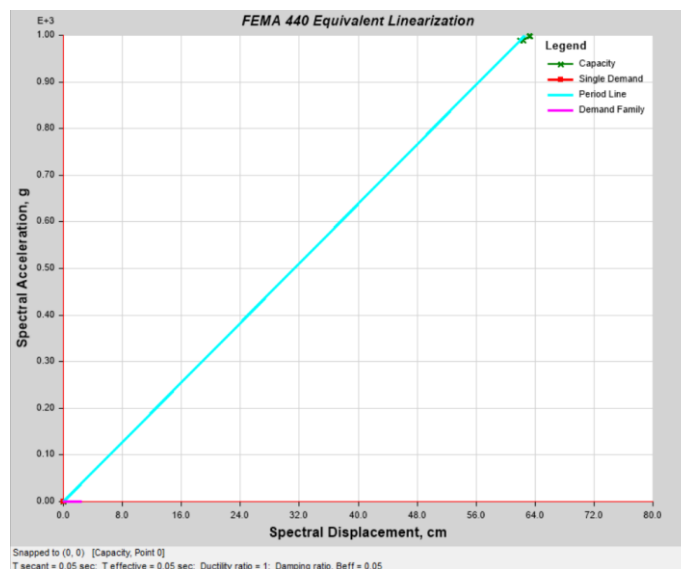
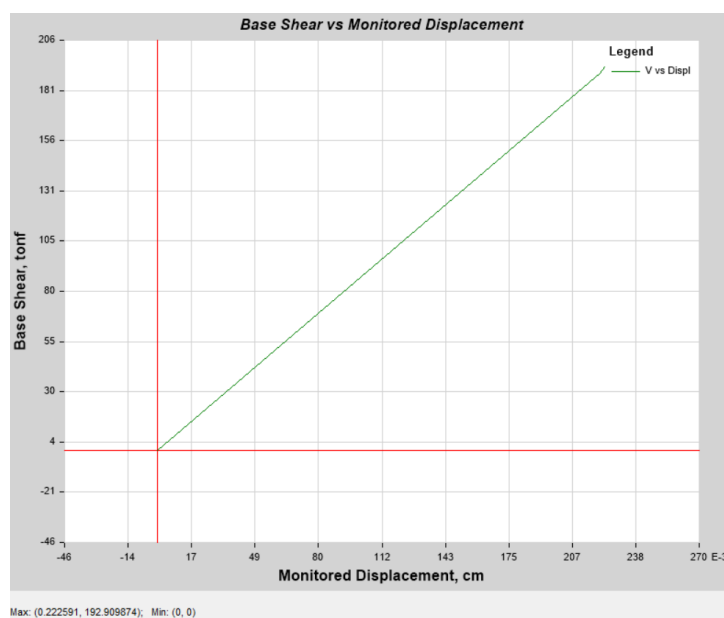


Figura 37

Cortante basal versus desplazamiento, sentido Y.



Las curvas *pushover* presentadas en las figuras anteriores muestran que la estructura opera en el rango elástico en ambas direcciones (X e Y), ya que el punto de desempeño se ubica

en la zona elástica de la curva de capacidad, tanto para los pórticos SMF como para los SCBF. Motivo por el cual no se presentan capturas de las rotulas formadas en los pórticos ya que no se generó ninguna en el punto de desempeño obtenido. Esto además demuestra un nivel de desempeño inmediatamente ocupacional.

Al analizar las curvas de capacidad en ambos sentidos, se observa que la estructura no exhibe un comportamiento dúctil en ninguno de los ejes. Una vez que se alcanza la fluencia y se abandona el rango elástico, el desplazamiento adicional es mínimo, indicando una capacidad limitada para disipar energía. Aproximadamente, mediante una evaluación visual de las curvas, se estima una ductilidad de 1.4 en la dirección X, considerando que la estructura disipa energía hasta un desplazamiento de 84 cm, donde la curva de capacidad decrece significativamente. En la dirección Y, la ductilidad es aún menor, aproximándose a 0. Estos resultados contrastan con las suposiciones de diseño y la configuración estructural planteada, la cual se esperaba que mostrara un comportamiento más dúctil en los análisis no lineales realizados para este caso de estudio.

Se evaluaron diferentes configuraciones de arriostramientos en los pórticos de la dirección Y, obteniendo resultados similares en todos los casos. Debido a esta similitud, se omite su presentación detallada y se expone únicamente el último caso analizado, que se considera representativo.

De manera referencial, en el estudio de Osejo (2018) para una estructura liviana, aporticada con configuración de alta ductilidad se obtuvieron resultados similares. Una estructura que con los resultados del pushover refleja muy baja ductilidad y un punto de desempeño que se ubica en la zona elástica de la curva de capacidad. Referencia que se puede observar en el Anexo 1.

Capítulo 5

Conclusiones

- Se logró desarrollar un enfoque integral para el análisis y diseño sismorresistente de una nave industrial en Ecuador, incorporando pórticos dúctiles (SMF y SCBF) y la presencia de un puente grúa. Este planteamiento se sustentó en una revisión exhaustiva de literatura de diversos países y en una base teórica sólida, analizando y adaptando normativas internacionales al contexto ecuatoriano. Con la metodología propuesta, que incluyó análisis lineales y no lineales, se pudo verificar el comportamiento de la estructura y su desempeño ante diversas cargas, siendo las más relevantes las sísmicas, las del puente grúa y las de viento.
- La comparación de normativas (NEC 2015, NSR-10, NCh 1537, E.020 y ASCE 7-22) reveló que la normativa ecuatoriana presenta una ausencia total de disposiciones específicas para cargas vivas móviles, como las generadas por puentes grúa. Las normativas latinoamericanas analizadas muestran criterios básicos, pero carecen de claridad y profundidad. En contraste, la norma ASCE 7-22 ofrece un marco detallado y riguroso, con definiciones precisas (por ejemplo, carga máxima por rueda) y clasificaciones según el tipo de grúa, siendo la norma adoptada como referencia para este estudio. No obstante, esta norma no presenta criterios de revisión por serviciabilidad; en cambio, esta deficiencia fue suplida por la Guía de Diseño 3 del AISC (AISC, 2015). Todo lo mencionado subraya la necesidad de actualizar la NEC 2015 para abordar estas cargas de manera adecuada.

- El análisis de normativas en cuanto a cargas por viento se realizó contrastando la NEC 2015 y la ASCE 7-22. Esta comparación evidenció lo básica y escueta que es la norma ecuatoriana; por ejemplo, no presenta un mapa de velocidades básicas del viento para el país. Esto puede dar lugar a subestimaciones o sobrestimaciones de esta carga, lo que podría llevar a diseños subóptimos de diferentes estructuras, siendo un posible caso representativo el de estructuras livianas o aporticadas. Por tanto, si bien la norma ASCE 7-22 tiene un análisis mucho más avanzado y considera diferentes factores que la norma ecuatoriana no incluye, se hace un énfasis en que se dé el primer paso para mejorar la normativa del país, siendo este paso la definición de un mapa de velocidades básicas.
- Los análisis estático lineal y modal espectral demostraron que la estructura tiene un comportamiento que cumple con la normativa local. No obstante, es importante mencionar que se obtuvieron derivas bastante menores a la máxima permitida por la norma. Esto se atribuye a la alta rigidez aportada por los sistemas estructurales, en el sentido Y sobre todo por los pórticos SCBF. Además, para cumplir con los requisitos de serviciabilidad por el puente grúa, aumentaron las secciones, lo que incrementó la rigidez de la estructura, especialmente en el sentido X.
- El análisis *pushover* mostró que la estructura no se comporta de manera dúctil. Específicamente, el punto de desempeño para ambos sentidos se encontró dentro del rango elástico en la curva de capacidad. En el tema de ductilidad, la estructura en ningún sentido logra desplazamientos considerables más allá del desplazamiento de fluencia, lo que otorgó valores de ductilidad aproximados

entre 0 (Y) y 1.5 (X). Esto contrasta con los análisis no lineales realizados, ya que estos partieron de la idea de una estructura altamente dúctil por los pórticos especiales utilizados y, por tanto, se usaron valores del coeficiente de reducción de respuesta sísmica R elevados. Por lo tanto, el análisis *pushover* reveló que la estructura no se comporta como fue concebida y, por ende, no es óptima ni aprovecha la capacidad dúctil que el detallamiento de los pórticos especiales brinda. Por todo lo mencionado, se concluye que brindar capacidad dúctil a esta estructura y, generalizando a estructuras similares de naves industriales mediante pórticos especiales, no representaría un diseño óptimo o adecuado desde el punto de vista ingenieril, ya que no se aprovecha esta capacidad de ductilidad a pesar de que se cumpla con la normativa en diseño.

- Este estudio busca proveer diferentes criterios y herramientas para el análisis y diseño de naves industriales con puente grúa, haciendo énfasis en la falta de normatividad en cargas vivas móviles y los escasos comentarios para cargas de viento. El objetivo es que se promueva la mejora de la Norma Ecuatoriana de la Construcción con las revisiones vistas en el presente trabajo de titulación.

Recomendaciones

- Se recomienda que las autoridades competentes, como el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, trabajen en la actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) para incluir disposiciones específicas sobre cargas vivas móviles, como las generadas por puentes grúa. Estas disposiciones deberían abarcar definiciones claras (por ejemplo, carga máxima por rueda), factores de impacto según el tipo de grúa y criterios de serviciabilidad, tomando como referencia estándares internacionales como la

ASCE 7-22. Asimismo, se sugiere la creación de un mapa de velocidades básicas del viento para Ecuador, considerando las condiciones geográficas y climáticas del país, para evitar subestimaciones o sobreestimaciones de las cargas de viento que puedan comprometer la seguridad de estructuras como naves industriales o torres de telecomunicación.

- Dado que el análisis *pushover* reveló una ductilidad limitada en la estructura, a pesar de usar pórticos especiales (SMF y SCBF), se recomienda que los ingenieros estructurales en Ecuador incorporen análisis no lineales como práctica estándar en el diseño de naves industriales, especialmente en zonas de alta sismicidad. Esto permitirá una evaluación más precisa del desempeño sísmico y ayudará a identificar si las configuraciones estructurales propuestas realmente aprovechan la capacidad dúctil esperada, evitando diseños que, aunque cumplan con la normativa, no sean óptimos desde el punto de vista ingenieril.
- Los resultados de este estudio mostraron que los estrictos requisitos de serviciabilidad impuestos por el puente grúa aumentaron la rigidez de la estructura, limitando su ductilidad. Por ello, se recomienda que, en el diseño de naves industriales con puentes grúa, se busque un equilibrio entre los criterios de serviciabilidad (como los límites de desplazamiento lateral) y la capacidad de disipación de energía.
- Hasta que la NEC 2015 sea actualizada, se recomienda a los diseñadores estructurales complementar los requisitos locales con estándares internacionales como la ASCE 7-22 para cargas vivas móviles y de viento, y la Guía de Diseño 3 del AISC (AISC, 2015) para criterios de serviciabilidad. Esto

garantizará diseños más seguros y funcionales, especialmente en un contexto sísmico como el ecuatoriano, donde las normativas actuales presentan vacíos significativos.

- Con base en los resultados obtenidos en el presente trabajo de titulación se recomienda el uso de pórticos a momento ordinarios (OMF por sus siglas en inglés: Ordinary Momento Frames), que presentan una ductilidad limitada, para el análisis, diseño y construcción de estructura livianas similares a la nave industrial analizada. Debido a que dotar a estructuras similares con un detallamiento orientado a la alta ductilidad no es óptimo, encarecería los costos de construcción sin aprovechar plenamente su capacidad disipativa de energía dado el comportamiento predominantemente elástico observado en el análisis pushover. Por tanto, como una estrategia para optimizar el uso de materiales, mano de obra y economizar las estructuras de naves industrial con configuraciones similares a la presentada en este estudio se sugiere emplear pórticos con poca ductilidad (OMF). Esta medida permitiría de manera general reducir los costos de la inversiones en el sector industrial, lo que conllevaría a incentivar la economía en una gama amplia de aspectos y promovería el desarrollo nacional.

Referencias Bibliográficas

- AISC. (2015). *Design Guide 3: Serviceability Design Considerations for Steel Buildings* (2nd ed.). American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2022a). *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-22)*. American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2022b). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-22)*. American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*. American Society of Civil Engineers.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá, Colombia.
- Abad, S., Flores, F., & Maza, F. (2021). Análisis del método para encontrar el punto de desempeño en una estructura propuesto en la ASCE 41-17 NSP. Universidad del Azuay, Cuenca - Ecuador.
- Barrera, P. (2017). Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la Norma E.030, usando criterios de Visión 2000. Universidad César Vallejo, Perú.
- FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Federal Emergency Management Agency.

- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *NCh 1537: Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso*. Santiago, Chile.
- JASO Industrial Cranes. (n.d.). *Catálogo JASO Industrial Cranes*. Recuperado el 4 de abril de 2025, de <https://jasoindustrial.com/es-es/servicios/descargas/catalogo-jaso-industrial-cranes.pdf>
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). [Título del artículo, probablemente "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation"]. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464. (Nota: Verifica el título y la revista)
- Kubiec. (n.d.). *Kutermico*. Recuperado el 4 de abril de 2025, de <https://kubiec.com/kutermico/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015)*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020a). *Norma Técnica Peruana E.020: Cargas*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020b). *Norma Técnica Peruana E.090: Estructuras Metálicas*. Lima, Perú.
- Osejo, G. (2018). *Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría* [Tesis de maestría, Universidad de los Andes].
<https://repositorio.uniandes.edu.co/server/api/core/bitstreams/fc2aaad8-e31c-48f1-ac90-c84038b302c3/content>

ANEXOS

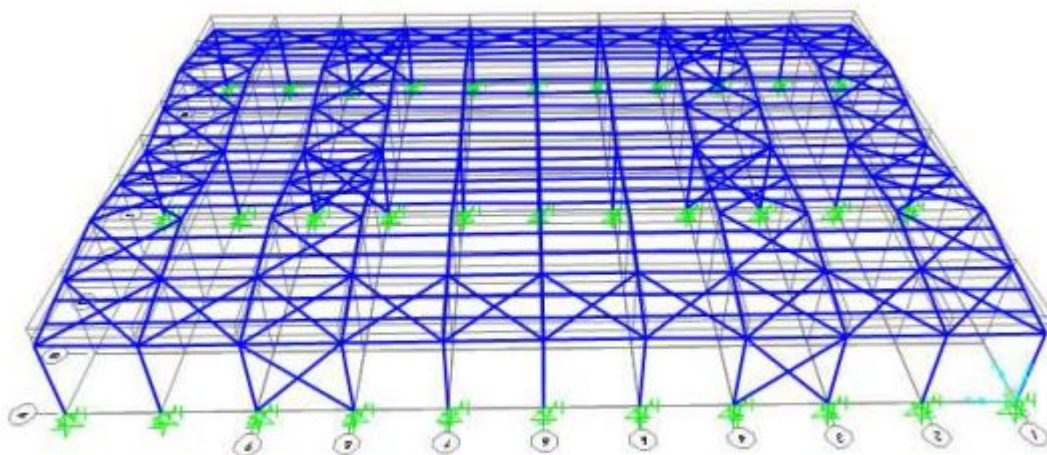
ANEXO 1

Estudio referencial

Los resultados del análisis pushover obtenidos en este trabajo de titulación coinciden de manera referencial con los presentados en la tesis de maestría de Osejo (2018), titulada Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría, desarrollada en la Universidad de los Andes, Colombia. Osejo (2018) planteo una configuración estructural tipo Nave Industrial con pórticos dúctiles, SMF en dirección X y pórticos SCBF en dirección Y.

Figura A1

Modelo estructural del proyecto de grado de Osejo.

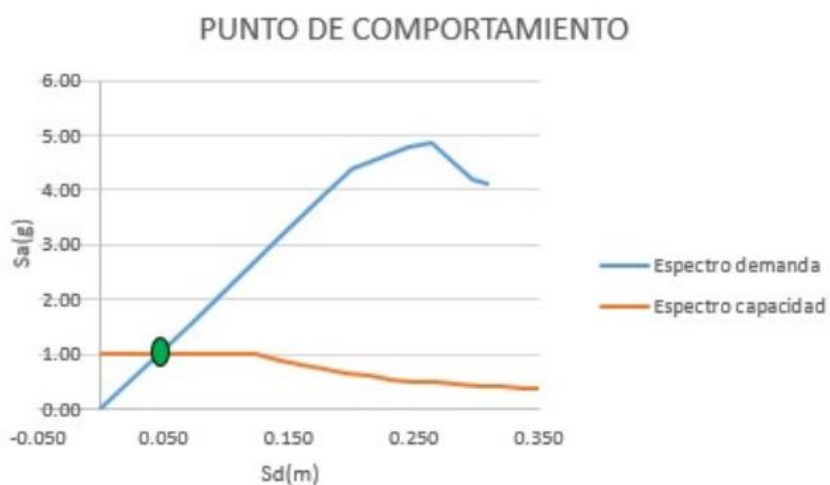


Nota. Osejo (2018). Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría [Tesis de maestría, Universidad de los Andes].

A continuación, se presentan los resultados del proyecto de Osejo (2018) en cuanto al punto de desempeño de la estructura en ambas direcciones y la ductilidad obtenida, los cuales se comparan con los de este estudio

Figura A2

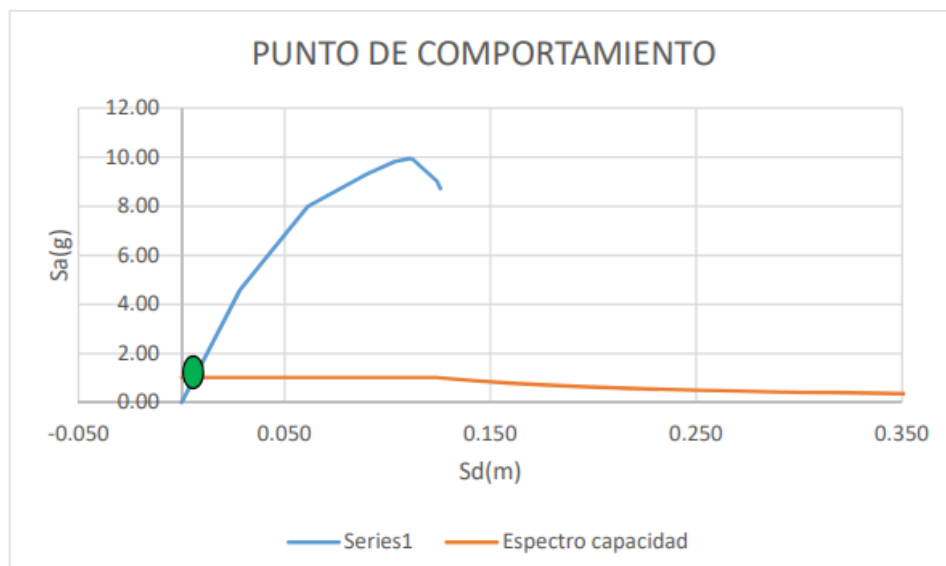
Punto de desempeño en sentido X del proyecto de grado de Osejo.



Nota. Osejo (2018). Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría [Tesis de maestría, Universidad de los Andes].

Figura A3

Punto de desempeño en sentido Y del proyecto de grado de Osejo.



Nota. Osejo (2018). Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría [Tesis de maestría, Universidad de los Andes].

Tabla 22

Ductilidad de la estructura del proyecto de grado Osejo.

	Dirección X	Dirección Y
μ	1.72	2.20

Nota. Osejo (2018). Análisis y diseño no lineal de la plaza de mercado Santamaría [Tesis de maestría, Universidad de los Andes].

Los resultados de Osejo (2018) muestran que la estructura presenta una ductilidad muy baja en ambas direcciones y que el punto de desempeño se encuentra en el rango elástico, resultados referenciales, y similares a los hallazgos de este trabajo de titulación. La principal diferencia radica en que el proyecto colombiano no considera la presencia de un puente grúa, lo que influye en los criterios de serviciabilidad y las demandas de diseño.