

Fiorela Vilcas

TESIS CON DEPOSITO

 Efecto de las cargas de viento en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña ...

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::3117:627740650

Fecha de entrega

21 sept 2026, 17:27 GMT-5

Fecha de descarga

21 sept 2026, 17:37 GMT-5

Nombre del archivo

TESIS CON DEPOSITO.docx

Tamaño del archivo

8.8 MB

208 páginas

39.299 palabras

221.478 caracteres

17% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 17%  Fuentes de Internet
- 5%  Publicaciones
- 0%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Fuentes principales

- 17% Fuentes de Internet
- 5% Publicaciones
- 0% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	Internet	hdl.handle.net	2%
2	Internet	repositorio.utea.edu.pe	2%
3	Internet	www.lcivil.com	1%
4	Internet	repositorio.unsa.edu.pe	<1%
5	Internet	edoc.pub	<1%
6	Internet	es.slideshare.net	<1%
7	Internet	repositorio.ucsm.edu.pe	<1%
8	Internet	www.coursehero.com	<1%
9	Internet	repositorio.ucv.edu.pe	<1%
10	Internet	cict.umcc.cu	<1%
11	Internet	es.scribd.com	<1%

12	Internet	kipdf.com	<1%
13	Internet	tesis.ucsm.edu.pe	<1%
14	Internet	repositorio.unap.edu.pe	<1%
15	Internet	creativecommons.org	<1%
16	Internet	ribuni.uni.edu.ni	<1%
17	Internet	repository.udistrital.edu.co	<1%
18	Internet	www.ptolomeo.unam.mx:8080	<1%
19	Internet	conosce.osce.gob.pe	<1%
20	Internet	repositorio.unc.edu.pe	<1%
21	Internet	canacero.org.mx	<1%
22	Internet	pure.udem.edu.mx	<1%
23	Internet	repositorio.uniceub.br	<1%
24	Internet	repositorio.urp.edu.pe	<1%
25	Publicación	Azambuja, Eduardo Bicudo de Castro(Sánchez, José Manoel Morales). "A torre de ...	<1%

26	Internet	www.passeidireto.com	<1%
27	Internet	repositorio.udh.edu.pe	<1%
28	Internet	documentos.uru.edu	<1%
29	Internet	repositorio.utc.edu.ec	<1%
30	Internet	renati.sunedu.gob.pe	<1%
31	Internet	www.repositorio.usac.edu.gt	<1%
32	Internet	cdn.www.gob.pe	<1%
33	Internet	www.slideshare.net	<1%
34	Internet	revistas.unj.edu.pe	<1%
35	Internet	biblioteca.usac.edu.gt	<1%
36	Internet	ingenieriamecanica.cujae.edu.cu	<1%
37	Internet	repositorio.upp.edu.pe	<1%
38	Internet	repositorio.unp.edu.pe	<1%
39	Internet	riuap.ujap.edu.ve	<1%

40	Internet	ccsiegen.com	<1%
41	Internet	repositorio.uap.edu.pe	<1%
42	Internet	dspace.unl.edu.ec	<1%
43	Internet	moam.info	<1%
44	Internet	idoc.pub	<1%
45	Internet	repositorio.ucs.br	<1%
46	Internet	repositorio.upla.edu.pe	<1%
47	Internet	repositorio.unfv.edu.pe	<1%
48	Internet	repositorio.unamba.edu.pe	<1%
49	Internet	qdoc.tips	<1%
50	Internet	revistas.intec.edu.do	<1%
51	Publicación	Ccama Tipo, Flora. "Gestión por competencias y la calidad de servicios a usuarios ..."	<1%
52	Internet	tesis.usat.edu.pe	<1%
53	Internet	www.freshports.org	<1%

54	Internet	repositorio.continental.edu.pe	<1%
55	Internet	www.doccity.com	<1%
56	Internet	www.researchgate.net	<1%
57	Internet	repositorio.upse.edu.ec	<1%
58	Internet	www.dgip.unach.mx	<1%
59	Publicación	Trujillo Neyra, Luis Alberto. "Comparativo de problemática del control interno de ...	<1%
60	Internet	eitiperu.minem.gob.pe	<1%
61	Internet	fr.scribd.com	<1%
62	Internet	repositorio.ug.edu.ec	<1%
63	Internet	repositorioacademico.upc.edu.pe	<1%
64	Internet	repositorio.unprg.edu.pe	<1%
65	Internet	repositorio.uss.edu.pe	<1%
66	Internet	riha.cujae.edu.cu	<1%
67	Internet	www4.congreso.gob.pe	<1%

68	Internet	documents.mx	<1%
69	Internet	ebin.pub	<1%
70	Internet	www.dspace.espol.edu.ec	<1%
71	Internet	pdfcookie.com	<1%
72	Internet	www.powtoon.com	<1%
73	Internet	dspace.unitru.edu.pe	<1%
74	Internet	emusapabancay.com.pe	<1%
75	Internet	www.scribd.com	<1%
76	Publicación	Antonio Coronel Molina, Grisel Yuli Soria Maruri, Yony Farfan Robles, Raineri Roja...	<1%
77	Internet	dspace.esPOCH.edu.ec	<1%
78	Internet	pdfcoffee.com	<1%
79	Internet	documentop.com	<1%
80	Internet	jornadasaie.org.ar	<1%
81	Internet	repositorio.ujcm.edu.pe	<1%

82	Internet	repositorio.uni.edu.pe	<1%
83	Internet	repositoriobibliotecas.uv.cl	<1%
84	Publicación	"Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Pultruded Fiber Reinforced Polyme...	<1%
85	Publicación	Galindo, Ernesto Espinoza. "El Valor que los Egresados Perciben Haber Adquirido ...	<1%
86	Internet	repositorio.uisek.edu.ec	<1%
87	Internet	fdocuments.ec	<1%
88	Internet	apirepositorio.unh.edu.pe	<1%
89	Internet	repositorio.isil.pe	<1%
90	Internet	repositorio.unjbg.edu.pe	<1%
91	Internet	repositorio.usmp.edu.pe	<1%
92	Internet	sib.ucab.edu.ve	<1%
93	Internet	catalogo-gy.ucab.edu.ve	<1%
94	Internet	p.pdfdokument.com	<1%
95	Publicación	Garabito Monteagudo, Edwin Joel. "Efectos del canon minero sobre el desarrollo s...	<1%

96	Publicación	José Luis Olivo-Franco. "Modelo de supervisión educativa para dinamizar instituci...	<1%
97	Internet	doctiktak.com	<1%
98	Internet	doczz.es	<1%
99	Internet	redined.educacion.gob.es	<1%
100	Publicación	Miguel A. Jaimes, A. David García-Soto, J. Osvaldo Martín del Campo, Adrián Pozos...	<1%
101	Internet	biblioteca2.ucab.edu.ve	<1%
102	Internet	ciiber.org	<1%
103	Internet	repositorio.ulatina.ac.cr	<1%
104	Internet	virtual.urbe.edu	<1%
105	Publicación	Aguilar, Milagros del Pilar Angulo. "Percepciones y Acciones Frente al Evento El Ni...	<1%
106	Internet	convencion.uclv.cu	<1%
107	Internet	es.wn.com	<1%
108	Internet	noesis.uis.edu.co	<1%
109	Internet	repositorio.unajma.edu.pe	<1%

110	Internet	repositorio.unsaac.edu.pe	<1%
111	Internet	www.datosabiertos.gob.pe	<1%
112	Publicación	María Camila Carrascal-Jiménez, Geraldine Cifuentes-Tarquino, Federico Alejandr...	<1%
113	Internet	repositorio.autonoma.edu.pe	<1%
114	Internet	vdocuments.mx	<1%
115	Internet	www.armaghelectrical.com	<1%
116	Internet	www.documentation.ird.fr	<1%
117	Internet	www.geniolandia.com	<1%
118	Internet	www.revistas.udb.edu.sv	<1%
119	Publicación	HYGEOMIN PERU S.A.C.. "PAD de la Línea de Transmisión 138 kV L-1115, S.E.T. Truj...	<1%
120	Internet	core.ac.uk	<1%
121	Internet	dokumen.pub	<1%
122	Internet	dspace.uazuay.edu.ec	<1%
123	Internet	homini-lupus.webcindario.com	<1%

124	Internet	id.scribd.com	<1%
125	Internet	repositorio.monterrico.edu.pe	<1%
126	Internet	repositorio.ucc.edu.ni	<1%
127	Internet	repositorio.unal.edu.co	<1%
128	Internet	upc.aws.openrepository.com	<1%
129	Internet	www.cne.cl	<1%
130	Internet	www.livrosdeengenharia.com.br	<1%
131	Publicación	Alfonso García, Robert Andrés. "Caracterización energética para la evaluación de ...	<1%
132	Publicación	Cano Angeles, Lelis Rodolfo. "Representaciones matemáticas utilizando material ...	<1%
133	Publicación	Cardenas Hanco, Henda Yioryia. "El presupuesto público y su incidencia en el cos...	<1%
134	Publicación	Honrubia Escribano, An. "Contribuciones y analisis normativo para la integracion ...	<1%
135	Internet	davixu.iespana.es	<1%
136	Internet	doaj.org	<1%
137	Internet	docplayer.es	<1%

138	Internet	dspace.unach.edu.ec	<1%
139	Internet	rcientificas.uninorte.edu.co	<1%
140	Internet	repositorio.uancv.edu.pe	<1%
141	Internet	repositorio.unh.edu.pe	<1%
142	Internet	repositorio.unica.edu.pe	<1%
143	Internet	revistasinvestigacion.unmsm.edu.pe	<1%
144	Internet	s3-sa-east-1.amazonaws.com	<1%
145	Internet	usuarios.netgate.com.uy	<1%
146	Internet	www.airbnb.am	<1%
147	Internet	www.grafiati.com	<1%
148	Internet	www.inti.gov.ar	<1%

2

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

Efecto de las cargas de viento en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay - 2023

Asesor:

Mag. Horacio Fernando Antonio Hassan Cornejo Rosales

Autores:

Gutierrez Becerra Gianfranco Nehru

Vilca Vargas Fiorella Magenda

Para optar el título profesional de: Ingeniero Civil

2

Abancay – Apurímac – Perú

2026

Acta de Sustentación

Reporte de Similitud



Página 2 de 238 - Descripción general de integridad

Identificador de la entrega trn:oid::3117:544251723

25% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▢ Bibliografía
- ▢ Texto citado
- ▢ Coincidencias menores (menos de 8 palabras)

Fuentes principales

- 20%  Fuentes de Internet
- 6%  Publicaciones
- 20%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión:

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algún extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.



Página 2 de 238 - Descripción general de integridad

Identificador de la entrega trn:oid::3117:544251723

Metadatos

Datos del Autor	
Apellidos y nombre	: Gutierrez Becerra, Gianfranco Nehru
	: Vilca Vargas, Fiorella Magenda
Tipo de documento de identidad	: DNI
Numero de documento de identidad	: 70207118
	: 74119104
URL ORCID	: https://orcid.org/0009-0008-1686-810X
	: https://orcid.org/0009-0009-1252-3216
Datos del Asesor	
Apellidos y nombre	: Mag. Cornejo Rosales, Horacio Fernando Antonio Hassan
Tipo de documento de identidad	: DNI
Numero de documento de identidad	: 07762587
URL ORCID	: https://orcid.org/0000-0003-0105-0096
Datos de la Investigación	
Facultad	: Ingeniería
Escuela profesional	: Ingeniería Civil
Línea de Investigación	: Gestión de la Infraestructura para el Desarrollo Sostenible
Rango de años en que se realizó la Investigación	: 2023-2024
Fuente de financiamiento	: Autofinanciado
Porcentaje de similitud	: 25%
URL de OCED	: https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.01

Dedicatoria

Dedico este trabajo a mi padre Francisco, quien, aunque ya no este físicamente, vive en cada uno de mis logros y decisiones. A mi madre Miriam, por su amor incondicional y por nunca soltar mi mano, incluso en momentos difíciles. A mi hermano Bryan, por su compañía silenciosa pero firme y por creer en mí. Y a mi pareja Fiorella, por su paciencia, comprensión y apoyo en cada etapa de este proceso. Les dedico a ustedes este trabajo por ser el motor para seguir triunfando en la vida.

Gianfranco N. Gutierrez Becerra

Dedico este trabajo a mi familia, quienes han sido los cimientos sobre los cuales he construido cada uno de mis logros. A mi madre, Zulma, por su fortaleza y por enseñarme el valor de la disciplina, responsabilidad y perseverancia. A mis hermanas, Sumaya y Estrella, por su cariño y apoyo incondicional. A mi Gianfranco, compañero de vida y de tesis, por su compromiso, paciencia y dedicación durante este camino. Gracias por compartir conmigo cada desafío y demostrar que los grandes logros se construyen con esfuerzo, confianza y amor. Este logro, que representa la culminación de mi formación como Ingeniera Civil, también es de ustedes, por acompañarme siempre con su amor y apoyo incondicional.

Fiorella M. Vilca Vargas

Agradecimiento

126 Agradecer a Dios por darnos las fuerzas, la salud y perseverancia para alcanzar esta meta, a nuestras familias, por su apoyo incondicional, su apoyo constante y su confianza. Les agradecemos por ser nuestra principal fuente de inspiración y motivación a lo largo de este camino.

A nuestro asesor Ing. Hugo Virgilio Acosta Valer, por su valiosa orientación, dedicación, compromiso y paciencia. Sus comentarios y sugerencias fueron fundamentales para el desarrollo de este trabajo.

A la Municipalidad Provincial de Abancay, por permitirnos acceder a la información necesaria para lograr los objetivos de la presente tesis.

141 Finalmente, agradecemos a nuestra alma mater la Universidad Tecnológica de los Andes, quien en nuestra etapa de estudio nos permitió tener un roce internacional y para con ello ver nuestra carrera de otra perspectiva, a nuestros docentes de la carrera profesional de Ingeniería Civil, quienes con su enseñanza nos brindaron conocimiento, habilidades y experiencias que son fundamentales en nuestro desarrollo profesional.

9

Resumen

En la presente tesis se tuvo como objetivo principal determinar en qué medida influye el efecto de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay. Se buscó comprender el comportamiento estructural frente a la acción del viento, evaluando el diseño bajo ambas normativas. Para ello, se sometieron tres estructuras metálicas, correspondientes a proyectos ejecutados por la Municipalidad Provincial de Abancay, a cargas de viento calculadas según ambas normas. La metodología empleada fue de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo, nivel explicativo y diseño no experimental, enmarcada dentro del método hipotético-deductivo. A partir de ello, se obtuvieron resultados que evidenciaron que la norma peruana E.020 genera mayores valores de presión de viento, lo cual se traduce en desplazamientos laterales y esfuerzos internos más elevados, así como en ratios de diseño más exigentes. En contraste, la NBR 6123, al incorporar criterios adicionales para la estimación de las cargas de viento, proporcionó resultados más moderados sin comprometer la estabilidad estructural. Por lo tanto, se concluye que la normativa aplicada influye de manera significativa en el comportamiento estructural de las coberturas metálicas livianas, evidenciándose que la E.020 tiende a considerar cargas de viento más conservadoras, mientras que la NBR 6123 incorpora criterios que permiten una estimación diferenciada de dichas cargas.

Palabras clave: cargas, viento, estructuras, metálicas, coberturas.

9

125

Abstract

The main objective of this thesis was to determine the extent to which wind loads influence the behavior of light steel roof structures by applying the Peruvian Standard E.020 and the Brazilian Standard NBR6123 in the city of Abancay. The study sought to understand the structural response to wind action by evaluating the design under both standards. For this purpose, three steel structures, corresponding to projects carried out by the Provincial Municipality of Abancay, were subjected to wind loads calculated according to both standards. The methodology employed was of an applied type, with a quantitative approach, an explanatory level, and a non-experimental design, framed within the hypothetical-deductive method. Based on this, results were obtained that showed that the Peruvian Standard E.020 generates higher wind pressure values, which translates into greater lateral displacements and higher internal forces, as well as more demanding design ratios. In contrast, NBR 6123, by incorporating additional criteria for the estimation of wind loads, provided more moderate results without compromising structural stability. Therefore, it is concluded that the standard applied significantly influences the structural behavior of light steel roof structures, showing that Standard E.020 tends to consider more conservative wind loads, whereas NBR 6123 incorporates criteria that allow a differentiated estimation of such loads.

Keywords: loads, wind, structures, metal, roofs.

Índice general

Acta de Sustentación.....	ii
Reporte de Similitud.....	iii
Metadatos	iv
Dedicatoria	v
Agradecimiento	vi
Resumen.....	vii
Abstract.....	viii
Índice general.....	ix
Índice de tablas.....	xiv
Índice de figuras.....	xviii
Índice de anexos	xxii
I. Introducción	23
II. Planteamiento del Problema	25
2.1 Descripción y formulación del problema:	25
2.2 Objetivos	30
2.2.1. Objetivo general	30
2.2.2. Objetivos específicos.....	31
2.3 Justificación e importancia.....	31

27	2.4 Hipótesis.....	33
	2.4.1. Hipótesis general	33
	2.4.2. Hipótesis específicas	33
	2.5 Variables.....	34
	2.5.1. Variable independiente.....	34
2	2.5.2. Variable dependiente.....	34
	III. Marco Teórico.....	39
	3.1 Antecedentes de Investigación.....	39
	3.1.1. A nivel internacional	39
	3.1.2. A nivel nacional	43
	3.1.3. A nivel regional y local	46
	3.2 Bases Teóricas.....	46
	3.2.1. El viento	46
	3.2.2. Efectos del viento en estructuras.....	50
	3.2.3. Análisis del RNE norma E.020	57
	3.2.4. Análisis de la norma brasileña NBR 6123	62
	3.2.5. Estructuras Metálicas	72
	3.2.6. Estructuras metálicas de cobertura liviana.....	86
	3.2.7. Especificaciones de los códigos de construcción.....	88
	3.2.8. Métodos de diseño.....	90

3.2.9.	Cargas, factores de carga y combinaciones de cargas.....	91
3.2.10.	Desplazamientos laterales	92
3.2.11.	Solicitaciones a tracción y compresión	93
3.2.12.	Ratios de diseño	101
3.2.13.	SAP 2000 2021 V1.....	101
3.3	Definición de términos	102
IV.	Metodología	106
4.1	Tipo y nivel de investigación	106
4.1.1.	Tipo de investigación	106
4.1.2.	Nivel de investigación.....	106
4.1.3.	Diseño de la investigación.....	106
4.2	Ámbito temporal y espacial.....	107
4.2.1.	Ámbito temporal	107
4.2.2.	Ámbito espacial.....	107
4.3	Población, muestra y muestreo.....	108
4.3.1.	Población.....	108
4.3.2.	Muestras	109
4.4	Instrumentos	110
4.4.1.	Técnicas.....	110
4.4.2.	Instrumentos	111

2	4.5 Procedimientos	112
	4.6 Análisis de datos.....	113
	4.6.1. Prueba de hipótesis.....	113
	4.6.2. Procedimiento utilizado en las pruebas de hipótesis.....	114
2	4.7 Consideraciones éticas	118
	V. Resultados y discusión	119
	5.1 Resultados	119
59	5.1.1. Del objetivo específico N° 01	119
	5.1.2. Del objetivo específico N° 02	121
	5.1.3. Del objetivo específico N° 03	123
	5.1.4. Del objetivo específico N° 04	165
	5.2 Discusión de resultados.....	173
	5.2.1. Discusión de los resultados del objetivo específico N° 01	173
	5.2.2. Discusión de los resultados del objetivo específico N° 02	175
	5.2.3. Discusión de los resultados de los objetivos específicos N° 03 y N° 04 ...	176
54	5.3 Prueba de hipótesis.....	179
	5.3.1. Hipótesis general	179
1	5.3.2. Hipótesis específica N° 01	180
	5.3.3. Hipótesis específica N° 02	182
	5.3.4. Hipótesis específica N° 03	185

5.3.5. Hipótesis específica N° 04	189
---	-----

VI. Conclusiones	192
-------------------------------	------------

VII. Recomendaciones	196
-----------------------------------	------------

VIII. Referencias Bibliográficas	199
---	------------

IX. Anexos	206
-------------------------	------------

Índice de tablas

Tabla 1 Matriz de operacionalización de variables.....	35
Tabla 2 Factores de forma (C)*	61
Tabla 3 Rugosidad del terreno según su categoría.....	67
Tabla 4 Clasificación de la estructura según sus dimensiones.....	68
Tabla 5 Valores del factor rugosidad S_2	68
Tabla 6 Valores mínimos del factor estadístico S_3	69
Tabla 7 Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando perpendicularmente al eje de la cobertura.....	71
Tabla 8 Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando paralelamente al eje de la cobertura	71
Tabla 9 Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando oblicuamente al eje de la cobertura	71
Tabla 10 Combinaciones de carga	92
Tabla 11 Proyectos realizados que contienen estructuras metálicas de cobertura liviana.	108
Tabla 12 Proyectos que contienen estructuras metálicas escogidos como muestra.....	110
Tabla 13. Tabla de valores α para prueba "t" Student.....	117
Tabla 14 Resumen de presiones de viento calculadas.	119
Tabla 15 Desplazamientos laterales obtenidos	121
Tabla 16 Solicitaciones a tracción y compresión de la brida inferior.....	124
Tabla 17 Solicitaciones a tracción y compresión de la brida superior.....	125
Tabla 18 Solicitaciones de tracción y compresión de las montantes	126
Tabla 19 Solicitaciones de tracción y compresión de las diagonales	127

Tabla 20	Solicitaciones de tracción y compresión de las correas.....	128
Tabla 21	Solicitaciones de tracción y compresión de columnas.....	129
Tabla 22	Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior.....	130
Tabla 23	Solicitaciones a tracción y compresión de brida superior.....	131
Tabla 24	Solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	132
Tabla 25	Solicitaciones de tracción y compresión en diagonales.....	133
Tabla 26	Solicitaciones de tracción y compresión en correas	134
Tabla 27	Solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	135
Tabla 28	Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior.....	136
Tabla 29	Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior.....	138
Tabla 30	Solicitaciones de tracción y compresión de montantes.....	139
Tabla 31	Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales.....	140
Tabla 32	Solicitaciones de tracción y compresión de correas	141
Tabla 33	Solicitaciones a tracción y compresión de columnas.....	142
Tabla 34	Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior.....	143
Tabla 35	Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior.....	144
Tabla 36	Solicitaciones de tracción y compresión de montantes.....	145
Tabla 37	Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales.....	146
Tabla 38	Solicitaciones de tracción y compresión de correas	147
Tabla 39	Solicitaciones de tracción y compresión de columnas.....	148
Tabla 40	Solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior.....	150
Tabla 41	Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior.....	151
Tabla 42	Solicitaciones de tracción y compresión de montantes.....	152

Tabla 43 Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales.....	153
Tabla 44 Solicitaciones de tracción y compresión de correas	154
Tabla 45 Solicitaciones de tracción y compresión de columnas.....	155
Tabla 46 Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior.....	156
Tabla 47 Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior.....	157
Tabla 48 Solicitaciones de tracción y compresión de montantes.....	158
Tabla 49 Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales.....	159
Tabla 50 Solicitaciones de tracción y compresión de correas	160
Tabla 51 Solicitaciones de tracción y compresión de columnas.....	161
Tabla 52 Resumen de solicitaciones de tracción y compresión en los tres proyectos	163
Tabla 53 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	166
Tabla 54 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	167
Tabla 55 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	168
Tabla 56 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	169
Tabla 57 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	170
Tabla 58 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales	171
Tabla 59 Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales según normal aplicada	172
Tabla 60 Prueba de hipótesis general.....	180
Tabla 61 Valores estadísticos de la presión de viento	180
Tabla 62 Resultado de la prueba de hipótesis específica N° 01	181
Tabla 63 Valores estadísticos de los desplazamientos laterales	183
Tabla 64 Resultados de la prueba de hipótesis específica N° 02	184
Tabla 65 Valores estadísticos de fuerzas a tracción y compresión	186

Tabla 66 Resultados de la hipótesis específica N° 03.....	187
Tabla 67 Valores estadísticos de ratios de diseño.....	189
Tabla 68 Resultados de la prueba de hipótesis N° 04.....	190

Índice de figuras

Figura 1	Índice y variaciones interanuales.	26
Figura 2	Gráfico estadístico de viviendas en el centro de la ciudad de Abancay.	27
Figura 3	Vistas del análisis previo de uso de estructuras metálicas.	28
Figura 4	Capas de la atmósfera.	47
Figura 5	Anemómetro de cazoletas	49
Figura 6	Veleta.	50
Figura 7	Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades	51
Figura 8	Flujo de viento alrededor de una construcción.	53
Figura 9	Distribución de presión o fuerzas producto del viento sobre una estructura.	54
Figura 10	Presiones internas ejercidas por el viento.	55
Figura 11	Efecto de las presiones a) totales; b) locales; c) internas sobre la estructura.	56
Figura 12	Mapa Eólico del Perú	60
Figura 13	Isopletras de velocidad básica V_o (m/s).	65
Figura 14	Factor topográfico $S_1(z)$	66
Figura 15	Viento perpendicular al eje de la cobertura curva.	70
Figura 16	Viento paralelo al eje de la cobertura curva	70
Figura 17	Puente Coalbrookdale.	72
Figura 18	Perfiles de acero laminados en caliente.	77
Figura 19	Secciones Estructurales huecas laminadas en caliente.	79
Figura 20	Secciones de acero formado en frío	80
Figura 21	Algunos tipos de cubiertas de acero	80

Figura 22	Diagrama de esfuerzo deformación del acero	84
Figura 23	Curvas características de esfuerzo-deformación.	85
Figura 24	Cobertura TTR-4 Curvo	86
Figura 25	Elementos de las estructuras de coberturas livianas.....	88
Figura 26	Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.....	95
Figura 27	Relaciones ancho-espesor: elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial	96
Figura 28	Relaciones ancho-espesor: elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial	97
Figura 29	Comparación de presión de viento aplicando la norma peruana y brasileña.	120
Figura 30	Comparación de desplazamientos laterales.....	122
Figura 31	Diagrama de barra de las solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior	124
Figura 32	Diagrama de barra de las solicitaciones de tracción y compresión en brida superior	125
Figura 33	Diagrama de barras de las solicitaciones de tracción y compresión en montantes ...	126
Figura 34	Diagrama de barras de las solicitaciones de tracción y compresión en diagonales ..	127
Figura 35	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas	128
Figura 36	Diagrama de barras de las solicitaciones a tracción y compresión en columnas	129
Figura 37	Diagrama de barra de las solicitaciones a tracción y compresión en brida inferior..	131
Figura 38	Diagrama de barras de las solicitaciones a tracción y compresión en brida superior	132
Figura 39	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	133
Figura 40	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales.....	134
Figura 41	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas	135
Figura 42	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	136

Figura 43	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior....	137
Figura 44	Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior	138
Figura 45	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	139
Figura 46	Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales	140
Figura 47	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas	141
Figura 48	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	142
Figura 49	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior....	144
Figura 50	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior...	145
Figura 51	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	146
Figura 52	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales	147
Figura 53	Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en correas	148
Figura 54	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	149
Figura 55	Diagrama de barras de solicitaciones a tracción y compresión en brida inferior.....	150
Figura 56	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior...	151
Figura 57	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	152
Figura 58	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales	153
Figura 59	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas	154
Figura 60	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	155
Figura 61	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior....	157
Figura 62	Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior	158
Figura 63	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes.....	159
Figura 64	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales	160
Figura 65	Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas	161

Figura 66 Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas.....	162
Figura 67 Comparación de las solicitaciones de tracción y compresión en los elementos estructurales	164
Figura 68 Grafico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales	166
Figura 69 Gráfico de barras de ratios de diseños de los elementos estructurales.....	167
Figura 70 Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales	168
Figura 71 Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales	169
Figura 72 Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales	170
Figura 73 Grafico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales	171
Figura 74 Comparación grafica de ratios de diseño de los elementos estructurales aplicando ambas normas.....	173
Figura 75 Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 01	182
Figura 76 Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 02	184
Figura 77 Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 03	188
Figura 78 Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 04	191

Índice de anexos

Anexo 1 Matriz de consistencia.....	206
Anexo 2 Matriz de operacionalización de variables.....	207
Anexo 3 Memoria de cálculo estructural de cobertura metálica	208
Anexo 4 Memoria de cálculo de Velocidad de viento.....	208
Anexo 5 Memorias de cálculo estructural de proyectos aprobados	208
Anexo 6 Informe de Estudio de vientos en la ciudad de Abancay	208
Anexo 7 Validación de Velocidades de viento del SENAMHI.....	208
Anexo 8 Normas utilizadas.....	208
Anexo 9 Planos	208

I. Introducción

El proceso de crecimiento urbano experimentado en los últimos años, junto con la creciente demanda de infraestructura en ciudades intermedias como Abancay, ha impulsado la ejecución de edificaciones de carácter liviano, muchas de las cuales han sido desarrolladas sin un adecuado respaldo técnico. En este escenario, las estructuras metálicas de cobertura liviana han adquirido un uso extendido en edificaciones destinadas a vivienda, almacenamiento y actividades deportivas, debido a su versatilidad constructiva y rapidez de ejecución. No obstante, el adecuado desempeño estructural de estas coberturas se encuentra condicionado por diversos factores de diseño, destacando entre ellos la acción del viento como una solicitud determinante.

Si bien la ciudad de Abancay no presenta, de manera permanente, condiciones de viento extremo, se han registrado eventos puntuales asociados a ráfagas de considerable intensidad, los cuales han generado afectaciones en estructuras livianas. Informes emitidos por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), correspondientes al año 2022, reportan daños como colapsos de muros en proceso constructivo fallas en techumbres livianas. Estos antecedentes evidencian que, aun en zonas que no son clasificadas como de alto riesgo eólico, resulta indispensable incorporar de forma adecuada las cargas de viento dentro del análisis estructural, complementando la evaluación de las cargas permanentes.

Desde el punto de vista normativo, la Norma Técnica Peruana E.020 establece los criterios generales para la determinación de la acción del viento sobre las estructuras. Sin embargo, diversas investigaciones recientes, incluida la presente, han puesto en evidencia ciertas limitaciones en su nivel de precisión y alcance, especialmente cuando se aplica a condiciones particulares de algunas regiones del país. Frente a esta situación, surge la necesidad de contrastar la normativa nacional con estándares internacionales, como la norma brasileña NBR 6123, la cual plantea

procedimientos más detallados para la estimación de las acciones del viento, considerando de manera más específica las condiciones de exposición y comportamiento del viento.

2 Para el desarrollo de la tesis se adoptó una metodología de tipo no experimental, seleccionándose tres estructuras metálicas de cobertura liviana ejecutadas por la Municipalidad Provincial de Abancay. Dichas estructuras fueron evaluadas empleando los lineamientos establecidos en las normativas E.020 y NBR 6123, con el propósito de analizar y comparar las fuerzas inducidas por el viento, los desplazamientos estructurales, las solicitaciones internas de tracción y compresión, así como los ratios de diseño asociados. 8 Los resultados obtenidos se encuentran dentro de los límites permisibles establecidos por la normativa peruana, lo que respalda la validez de los análisis efectuados.

1 En este sentido, el objetivo principal de la tesis fue determinar en qué medida el efecto de las cargas de viento influye en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123. El análisis comparativo desarrollado permite identificar diferencias relevantes en los criterios de diseño y en sus implicancias sobre la seguridad estructural, contribuyendo a generar fundamentos técnicos que orienten a profesionales y constructores en la toma de decisiones para el diseño de coberturas metálicas, especialmente en contextos donde predomina la construcción empírica.

2

II. Planteamiento del Problema

2.1 Descripción y formulación del problema:

Descripción:

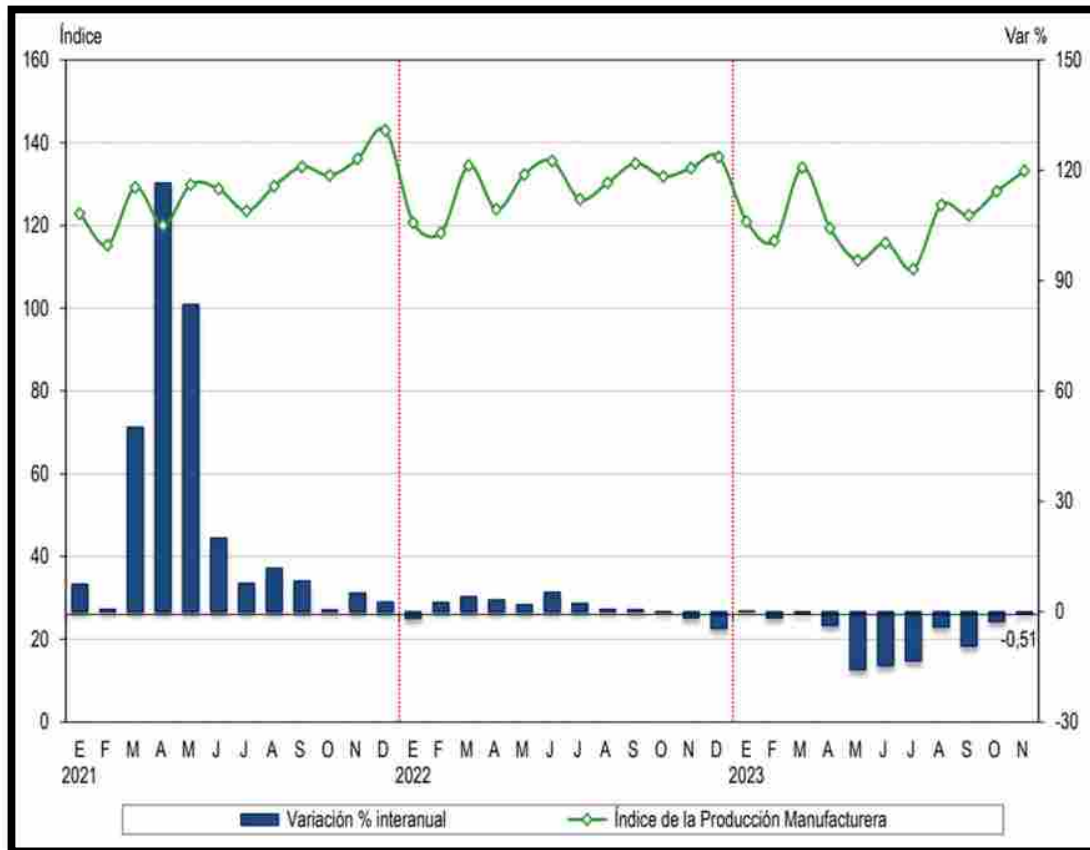
En el ámbito internacional, las estructuras metálicas han experimentado un crecimiento sostenido debido a las ventajas que ofrecen en comparación con otros sistemas constructivos. Suele ser una elevada relación resistencia peso, la rapidez en los procesos de fabricación y montaje, la posibilidad de prefabricación y la reducción de cargas sobre la cimentación han favorecido su aplicación en edificaciones destinadas a cubrir grandes luces, tales como instalaciones deportivas, centros comerciales, almacenes industriales, terminales y edificaciones de uso público. Según Salmon et al. (2009), estas características permiten desarrollar estructuras eficientes, funcionales y durables, adaptándose a las exigencias técnicas de ingeniería moderna.

En el Perú, esta tendencia también se ha evidenciado en el incremento de la fabricación y utilización de elementos estructurales metálicos. De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI, 2024), la producción de elementos metálicos para la construcción registró un crecimiento significativo durante el año 2023, reflejando una mayor demanda de este sistema constructivo en el país. La figura 1 presenta la evolución de las variaciones interanuales correspondientes a este sector manufacturero.

52

Figura 1

Índice y variaciones interanuales.



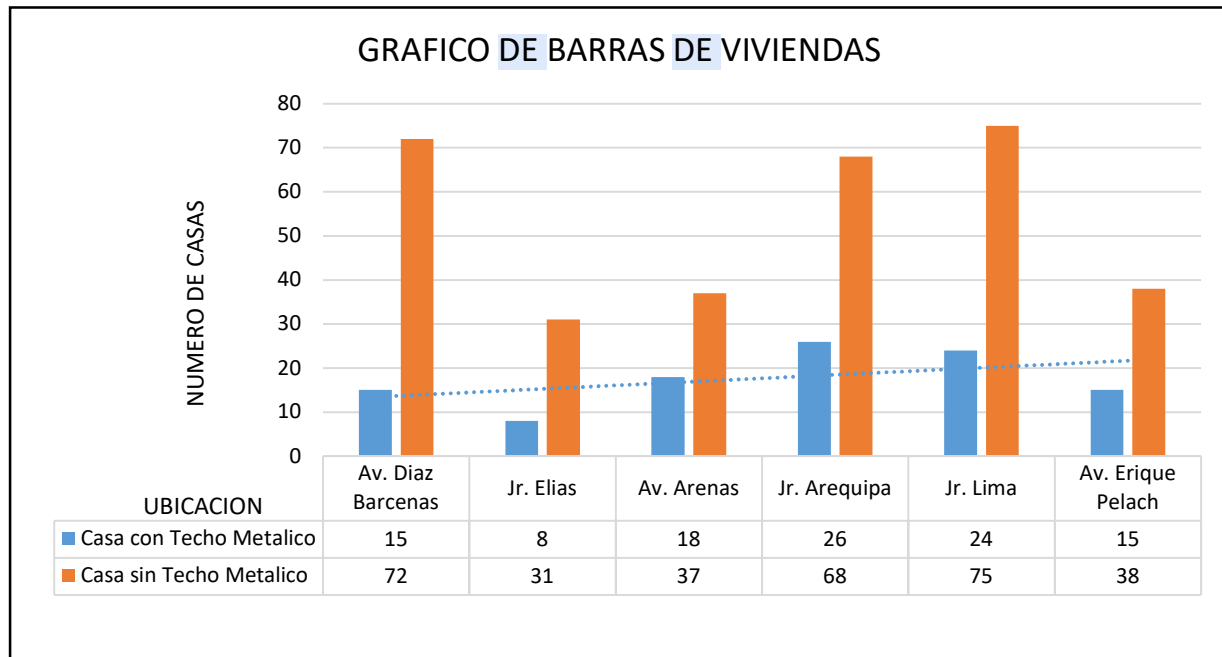
Nota. Se muestra las variaciones de la producción de materiales metálicos para el uso en la construcción entre enero del 2021 y noviembre del 2023, (pág. 7), por INEI, 2024.

Debido a sus características estructurales, las coberturas metálicas livianas son sensibles a la acción del viento, por lo que la adecuada determinación de las cargas eólicas constituye un aspecto fundamental para garantizar su seguridad y comportamiento estructural. En la ciudad de Abancay, el uso de este tipo de estructuras se ha incrementado en instalaciones deportivas, almacenes, estacionamientos y viviendas, evidenciándose una creciente aplicación tanto en proyectos públicos como privados. El levantamiento realizado en el área urbana mostró que

aproximadamente el 25 % de las edificaciones evaluadas incorporan coberturas metálicas en sus niveles superiores. La Figura 2 muestra el grafico estadístico correspondiente a esta distribución.

Figura 2

Gráfico estadístico de viviendas en el centro de la ciudad de Abancay.



Nota. Se muestra un gráfico de barras el cual se indica el incremento de uso de estructuras metálicas en las azoteas de las viviendas en el centro de la ciudad de Abancay.

La figura N° 03 se presentan ejemplos representativos del uso de estructuras metálicas en edificaciones ubicadas en las vías urbanas de la ciudad de Abancay.

Figura 3

Vistas del análisis previo de uso de estructuras metálicas.



Nota. Se visualiza las utilidades que tiene las estructuras metálicas en la zona céntrica de la ciudad, así como también se observó que las coberturas están en las azoteas de las edificaciones.

Para el diseño frente a la acción del viento, en el Perú se emplea la Norma Técnica E.020 "Cargas", mientras que normas internacionales, como la Norma Brasileña NBR 6123 "Forças Devidas ao Vento em Edificações", consideran parámetros adicionales para la estimación de las cargas eólicas, tales como la rugosidad del terreno, la topografía y las condiciones de exposición. Estas diferencias metodológicas pueden generar variaciones en la determinación de las cargas de viento y, en consecuencia, en la respuesta estructural de las coberturas metálicas livianas.

En la ciudad de Abancay no se identificaron estudios que comparen la aplicación de la Norma Técnica Peruana E.020 y la Norma Brasileña NBR 6123 en el diseño de estructuras metálicas de coberturas livianas. Esta ausencia de información limita el conocimiento sobre la influencia que tienen los diferentes criterios de cálculo en la respuesta estructural de este tipo de edificaciones. En ese contexto, surgió la necesidad de desarrollar la presente tesis, con el propósito

de comparar ambas normativas y evaluar su influencia en el diseño de estructuras metálicas de coberturas livianas bajo las condiciones propias de la ciudad de Abancay.

Formulación del problema de investigación:

En la ciudad de Abancay se vienen desarrollando diversos proyectos que incorporan estructuras metálicas de coberturas livianas, tales como coberturas para campos deportivos, terrazas, playas de estacionamiento y almacenes industriales. Ante esta realidad, resultó indispensable realizar una evaluación adecuada de las solicitaciones de viento que actúan sobre dichas estructuras a lo largo de su vida útil, considerando su influencia directa en el desempeño y la seguridad estructural.

Para la estimación de las acciones del viento, en el ámbito nacional se emplea la Norma Técnica Peruana E.020 “Cargas”, específicamente el artículo 12 referido a las cargas debidas al viento. No obstante, dicha normativa presenta limitaciones asociadas a su antigüedad y a un nivel de desarrollo reducido en el procedimiento de cálculo, proporcionando información general que puede resultar insuficiente para un análisis detallado de estructuras livianas. En ese contexto, la presente tesis propone contrastar los criterios establecidos en la norma peruana con los contemplados en la norma brasileña NBR 6123 “forças devidas ao vento em edificações”, la cual incorpora un procedimiento más amplio y detallado para la determinación de las solicitaciones de viento.

En consecuencia, el análisis comparativo se orientó a evaluar los efectos generados por la acción del viento sobre las estructuras metálicas de cobertura liviana, a partir de la aplicación de los criterios de cálculo definidos en ambas normativas, con el fin de identificar diferencias relevantes en los resultados obtenidos y sus implicancias en el diseño estructural.

Problema general:

9
81
¿En qué medida el efecto de las cargas de viento influirá en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?

Problemas específicos:

- 2
a) ¿Cuáles son las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?
- b) ¿De qué manera influye las cargas de viento en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?
- c) ¿De qué manera influye las cargas de viento en las solicitaciones por tracción y compresión en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?
- 2
d) ¿De qué manera influye las cargas de viento en las ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?

2.2 Objetivos**2.2.1. Objetivo general**

2
Determinar en qué medida el efecto de las cargas de viento influirá en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.

2.2.2. Objetivos específicos

- a) Calcular las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.
- b) Verificar la influencia de las cargas de viento en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.
- c) Analizar la influencia de las cargas de viento en las solicitudes por tracción y compresión de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.
- d) Evaluar la influencia de las cargas de viento en los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.

2.3 Justificación e importancia

Justificación teórica

La presente tesis tuvo como finalidad realizar un análisis comparativo entre la normativa peruana E.020 y la normativa brasileña NBR 6123, orientado a la evaluación de las acciones del viento que actúan sobre estructuras metálicas de coberturas livianas. A través de esta comparación, se buscó examinar la forma en que cada normativa define los parámetros de diseño, caracteriza el comportamiento del viento y determina su influencia en el desempeño estructural, permitiendo identificar similitudes y diferencias relevantes para la práctica ingenieril.

Justificación practica

En el ámbito técnico profesional, los resultados obtenidos representan una fuente de información objetiva para ingenieros estructurales, proyectistas y entidades vinculadas al diseño y supervisión de obras. El contraste de las solicitudes generadas por el viento, obtenidas a partir de la aplicación de ambas normativas permitió identificar posibles diferencias en los niveles de exigencia de diseño, lo cual podría servir como sustento técnico para futuras evaluaciones o ajustes metodológicos dentro de la normativa nacional, orientados a mejorar la confiabilidad del diseño estructural.

2

Justificación Metodológica

La tesis se justifica metodológicamente porque empleó un enfoque cuantitativo, nivel explicativo y diseño no experimental, el cual fue el más adecuado para la tesis y comparación de normativas técnicas de diseño estructural. Asimismo, se sustenta en el análisis sistemático de los criterios, fórmulas y parámetros establecidos en la norma técnica peruana E.020 y en la norma brasileña NBR 6123, permitiendo evaluar su aplicación en estructuras metálicas de coberturas livianas. La metodología que se propuso posibilitó una interpretación ordenada y objetiva de los resultados, constituyéndose además en una referencia metodológica para futuros estudios relacionados con la comparación de normativas de cargas de viento en el ámbito nacional e internacional.

Justificación social

Desde la perspectiva social y constructiva, la tesis tomo mayor importancia considerando que, en diversas regiones del país, las estructuras metálicas livianas suelen ejecutarse bajo criterios empíricos y con limitada asistencia técnica especializada. En este contexto, contar con estudios comparativos entre normas internacionales constituye una herramienta relevante para apoyar la

toma de decisiones tanto de profesionales como de autoridades competentes, contribuyendo a la reducción de riesgos asociados a fallas estructurales y al fortalecimiento de una cultura de seguridad en la edificación.

Finalmente, esta tesis demostró que los resultados obtenidos no solo representaron un aporte académico, sino que también constituyeron una evidencia técnica susceptible de ser empleada como referencia en futuras investigaciones, revisiones normativas o lineamientos de diseño. La comparación entre el Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 y la NBR 6123 permitió abrir un espacio de análisis sobre la pertinencia de los criterios actualmente empleados, con el objetivo de asegurar que las estructuras proyectadas respondan de manera adecuada a las condiciones reales de viento presentes en el territorio nacional.

2.4 Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

La influencia de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana será diferente al aplicar la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay 2023.

2.4.2. Hipótesis específicas

- a) Aplicando la norma peruana E.020 se obtienen presiones de viento mayores que con la norma brasileña NBR 6123.
- b) Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan desplazamientos laterales mayores en estructuras metálicas de cobertura liviana, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

- c) Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan solicitaciones por tracción y compresión mayores en estructuras metálicas de coberturas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.
- d) Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 induce a mayores ratios de diseño en los elementos estructurales de las coberturas metálicas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

2.5 Variables

2.5.1. Variable independiente

- Cargas de viento

2.5.1.1. Dimensiones

- Presión de viento

2.5.2. Variable dependiente

- Estructuras metálicas de cobertura liviana

2.5.2.1. Dimensiones

- Desplazamientos laterales
- Solicitaciones de tracción y compresión
- Ratios de diseño

Tabla 1
Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Índice	Instrumento
Variable Independiente					
Cargas de Viento	Para Zapata (1997), las cargas de viento son las acciones que se generan sobre una estructura por efecto del flujo de aire, pudiendo presentarse con comportamiento estático o dinámico. Su magnitud depende de variables como la velocidad del viento, la altura y la geometría de la edificación. En estructuras de acero debido a su bajo peso propio y alas superficies expuestas, la acción del viento puede llegar a ser determinante en el diseño, incluso superando otras solicitaciones.	La carga de viento será determinada mediante la aplicación de los procedimientos y expresiones de cálculo definidos en las normas RNE E.020 y NBR 6123, obteniéndose los valores de presión de viento correspondientes a las estructuras analizadas.	Presión de viento	(Kg/m ²)	RNE E.020 “Cargas”. ABNT NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”.
Variable Dependiente					
Estructuras metálicas de cobertura liviana	Para Aguilar (2008), Las estructuras metálicas de cobertura liviana se componen de elementos esbeltos que trabajan principalmente a tracción y compresión, y cuya capacidad resistente depende de la sección transversal y de las características mecánicas del material. Por lo tanto, su diseño requiere un análisis riguroso de las solicitaciones y de las propiedades de los elementos y de las uniones.	Se evaluará mediante el análisis estructural desarrollado en SAP 2000, aplicando las cargas de viento determinadas según las normas RNE E.020 y NBR 6123. La medición se basará en parámetros cuantificables como desplazamientos, solicitaciones internas y ratios de diseño.	Desplazamiento lateral	(cm)	RNE E.020 “Cargas”.
			Solicitaciones de tracción y compresión	(Kgf)	CSI SAP 2000. RNE E.090 “Estructuras Metálicas”
			Ratio de diseño	(adim.)	CSI SAP 2000. RNE E.090 “Estructuras Metálicas”

Nota. Se muestra las variables de la tesis con sus definiciones operacionales y conceptuales, dimensiones e instrumentos de medición.

27

Delimitación de la investigación:**Viabilidad de la investigación:**

La tesis resultó técnicamente viable, dado que se dispuso de los fundamentos metodológicos necesarios para desarrollar un análisis comparativo consistente entre normativas. La tesis se sustentó en los procedimientos, expresiones de cálculo y disposiciones reglamentarias establecidas en la norma técnica peruana E.020 y en la norma brasileña NBR 6123, complementadas con el uso de software especializado de análisis estructural, que permitió la modelación y simulación de las acciones del viento sobre coberturas metálicas livianas. Asimismo, la participación de un laboratorio especializado en mediciones de viento garantizó la obtención de datos confiables, fortaleciendo la validez de los resultados obtenidos.

Desde el punto de vista económico, si bien la tesis demandó recursos asociados a la contratación de servicios especializados para la medición del viento, dichos costos fueron considerados dentro del alcance de la tesis, lo que permitió su ejecución sin comprometer su viabilidad. La inversión realizada se justificó en la medida que asegura información representativa de las condiciones locales, lo cual contribuyó a la obtención de conclusiones técnicamente sustentadas y con aplicación práctica en el ámbito de la construcción.

En el plano académico y científico, se identificó una limitada disponibilidad de investigaciones que aborden comparaciones directas entre la normativa peruana y la brasileña, particularmente en el contexto de ciudades interandinas como Abancay. No obstante, esta ausencia de antecedentes constituyó una oportunidad para generar un aporte original, orientado a ampliar el conocimiento sobre la influencia de la acción del viento en estructuras metálicas bajo condiciones geográficas específicas, y a servir como referencia para futuros estudios relacionados con el tema.

Desde una perspectiva social, la tesis resultó pertinente y viable, dado que sus resultados pudieron ser aplicados en la práctica constructiva local y regional. El análisis desarrollado permitió optimizar los criterios de diseño de coberturas metálicas, promoviendo edificaciones más seguras, un uso eficiente de los materiales y una mayor racionalidad económica. En consecuencia, los beneficios alcanzan tanto a los profesionales involucrados en el diseño y ejecución de obras como a la población usuaria, que contará con infraestructuras mejor adaptadas a las condiciones reales de viento.

Limitaciones:

El desarrollo de la tesis presentó determinadas limitaciones que deben ser consideradas para una adecuada interpretación de sus alcances.

En primer término, se identificó una limitación bibliográfica y académica, derivada de la escasa existencia de estudios comparativos entre la norma técnica peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123, especialmente aplicados a entornos interandinos. A nivel local no se registran investigaciones previas de esta naturaleza, y a nivel nacional la información disponible resulta limitada, ya que gran parte de los estudios se concentran en el diseño de estructuras metálicas sin profundizar en la evaluación específica de las cargas de viento ni en el contraste normativo. Esta condición implicó un mayor esfuerzo en la recopilación y sistematización de información complementaria, aunque reforzó el carácter innovador del trabajo.

Asimismo, se identificó una restricción de carácter técnico vinculada a la disponibilidad de información confiable sobre el régimen de vientos en la ciudad de Abancay. El acceso a datos referentes a la velocidad, dirección e intensidad de las ráfagas se encuentra condicionado por el número limitado de estaciones de monitoreo existentes y por la insuficiencia de series históricas debidamente sistematizadas. A ello se suma que el análisis del efecto del viento demanda procesos

de modelación y simulación mediante herramientas especializadas, así como la correspondiente validación de los resultados obtenidos.

De igual manera, se identificó una limitación de índole económica, debido a la reducida oferta de laboratorios especializados en mediciones de viento disponibles en la ciudad de Abancay, situación que incrementó los costos asociados a la obtención de información experimental. No obstante, dicha inversión resultó pertinente y necesaria, en la medida que contribuyó a asegurar la precisión, calidad y confiabilidad de los datos empleados en el desarrollo del análisis estructural.

Pese a las limitaciones señaladas, la tesis se consideró factible, ya que las restricciones identificadas no impidieron su desarrollo, sino que delimitaron su alcance metodológico y reforzaron su relevancia académica, técnica y social.

III. Marco Teórico

3.1 Antecedentes de Investigación

3.1.1. A nivel internacional

Díaz y Naranjo (2018) desarrollaron la investigación titulada “Comparación en el análisis de carga de viento entre las normas Australian/New Zealand standard, el Eurocódigo y la NSR-10”, (tesis de pregrado en la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia); cuya investigación, tuvo como objetivo principal comparar los procedimientos de diseño frente a la acción del viento establecidos en el Reglamento Colombiano NSR-10, el Eurocódigo y la norma Australian/New Zealand Standard, aplicados al análisis de una bodega ubicada en la ciudad de Bogotá. Dicho estudio se orientó a identificar y contrastar las similitudes y diferencias entre los criterios de diseño de alcance nacional e internacional utilizados en este tipo de estructuras. El trabajo adoptó un enfoque cuantitativo, sustentado en el cálculo, la modelación estructural y la comparación numérica de las acciones inducidas por el viento. Asimismo, el nivel de investigación fue de tipo explicativo y el diseño metodológico correspondió a un estudio no experimental. Los resultados obtenidos evidenciaron que la normativa colombiana emplea factores de seguridad más elevados, lo cual se manifestó en mayores desplazamientos estructurales en comparación con los obtenidos a partir de las otras normativas analizadas. En este sentido, se concluyó que, de acuerdo con las disposiciones del reglamento colombiano para la determinación de las cargas de viento, dicha normativa presenta un enfoque más conservador, aspecto que se refleja en los mayores valores de desplazamiento registrados frente a los calculados con el Eurocódigo y la norma australiana. Por otro lado, los autores señalaron que el Eurocódigo presenta valores de presión de viento superiores a los de las demás normas evaluadas, lo que conllevó a resultados igualmente conservadores, concluyendo que este código incorpora factores de seguridad más exigentes.

Asimismo, el análisis basado en la norma Australian/New Zealand Standard permitió obtener una distribución más uniforme de las presiones sobre la cubierta, lo que llevó a los autores a sugerir la conveniencia de incorporar este criterio en el reglamento colombiano.

20 Para Pacheco y Tohala (2015), en su trabajo de investigación titulado “Comparación de métodos para el cálculo de la carga de viento usada en la construcción de edificios en el Ecuador”, (tesis de pregrado en la Universidad San Francisco de Quito, Quito, Ecuador); cuyo estudio tuvo como objetivo 15 comparar los métodos establecidos en las normas de construcción de Ecuador, Estados Unidos, México, Perú y Colombia para la determinación de las cargas de viento en diferentes zonas del país. Para el desarrollo del análisis se consideraron dos tipos de edificaciones. La primera correspondió a un edificio de geometría regular, evaluado en dos ubicaciones distintas: 15 un sector de la ciudad de Quito y otro en la ciudad de Guayaquil. La segunda edificación analizada fue el proyecto denominado Swiss Tower, localizado en la ciudad de Guayaquil. En el análisis 15 normativo se identificaron diversos parámetros relacionados con la geometría estructural, la localización geográfica, la topografía y las características del entorno inmediato de las edificaciones. Dichos parámetros, en conjunto 15 con la velocidad básica de diseño del viento determinada específicamente para cada zona de estudio, permitieron establecer las presiones de viento obtenidas mediante la aplicación de cada normativa. La tesis se desarrolló bajo un nivel correlacional, debido a que se orientó a la comparación entre las normas aplicadas en el diseño estructural, con un enfoque cualitativo y un diseño metodológico no experimental. Los resultados 133 obtenidos en relación con la presión del viento evidenciaron que la normativa peruana presentó el valor más alto, alcanzando 367.698 N/m² a una altura de 31.92 m, mientras que el valor más bajo correspondió a la normativa colombiana, con 118.313 N/m². Finalmente, se concluyó que la 15 respuesta del viento calculada para la edificación ubicada en la ciudad de Quito resultó mayor que

la obtenida para la ciudad de Guayaquil, lo cual se atribuye a las mayores velocidades de viento consideradas en dicha zona.

Asimismo, Pacheco y Tohala (2015) señalaron que los resultados obtenidos mediante la aplicación de las normativas estadounidense, colombiana y mexicana fueron similares entre sí, mientras que las normativas ecuatoriana y peruana presentaron valores superiores en comparación con las demás normas evaluadas. (pag.207)

1 Para Toledo (2015), en su trabajo de investigación titulada “Diseño de edificios altos por cargas de viento”, (tesis de pregrado en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito Ecuador); cuya investigación tuvo como finalidad el diseño de edificaciones de gran altura considerando la acción del viento, a partir del análisis comparativo de la normativa estadounidense ASCE 7-10 y la Norma Técnica Complementaria Mexicana, con el propósito de establecer criterios de diseño estructural adecuados para la ciudad de Quito. En este contexto, el estudio también abordó la evaluación de la incidencia del viento en edificios altos dentro del territorio nacional, contrastándola con los efectos producidos por las acciones sísmicas asociadas a las condiciones del suelo, las cuales influyen de manera determinante en el comportamiento estructural. El trabajo se desarrolló bajo un enfoque cuantitativo, con un nivel de investigación correlacional y un diseño metodológico no experimental. A partir del análisis realizado, se determinó que, para la ciudad de Quito, las velocidades básicas de viento presentan valores relativamente bajos, del orden de 22 m/s o 72 km/h, lo que implica una influencia limitada de las cargas de viento en el diseño estructural. Esta situación resulta especialmente relevante en un contexto donde las solicitaciones sísmicas predominan sobre las acciones del viento. No obstante, los autores señalaron que, en casos específicos, resulta necesario efectuar evaluaciones más detalladas mediante estudios especializados, como los ensayos en túnel de viento contemplados en

54

la norma ASCE 7-10. En cuanto al análisis de derivas, se observó que, en modelos de pórticos de acero resistentes a momento, las cargas sísmicas generan una deriva máxima de piso del orden de 0.07, mientras que las cargas de viento producen valores cercanos a 0.02, equivalentes aproximadamente al 30% de la deriva máxima inducida por el sismo. En consecuencia, se concluyó que, al considerar las acciones sísmicas en el diseño estructural, la influencia de las cargas de viento resulta poco significativa, al encontrarse implícitamente cubierta dentro de las exigencias de diseño sísmico

2 Amador et al. (2021), en la revista Ingeniería y Desarrollo, cuya investigación fue “Estudio comparativo de coeficientes de presión normativos y experimentales en cubiertas de naves industriales”; cuya investigación tuvo como propósito identificar las posibles discrepancias existentes entre lo establecido en el Eurocódigo EN 1991-1-4 y los resultados obtenidos a partir de ensayos experimentales, atribuibles a la omisión de variables como la variación de la intensidad de turbulencia y la inclinación de la cubierta en la determinación de los coeficientes de presión propuestos por la normativa. El estudio se desarrolló bajo un nivel de investigación correlacional, al centrarse en la comparación de los coeficientes de presión correspondientes a cubiertas de diversas edificaciones de baja altura, las cuales fueron analizadas mediante ensayos en túnel de viento y métodos numéricos realizados por distintos investigadores. Asimismo, la investigación adoptó un enfoque cuantitativo, sustentado en el cálculo y la evaluación comparativa de los resultados obtenidos, y se enmarcó en un diseño metodológico no experimental. Los resultados evidenciaron que la intensidad de la turbulencia ejerce una influencia predominante en las zonas próximas al borde de ataque del viento, donde se registraron las mayores variaciones en los valores de los coeficientes de presión. Por otro lado, se determinó que la inclinación de la cubierta afecta principalmente a la porción de la edificación ubicada a sotavento. La interacción del flujo de viento

36

con la cresta de la edificación genera presiones negativas cuya magnitud aumenta de manera directamente proporcional al incremento de la pendiente de la cubierta. De manera general, se observó que el Eurocódigo presenta resultados más conservadores para la superficie F, correspondiente a la esquina de la estructura ubicada en el borde de ataque del viento; sin embargo, para el resto de las superficies analizadas, se evidenció un comportamiento opuesto. Estas diferencias ponen de manifiesto que, bajo determinadas condiciones atmosféricas o configuraciones geométricas de la edificación, los valores propuestos por el Eurocódigo podrían subestimar la acción del viento, comprometiendo el enfoque de seguridad en el diseño estructural. Asimismo, se concluyó que, en la mayoría de los casos estudiados, no solo se incrementan los valores de presión, sino que las variaciones simultáneas de la intensidad de turbulencia y la inclinación de la cubierta alteran significativamente la distribución de presiones sobre las superficies analizadas.

3.1.2. A nivel nacional

Para Ticona (2019), en su trabajo de investigación titulado “Evaluación del desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca”, (tesis de pregrado en la Universidad Peruana Unión, Juliaca, Perú); cuya investigación tuvo como finalidad evaluar el comportamiento estructural frente a la acción del viento de edificaciones de concreto armado diseñadas bajo criterios sísmicos, considerando la influencia de la forma y la altura de la edificación. Para ello, se desarrollaron seis modelos estructurales correspondientes a edificios de 5, 10 y 15 niveles. La metodología empleada fue de carácter aplicado y experimental. Los resultados obtenidos permitieron concluir que el diseño sísmico de edificaciones de concreto armado presenta un desempeño adecuado frente a las cargas de viento en la ciudad de Juliaca, dado que las derivas inducidas por esta acción se mantuvieron dentro de los límites permisibles

establecidos por el código ASCE 7-16. Asimismo, se determinó que la respuesta estructural frente al viento es más favorable en edificaciones de planta cuadrada, las cuales registraron menores desplazamientos y derivas en comparación con otras configuraciones geométricas. De igual manera, el análisis según la altura evidenció que los edificios de menor altura, específicamente los de cinco niveles, presentan un comportamiento estructural más eficiente frente a la acción del viento, reflejándose en valores reducidos de desplazamientos y derivas respecto a edificaciones de mayor altura.

9 Para Gómez (2018), en su trabajo de investigación titulada “Revisión de la norma peruana y normas internacionales sobre edificios esbeltos de concreto armado por solicitaciones de viento”, 128 (tesis de pregrado en la Universidad César Vallejo, Lima, Perú); cuya investigación tuvo como objetivo principal comparar diversas normativas internacionales empleadas para la determinación de las acciones del viento en edificaciones esbeltas. El análisis se desarrolló a partir del estudio de un edificio de 25 niveles, con una altura total de 90.40 m, ubicado en la ciudad de Ica. Para el 13 cálculo de las presiones de viento se aplicaron los criterios establecidos en la Norma Técnica E.020, la normativa mexicana, el reglamento CIRSOC 102 y el Eurocódigo. El estudio se llevó a 47 cabo bajo un enfoque cuantitativo y con un diseño metodológico no experimental. Los resultados obtenidos evidenciaron que las presiones inducidas por el viento, determinadas conforme a las distintas normativas evaluadas, presentan variaciones significativas a medida que se incrementa la altura de la edificación. En particular, se observó que la normativa mexicana arrojó los valores más bajos de presión de viento, seguida por la normativa peruana, el Eurocódigo y, finalmente, el 2 reglamento CIRSOC, el cual presentó los valores más elevados. A partir de estos resultados, los autores concluyeron que la normativa peruana requiere una actualización, debido a que otorga un énfasis limitado a la acción del viento en el diseño de edificaciones esbeltas.

2 Para Morón y Milón (2019), en su trabajo de investigación titulada “Propuesta de metodología para el análisis y diseño ante cargas de viento de estructuras metálicas de cobertura en infraestructuras deportivas menores en la ciudad de Arequipa”, (tesis de pregrado en la Universidad Católica de Santa María, Arequipa, Perú); cuya investigación tuvo como objetivo principal proponer una metodología eficiente para el análisis y diseño de estructuras metálicas de cobertura sometidas a cargas de viento, aplicadas a infraestructuras deportivas de menor escala en la ciudad de Arequipa. Para el desarrollo del estudio se evaluaron 24 estructuras metálicas ubicadas en dicha ciudad, y para la determinación de las presiones de viento se emplearon los criterios establecidos en la normativa peruana NTP E.020, la norma mexicana para diseño por viento, la normativa argentina CIRSOC 102 y la norma chilena NCh 432. Los resultados del estudio permitieron verificar que la metodología propuesta conduce a resultados técnicamente aceptables, cumpliendo con las exigencias normativas y logrando una reducción significativa en los tiempos de diseño. Asimismo, se identificó que el mecanismo de colapso de las estructuras metálicas de cobertura se origina principalmente por la falla a compresión de uno de los elementos ubicados en las bridas de las armaduras principales, lo que genera la aparición de momentos flectores no considerados en el diseño inicial. Esta condición incrementa la susceptibilidad del comportamiento estructural frente a los efectos del viento. Con base en la identificación del mecanismo de falla, se determinaron las velocidades reales de viento asociadas al colapso, evidenciándose que en el 83 % de las estructuras analizadas dichos valores fueron inferiores a 85 km/h, lo que pone de manifiesto la vulnerabilidad de este tipo de edificaciones frente a la acción eólica.

7 Para Zambrano y Ñaupari (2021), en la investigación titulada “Diseño de nave industrial incorporando la norma E.020 en el análisis de viento de Robot Structural Analysis 2018”, (tesis de pregrado en la Universidad César Vallejo, Lima, Perú); en donde su investigación tuvo como

propósito desarrollar un análisis de la acción del viento en una nave industrial, empleando los criterios establecidos en la Norma Técnica E.020 – Cargas. La metodología aplicada correspondió a un enfoque de tipo aplicado y experimental. A partir del estudio realizado, se determinó que, bajo la acción del viento en la dirección X–X considerando presión, la estructura presentó un desplazamiento máximo de 21.4 mm, con una deriva de 0.00917, valor que se encuentra dentro de los límites admisibles de distorsión. En el caso del viento en dirección X–X bajo succión, se obtuvo un desplazamiento de 21.2 mm y una deriva de 0.009, cumpliendo igualmente con los valores permisibles establecidos por la normativa. Asimismo, para la acción del viento en la dirección Y–Y bajo presión, se registró un desplazamiento máximo de 6.5 mm, con una deriva de 0.00279, valor inferior al límite de distorsión permitido. Adicionalmente, el estudio señaló la posibilidad de emplear el módulo de simulación de túnel de viento incorporado en el software Robot Structural Analysis, mediante la generación de cargas de viento a partir de la velocidad básica de diseño definida por la norma E.020 para la zona de estudio. (pág. 55)

3.1.3. A nivel regional y local

Luego de la revisión de antecedentes a escala local y regional, no se identificaron estudios orientados a la evaluación del efecto del viento en estructuras metálicas de cobertura livianas. Esta carencia de investigaciones previas representa un elemento motivador para el desarrollo del presente trabajo, en la medida que permita generar un referente académico y técnico que contribuya como base para futuras investigaciones en el campo de la ingeniería estructural.

3.2 Bases Teóricas

3.2.1. El viento

El viento es un fenómeno atmosférico que se origina por la interacción entre las variaciones de temperatura y presión del aire, así como por la influencia de la rotación y forma de la Tierra.

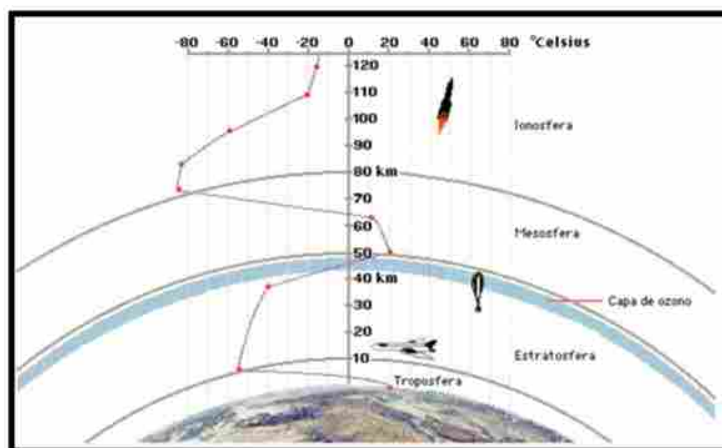
Este proceso convierte parte de la energía solar en energía cinética, generando corrientes de aire con comportamiento variable y aleatorio. Desde el punto de vista ingenieril, el viento constituye una acción dinámica relevante, ya que produce esfuerzos significativos sobre las estructuras, en particular sobre coberturas metálicas livianas debido a su baja masa y alta exposición. (Curbelo, 2011, pág. 4)

3.2.1.1. Origen del viento:

El viento que incide sobre las edificaciones se genera en la troposfera, la capa más baja de la atmósfera, cuyo espesor varía aproximadamente entre 8 km en las zonas polares y 16 km en la región ecuatorial. Desde el enfoque de la ingeniería y del análisis del viento, el interés se centra en el comportamiento del aire en los primeros metros sobre el nivel del suelo, correspondientes a la porción inferior de la troposfera, ya que es en este sector donde se producen los efectos directos sobre las estructuras, como se muestra en la figura 4. (MINEM, 2016, pág. 23)

Figura 4

Capas de la atmósfera.



Nota. Se muestra el origen de viento según sus capas y se incide en la troposfera siendo esta la capa lugar donde se generan vientos que son influyentes en las estructuras. Adaptado de “Atlas Eólico” (p. 23), por MINEM, 2016.

3.2.1.2. Características del viento:

El viento se considera una magnitud vectorial debido a que se define por una velocidad y una dirección específicas, ambas variables en el tiempo. El movimiento de las masas de aire se origina principalmente por la acción de fuerzas atmosféricas asociadas a los gradientes de presión, que inducen su desplazamiento desde zonas de mayor presión hacia zonas de menor presión. La velocidad representa la intensidad del fenómeno y corresponde al valor del módulo del vector, mientras que la dirección establece la orientación del flujo aéreo, identificándose según el punto cardinal desde el cual sopla. Para su análisis, el viento puede descomponerse en dos componentes perpendiculares: la componente zonal, que describe el movimiento a lo largo de los paralelos (positiva cuando el flujo proviene del oeste y negativa cuando se origina en el este), y la componente meridional, que representa el desplazamiento sobre los meridianos (positiva cuando el viento procede del sur y negativa cuando proviene del norte). (IDEAM, 2017, pág.13)

3.2.1.3. Medición de la velocidad y dirección del viento:

Existen diversos instrumentos destinados a la medición de la velocidad y dirección del viento; no obstante, en la presente tesis se describieron las características del anemómetro rotativo, por tratarse del dispositivo de uso más extendido para este tipo de mediciones.

3.2.1.3.1. Medida de velocidad de viento

Para la medición de la velocidad del viento se emplea el anemómetro rotativo, el cual está conformado por un sistema de cazoletas o una hélice (véase Figura 5), cuyo eje de giro se dispone de manera paralela a la dirección del flujo de aire. La acción del viento sobre este mecanismo genera un movimiento de rotación cuya magnitud es proporcional a la velocidad del viento en el punto de medición. El registro de dicha rotación puede realizarse mediante diferentes sistemas, tales como contadores mecánicos, sensores asociados a variaciones de voltaje o dispositivos de

conmutación eléctrica. Este tipo de instrumentos forma parte habitual del equipamiento de las estaciones meteorológicas.

Figura 5

Anemómetro de cazoletas



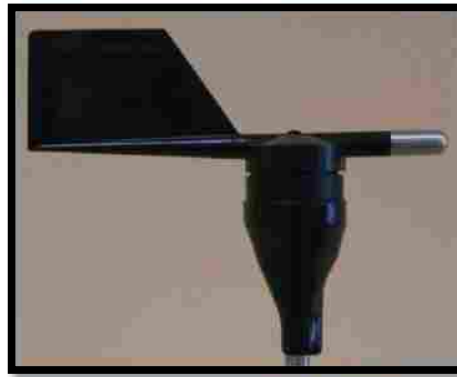
Nota. Se muestra el anemómetro el cual es usado habitualmente para el uso de medición de la velocidad de viento. Adaptado de “Atlas Eólico”, (p.26), MINEM, 2016.

3.2.1.3.2. Medida de la dirección de viento

La determinación de la dirección del viento se realiza, de manera habitual, mediante el uso de una veleta (véase Figura 6), la cual consiste en un dispositivo instalado sobre un eje vertical de libre rotación, que le permite orientarse conforme a las variaciones en la dirección del flujo de aire. Generalmente, el movimiento de la veleta incorpora un sistema de amortiguamiento, con la finalidad de evitar oscilaciones bruscas y registrar cambios de dirección de manera más estable. (MINEM, 2016, pág.27)

Figura 6

Veleta



Nota. Se muestra la veleta el cual es usado habitualmente para definir la dirección del viento.

Adaptado de “Atlas Eólico”, (p.27), MINEM, 2016.

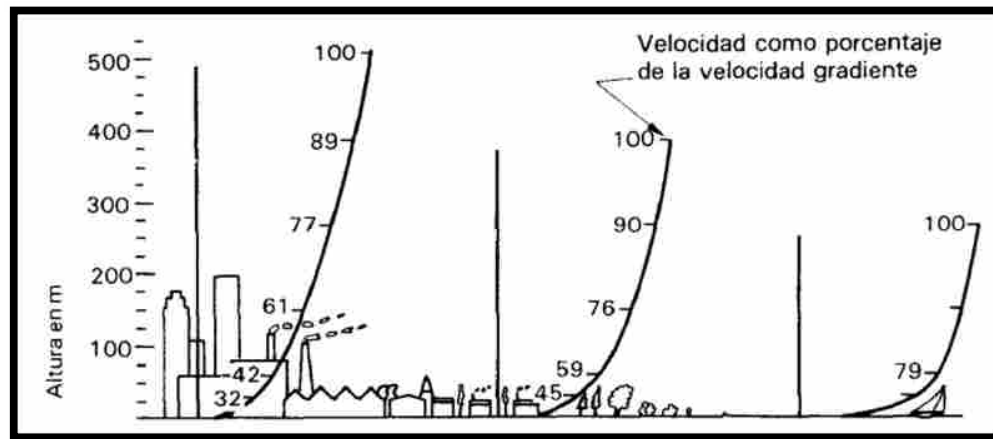
3.2.2. Efectos del viento en estructuras

En eventos meteorológicos intensos, como los huracanes, el comportamiento del viento cerca de la superficie terrestre se ve condicionado por los efectos de fricción con el terreno. Como resultado, la velocidad del aire es prácticamente nula en el nivel del suelo y aumenta de manera progresiva conforme se incrementa la altura, hasta alcanzar un valor límite denominado velocidad gradiente, que representa el flujo atmosférico no afectado por la rugosidad superficial. En áreas con baja rugosidad, tales como campos abiertos con vegetación mínima, el viento mantiene velocidades elevadas a escasa altura del terreno; por el contrario, en zonas urbanas con edificaciones de gran altura y densidad, la presencia de obstáculos provoca una disminución marcada de la velocidad en los estratos inferiores, requiriéndose mayores alturas para alcanzar el régimen de flujo no perturbado. La evidencia experimental indica que el perfil vertical de la velocidad del viento depende de las características del terreno (como se observa en la figura 7),

observándose que la velocidad gradiente se alcanza aproximadamente a los 250 m en áreas abiertas y alrededor de los 500 m en centros urbanos. (Meli, 1985, pág. 208)

Figura 7

Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades



Nota. Se muestra la intensidad de los vientos según la altura con respecto del nivel de terreno, es así que se muestra que mientras mayor sea la altura la intensidad del viento crece. Adaptado de “Diseño estructural” (p.208), Meli, 1985, editorial Limusa S.A.

3.2.2.1. Efectos de las cargas de viento en estructuras de baja altura

De acuerdo con Beltrán (2011), el comportamiento de la carga de viento en edificaciones de baja altura menores a 15 metros presenta un nivel de complejidad comparable al de edificios altos u otras estructuras de gran escala. Esta condición se explica, principalmente, por la proximidad de estas edificaciones a la superficie terrestre, donde la turbulencia del viento alcanza valores elevados como consecuencia de la interacción con el terreno. Asimismo, las cubiertas constituyen un elemento crítico, dado que los mayores valores de carga de viento en edificios bajos suelen manifestarse en forma de succiones sobre estas superficies. Diversos estudios han

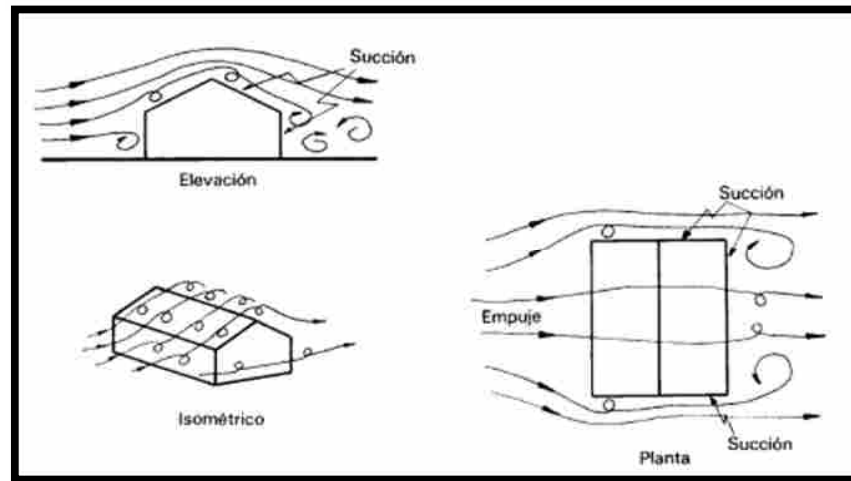
evidenciado que, con el transcurso del tiempo, un número significativo de fallas estructurales se originan precisamente en dichas zonas (pág. 40).

3.2.2.1.1. Patrones de flujo típico de viento alrededor de una estructura a dos aguas.

La interacción del viento con las edificaciones representa un fenómeno de alta complejidad, el cual no puede ser descrito adecuadamente mediante formulaciones simplificadas ni modelos matemáticos básicos. Esta dificultad se debe a la variabilidad en las dimensiones y geometrías de los edificios, a las diferentes condiciones de exposición al viento, a la influencia de la topografía del entorno y a la naturaleza fluctuante del propio viento. En este contexto, la caracterización del comportamiento del flujo de aire solo es posible a través de mediciones directas en estructuras a escala real o mediante ensayos experimentales en túneles de viento. En una configuración típica de flujo, como la ilustrada en la Figura 9, cuando el viento incide sobre una edificación con cubierta a dos aguas, la corriente de aire experimenta una disminución de velocidad al aproximarse al obstáculo, generando presiones positivas en la cara de barlovento. Posteriormente, el flujo se desvía alrededor de las aristas y sobre la cubierta, produciéndose la separación de este en determinadas zonas, lo que origina presiones inferiores a la atmosférica, manifestadas en forma de succiones sobre los muros laterales y en sectores de la cubierta (Escalante, 1986, pág. 68).

Figura 8

Flujo de viento alrededor de una construcción



Nota. Se muestra el flujo de viento en las estructuras metálicas y los efectos que producen en estas.

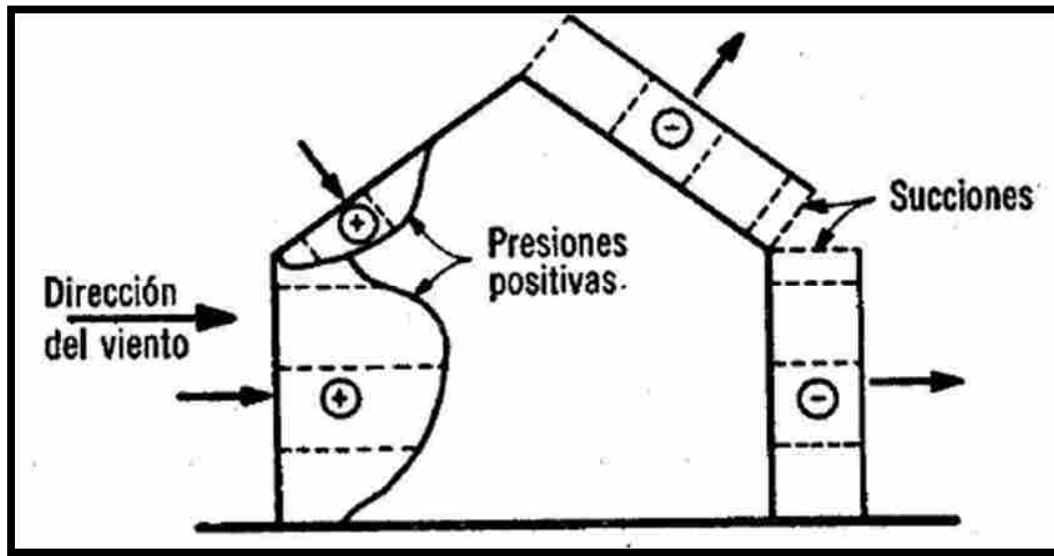
Adaptado de “Diseño estructural”, (p. 221), R. Meli, 1985, editorial Limusa S.A.

3.2.2.1.2. Presiones externas producidas por las cargas de viento

Meli (1985) presenta la distribución de presiones externas obtenida a partir de ensayos en túnel de viento realizados sobre un modelo de edificación con geometría similar a la descrita previamente, sometido a una corriente de aire de velocidad constante (véase Figura 9). Los resultados evidencian que asumir una presión uniforme en cada una de las dos superficies perpendiculares a la dirección del flujo no introduce errores significativos, lo cual permite definir coeficientes de forma constantes tanto para la cara de barlovento como para la de sotavento. En contraste, en las fachadas laterales y en la cubierta se registran valores elevados de succión en las zonas próximas a la cara de barlovento, disminuyendo progresivamente en las áreas más alejadas de dicha superficie (p. 221).

Figura 9

Distribución de presión o fuerzas producto del viento sobre una estructura



Nota. Se muestra los efectos que produce en el viento en las estructuras como son presiones positivas y presiones negativos o succiones. Adaptado de “Estudio de la seguridad de las edificaciones de vivienda ante la incidencia de viento”, (p. 16); O. López y H. Toledo, 2003.

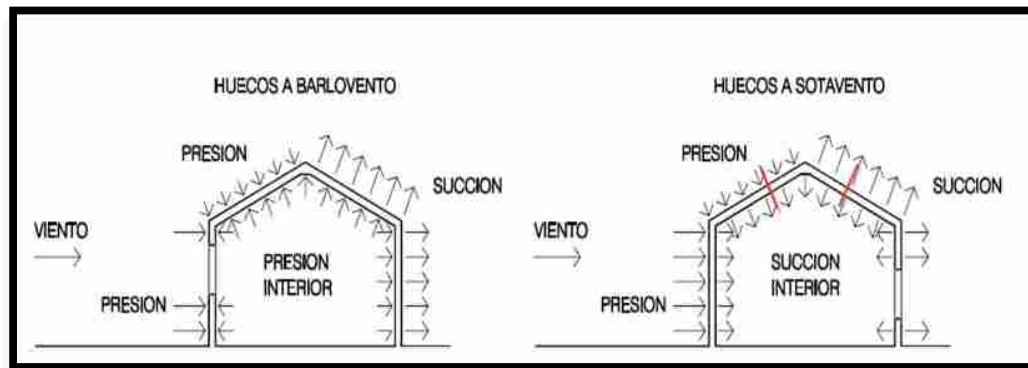
3.2.2.1.3. Presiones internas producidas por las cargas de viento

En aquellas estructuras que no presentan un cerramiento total, la respuesta estructural frente a la acción del viento puede verse modificada por la presencia de presiones internas, las cuales están condicionadas por la ubicación y orientación de las aberturas respecto a las caras de barlovento y sotavento. Cuando dichas aberturas son de dimensiones considerables, el flujo de aire interior se encuentra directamente gobernado por el viento externo, por lo que se asume que la acción del viento se produce en la dirección de las aberturas, ya sea desde el lado de barlovento o desde el de sotavento. Esta hipótesis se adopta ante la dificultad práctica de identificar con

exactitud la dirección del viento que generaría las condiciones más desfavorables para la estructura. (Escalante, 1986, pág. 86)

Figura 10

Presiones internas ejercidas por el viento



Nota. Se muestra las presiones producidas por las cargas de viento en las estructuras. Adaptado de “Manual de diseño de obras civiles diseño por viento”, (p.42), Comisión Federal de Electricidad, 2008.

3.2.2.2. Daños provocados por las cargas de viento en las estructuras

De acuerdo con Beltrán (2011), si bien las acciones del viento presentan un comportamiento predominantemente dinámico, en determinadas estructuras que poseen elevados niveles de amortiguamiento resulta suficiente considerar cargas estáticas para la determinación de los esfuerzos inducidos por el viento, ya sea a nivel global de la estructura o de manera localizada en elementos como fachadas, cubiertas y revestimientos. En este contexto, los daños más severos ocasionados por la acción del viento suelen concentrarse en zonas críticas, como las esquinas de la edificación y los aleros, debido a la variabilidad en la dirección del flujo de aire incidente.

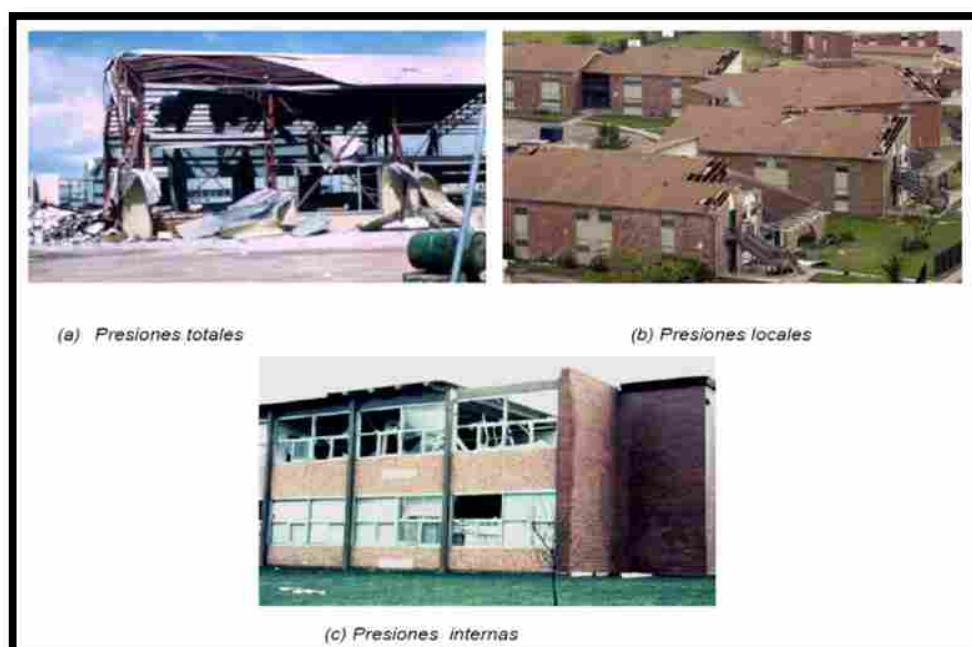
En conclusión, las edificaciones medias y bajas al ser estructuras muy rígidas las ráfagas de viento son estáticas, esto en comparación con las estructuras altas ya que ahí los efectos de los

vientos son dinámicos debido a la flexibilidad por la altura que alcanzan estas, como se indicó párrafos atrás.

Quiroga (2009) señala que una estructura emplazada dentro de un campo de viento se encuentra sometida a fuerzas aerodinámicas cuya magnitud y distribución dependen de sus características geométricas y constructivas. Dichas fuerzas generan presiones y succiones sobre los elementos de cerramiento, las cuales se transmiten posteriormente a los componentes resistentes del sistema estructural. Cuando el viento incide de manera perpendicular sobre la fachada principal, esta recibe directamente la acción de la presión, mientras que el flujo de aire se desvía hacia los laterales y sobre la cubierta. En situaciones donde el viento provoca la falla de ventanas o puertas, el ingreso abrupto del aire al interior de la edificación incrementa significativamente las presiones internas y las succiones en muros y techos, pudiendo originar daños severos e incluso el colapso de la estructura (véase Figura 11) (pág. 10).

Figura 11

Efecto de las presiones a) totales; b) locales; c) internas sobre la estructura



Nota. Se muestra los desastres producidos por las cargas de viento en las estructuras metálicas.

Adaptado de “Factores que afectan al viento”, (p. 11); S. Quiroga, 2009.

3.2.3. Análisis del RNE norma E.020

En dicha norma se muestran las cargas muertas, cargas vivas y cargas de viento esto para explicar cómo actúan estas fuerzas sobre las estructuras. En el artículo 7 del RNE Norma E.020 define las cargas vivas que actúan sobre el techo de una estructura, estas se toman para diseñar los techos y marquesinas.

3.2.3.1. Carga Viva de techo

Según el (RNE E.020, 2020), las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

- a) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).
- b) Para techos con inclinación mayor de 3° , con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3° , hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).
- c) Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).
- d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 11.
- e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 1
- f) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de

uso común ó público, en cuyo caso la sobrecarga de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/ m²).

- g) El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.
- h) Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.
- i) Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasionen. (pág. 14)

El artículo 12 de la Norma E.020 “Cargas”, establece los criterios y consideraciones necesarios para el cálculo de la presión de diseño que actúa sobre la estructura, definiendo el procedimiento a seguir para su determinación:

3.2.3.2. Cargas debido al viento

Según el (RNE E.020, 2020), establece que los sistemas de cerramiento y los elementos exteriores de las edificaciones sometidas a la acción del viento deben verificarse frente a las presiones internas y externas que este genera, considerando como hipótesis de diseño la actuación del viento en dos direcciones horizontales ortogonales entre sí (pág. 20).

3.2.3.2.1. Clasificación de las edificaciones

Para el (RNE E.020, 2020), las edificaciones se dividen en tres tipos según su exposición ante ráfagas de viento, son los que se muestran a continuación:

- Tipo 1. Se consideran edificaciones con baja sensibilidad a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento aquellas de reducida altura o esbeltez, así como las estructuras cerradas cuya cobertura es capaz de resistir las acciones del viento sin

experimentar modificaciones en su geometría. En estos casos, el diseño se rige por los criterios establecidos para la determinación de la velocidad básica del viento y la correspondiente carga exterior de viento (pág. 20).

- Tipo 2. Se consideran dentro de esta categoría las edificaciones cuya esbeltez las vuelve susceptibles a la acción de las ráfagas de viento, como los tanques elevados, anuncios publicitarios y, en general, aquellas estructuras que presentan una dimensión reducida en la dirección del viento. Para este tipo de estructuras, la normativa establece que la carga exterior de viento debe incrementarse en un veinte por ciento (pág. 20).
- Tipo 3. En esta categoría se incluyen las edificaciones que presentan condiciones aerodinámicas particulares, tales como domos, arcos, antenas, chimeneas de elevada esbeltez y cubiertas suspendidas. Para este tipo de estructuras, las presiones de diseño deben ser determinadas mediante procedimientos de análisis reconocidos en la práctica de la ingeniería, asegurando en todo caso que no sean inferiores a las establecidas para las edificaciones clasificadas como Tipo 1 (pág. 20).

3.2.3.2.2. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño de viento hasta 10 metros debe corresponder a la velocidad máxima asociada a la zona donde se emplaza la edificación, conforme a lo indicado en la figura 12, sin que dicho valor sea inferior a 75 Km/h. Asimismo, la velocidad de diseño del viento para cada nivel de la edificación se determina mediante la expresión que se presenta a continuación (RNE E.020, 2020, pág. 20)

$$V_h = V * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Donde:

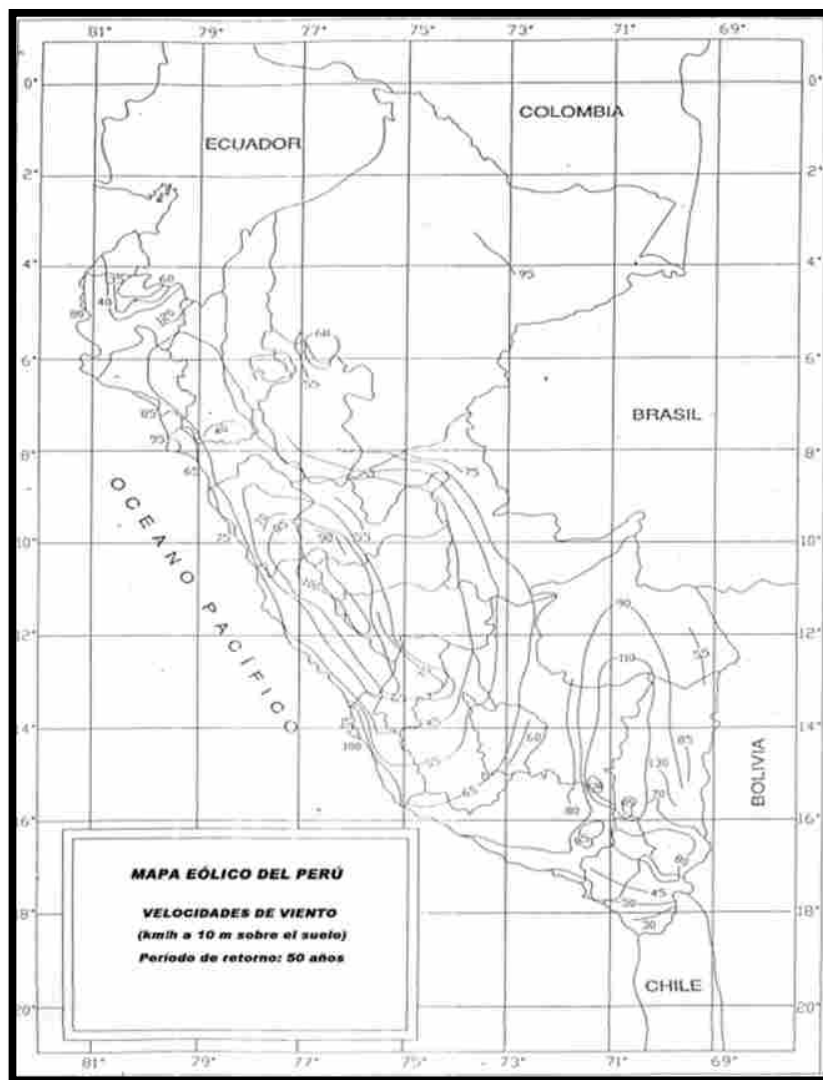
V_h : Velocidad de diseño en la altura h en Km/h.

V : Velocidad de diseño hasta 10 metros de altura Km/h.

h : Altura sobre el terreno en metros.

Figura 12

Mapa Eólico del Perú



Nota. Se muestra el mapa eólico del Perú en el cual se indica las velocidades de viento para el diseño de las estructuras. Adaptado de “RNE E.020 Cargas”, (p.29), SENCICO, 2020.

3.2.3.2.3. Carga exterior de viento

Según el (RNE E.020, 2020), la acción exterior del viento ya sea en forma de presión o succión, se considera de carácter estático y actuando de manera normal a la superficie sobre la que índice. El valor de dicha carga se determina mediante la expresión que se presenta a continuación. (pág. 20)

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2$$

Donde:

P_h : Presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m^2 .

C : Factor de forma adimensional indicado en la tabla 1.

V_h : Velocidad de diseño a la altura h , en Km/h .

Tabla 2

Factores de forma (C)*

CONSTRUCCION	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios.	+0,8	-0,6
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 45°.	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos.	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15 ° y 60°.	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.	+0,8	-0,6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	+0,7	-0,7
*El signo positivo indica presión y el negativo succión		

Nota. Se muestran los coeficientes a barlovento y sotavento según la superficie de las coberturas de las estructuras. Adaptado de “RNE E.020 Cargas”, (p.21), SENCICO, 2020.

3.2.4. Análisis de la norma brasileña NBR 6123

3.2.4.1. Objetivo

La normativa establece los valores que deben considerarse para la evaluación de las acciones del viento, ya sea bajo un enfoque estático o dinámico, con el propósito de efectuar el análisis y diseño de edificaciones. Asimismo, proporciona el procedimiento para el cálculo de la presión dinámica del viento que actúa sobre la estructura en estudio, el cual se desarrolla conforme a lo indicado a continuación.

3.2.4.2. Procedimiento para el cálculo de las fuerzas debidas al viento en edificaciones

3.2.4.2.1. Determinación de las fuerzas estáticas debidas al viento

Las fuerzas estáticas debidas al viento son determinadas del siguiente modo:

- a) La velocidad básica de viento V_0 , debe de ser adecuada a la ubicación donde será construida la estructura, esta velocidad podremos tomarla del mapa eólico presentado en la figura 18.
- b) La velocidad básica de viento es multiplicada por los factores S_1 , S_2 y S_3 , esto se realiza para calcular la velocidad característica de viento V_k , con la siguiente expresión:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

Donde:

V_k : Velocidad característica de viento

V_0 : Velocidad básica de viento

S_1 : Factor topográfico

S_2 : Rugosidad del terreno, dimensión de la edificación y altura sobre el terreno

S_3 : Factor estadístico

- c) Una vez obtenida la velocidad característica de viento podemos calcular la presión dinámica de viento que soportara la estructura con la siguiente expresión:

$$q = 0,613 * V_k^2$$

Donde:

q : presión dinámica del viento

V_k : Velocidad característica de viento

- d) Luego se realiza el cálculo de los coeficientes de presión interna y externa según corresponda ya que la fuerza de viento depende de la diferencia de estas presiones, con esto al final podremos obtener la presión efectiva de viento Δp , la expresión se representa de la siguiente manera:

$$\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i$$

Donde:

Δp_e : Presión efectiva externa

Δp_i : Presión efectiva interna

Por lo tanto:

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) * q$$

Donde:

C_{pe} : Coeficiente de presión externa

C_{pi} : Coeficiente de presión interna

Para valores positivos de los coeficientes de presión interna o externa corresponden a sobrepresión, y valores negativos corresponderán a succiones. (ABNT, 1988)

3.2.4.3. Velocidad característica del viento (V_k)

3.2.4.3.1. Velocidad básica del viento V_0

La velocidad básica del viento se define como el valor máximo promedio registrado en un intervalo de tres segundos, determinado para un período de retorno de 50 años y medido a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno, en condiciones de campo abierto y topografía plana, tal como se ilustra en la Figura 13. Asimismo, se considera que el viento básico puede incidir desde cualquier dirección horizontal. En situaciones donde exista incertidumbre respecto al valor de esta velocidad, es posible desarrollar estudios específicos para un proyecto determinado, siempre que estos se encuentren debidamente sustentados (ABNT, 1988).

3.2.4.3.2. Factor topográfico. (S_1)

Según las variaciones del terreno el factor es determinado de la siguiente manera:

- a) Terrenos planos poco accidentados: $S_1 = 1.0$.
- b) Para taludes y morros: en los taludes y morros alargados en los cuales pueden ser admitidos un flujo de aire bidimensional soplando en el sentido indicado (véase figura 19).

- En el punto A (morro) y en los puntos A y C el valor de $S_1 = 1.0$.
- En el punto B, S_1 depende de la altura (z) en la que está ubicada el terreno del proyecto y se expresa de la siguiente manera:

$$\theta \leq 3^\circ : S_1(z) = 1.0$$

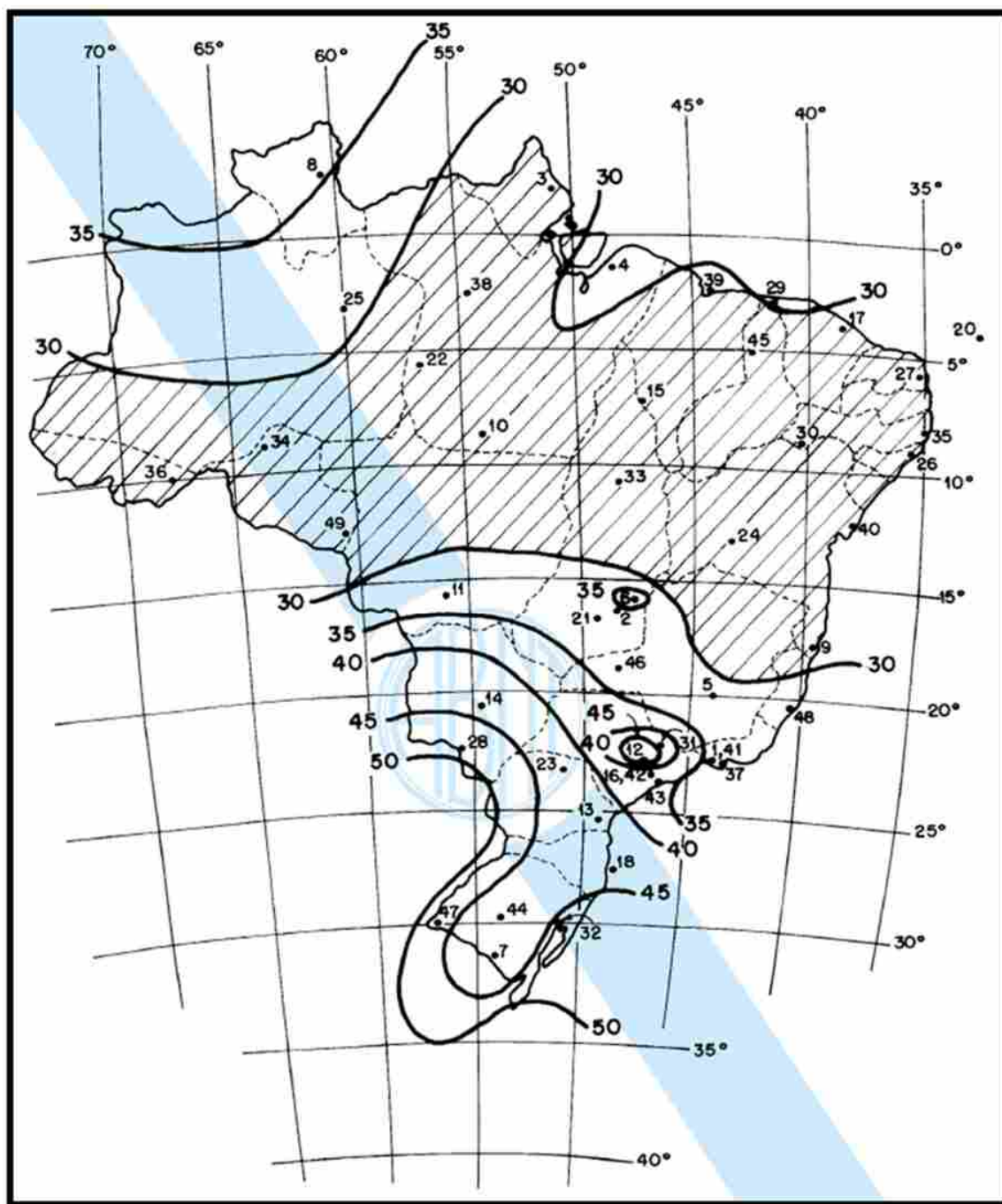
$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ : S_1(z) = 1.0 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right) * \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ : S_1(z) = 1.0 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right) * 0.31 \geq 1$$

- c) Valles profundos, protegidos de vientos en cualquier dirección: $S_1 = 0.9$.

Figura 13

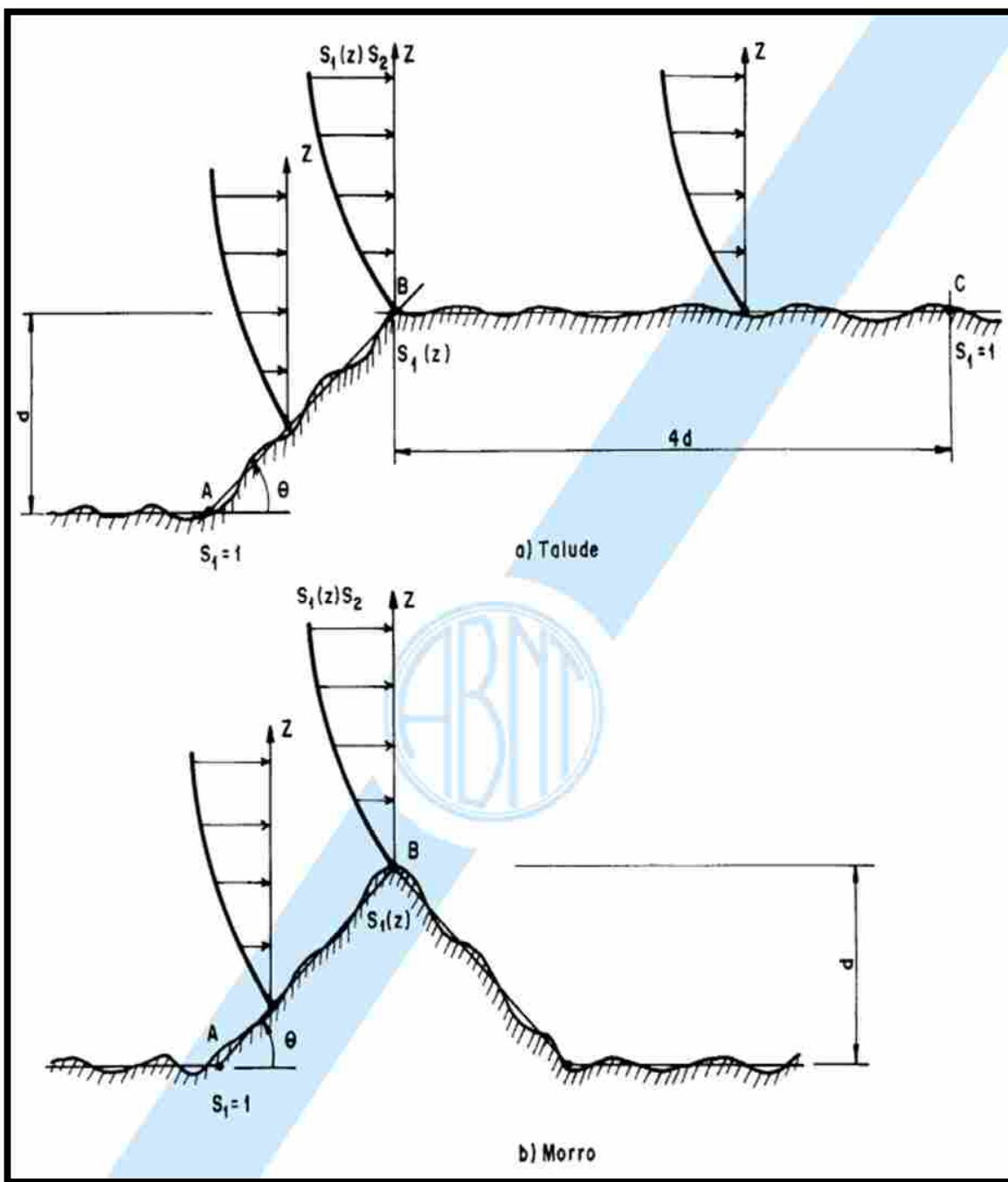
Isopletas de velocidad básica V_o (m/s)



Nota. Se muestra el mapa eólico de Brasil, con las fuerzas de viento para cada ciudad. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 06), ABNT, 1988.

Figura 14

Factor topográfico $S_1(z)$



Nota. Se muestra la distribución de las cargas de viento en las estructuras según su topografía.

Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 07), ABNT, 1988.

3.2.4.3.3. Rugosidad del terreno, dimensión de la edificación y altura sobre el terreno

S₂

El factor S₂ considera la influencia de la rugosidad del terreno y la variación de la velocidad del viento asociada a la presencia de obstrucciones en altura dentro del área donde se emplaza el proyecto. Adicionalmente, este factor incorpora como variable relevante las dimensiones de la edificación, estableciendo coeficientes que pueden conducir tanto a la reducción como a la amplificación de la presión del viento (ABNT, 1988).

Para efectos de esta normativa, la rugosidad del terreno se clasifica en cinco categorías, mientras que las dimensiones de la edificación se agrupan en tres clasificaciones, las cuales se presentan en la Tabla 3 y la Tabla 4, respectivamente.

Tabla 3

Rugosidad del terreno según su categoría

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN
I	Superficies lisas de grandes dimensiones, con más de 5 km de extensión, medida en la dirección y sentido del viento incidente. Ejemplos: mar calmado, lagos y ríos; pantanos sin vegetación.
II	Terrenos abiertos planos o aproximadamente planos, con pocos obstáculos aislados, tales como árboles y edificaciones bajas. Ejemplos: zonas costeras planas; pantanos con vegetación baja, campos de aviación, praderías; terrenos sin obstrucciones. Las obstrucciones son consideradas hasta un metro.
III	Terrenos planos u ondulados con obstáculos, tales como plantas o muros, poca quiebra vientos de árboles, edificaciones bajas y esparcidas. Ejemplo: granjas y casas de campo, suburbios con considerable distancia del centro. Las obstrucciones son consideradas hasta tres metros.
IV	Terrenos cubiertos por obstáculos numerosos e poco espaciados, en zonas industriales o urbanizadas. Ejemplos: zonas de parque y bosques con muchos árboles; ciudades pequeñas, suburbios densamente contruidos de grandes ciudades. Las obstrucciones son consideradas hasta diez metros.
V	Terrenos cubiertos por obstáculos numerosos, grandes, altos y poco espaciados. Ejemplo: centro de grandes ciudades, complejos industriales bien densos. Las obstrucciones son consideradas hasta veinticinco metros.

Nota. En la tabla se describe las categorías a las cuales pertenecen las estructuras según su uso.

Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 08), ABNT, 1988.

Tabla 4

Clasificación de la estructura según sus dimensiones

CLASE	DESCRIPCION
A	Toda edificación en la cual la mayor dimensión horizontal o vertical no excede a 20 metros.
B	Toda edificación o parte de ella para la cual la mayor dimensión horizontal o vertical de la superficie frontal este entre 20 metros y 50 metros.
C	Toda edificación o parte de la edificación para la cual la mayor dimensión horizontal o vertical de la superficie frontal exceda a 50 metros.

Nota. Se muestra las clases a las que pertenecen las estructuras según sus dimensiones. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 09), ABNT, 1988.

Finalmente, el factor S_2 se calcula usando la tabla 5 dependiendo de la altura de la edificación y teniendo que interpolar los valores si fuera necesario.

Tabla 5

Valores del factor rugosidad S_2

Z (m)	CATEGORIA														
	I			II			III			IV			V		
	CLASE			CLASE			CLASE			CLASE			CLASE		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,16	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14

Nota. Se muestra los coeficientes a ser utilizados para el cálculo del factor S_2 . Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 08), ABNT, 1988.

3.2.4.3.4. Factor estadístico S_3

Para efectos de esta norma el factor S_3 está basado en conceptos estadísticos, y considera un grado de seguridad. Esta norma agrupa los valores en cinco grupos son según la importancia de e incidencia de personas en la edificación, esto podemos verlo en la tabla 6. (ABNT, 1988)

Tabla 6

Valores mínimos del factor estadístico S_3

GRUPO	DESCRIPCION	S_3
1	Edificaciones cuyo colapso total o parcial puede afectar a la seguridad o posibilidad de auxilio a las personas después de un evento destructivo (hospitales, cuarteles de bomberos y de fuerzas de seguridad, centrales de comunicación, etc.)	1,10
2	Edificaciones para hoteles y residenciales. Edificaciones para comercio e industria con alto factor de ocupación	1,00
3	Edificaciones e instalaciones industriales con bajo factor de ocupación (depósitos, silos, construcciones rurales, etc.)	0,95
4	Cercos (tejados, vidrios, paneles de cercos, etc.)	0,88
5	Edificaciones temporales.	0.83

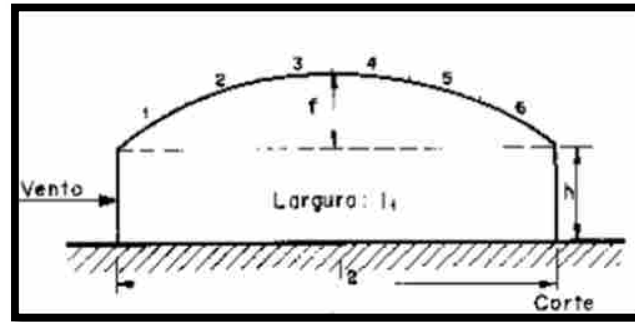
Nota. En la tabla se indica el grupo al cual pertenece las edificaciones según la importancia que tiene la estructura. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 10), ABNT, 1988.

3.2.4.4. Coeficientes aerodinámicos para coberturas curvas

Las presiones externas en superficies curvas dependen de la localización de los puntos de separación del flujo, los cuales varían con la velocidad del viento, características de su turbulencia, dimensiones y relación entre las dimensiones de la edificación, curvatura de la superficie externa de la cobertura y su rugosidad, etc. Los coeficientes de presión presentados en las tablas 7, 8 y 9, son basados en ensayos realizados en flujo aproximadamente uniforme e de baja turbulencia. (ABNT, 1988, pág. 50)

Figura 15

Viento perpendicular al eje de la cobertura curva

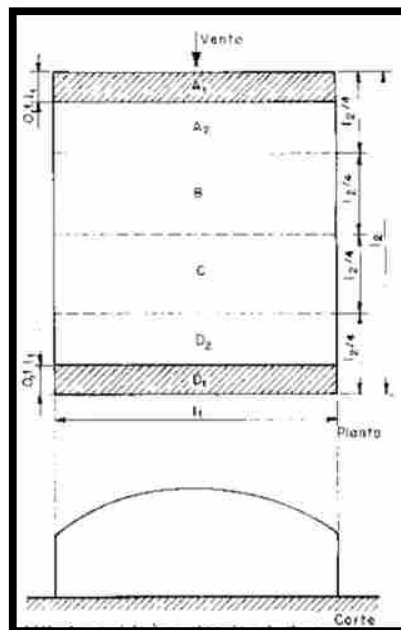


Nota. Se muestra distribución de los coeficientes producto del viento según la norma brasileña.

Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 50), ABNT, 1988.

Figura 16

Viento paralelo al eje de la cobertura curva



Nota. Se muestra las áreas que son afectadas por las cargas de viento en las coberturas de las

estructuras metálicas. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 50),

ABNT, 1988.

Tabla 7

Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando perpendicularmente al eje de la cobertura

$\frac{f}{l_2}$	$\frac{h}{l_2}$	C_{pe} para la parte					
		1	2	3	4	5	6
$\frac{1}{5}$	0	+0,3	-0,3	-0,6	-0,7	-0,6	-0,2
	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
	1/4	-0,9	-0,6	-0,8	-0,8	-0,4	-0,2
	1/2	-1,2	-0,7	-0,9	-0,8	-0,3	-0,2
	1	-1,4	-0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,4
$\frac{1}{10}$	5	-1,8	-1,0	-1,1	-1,2	-0,8	-0,7
	1/8	-1,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/4	-1,2	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/2	-1,5	-1,0	-0,7	-0,5	-0,4	-0,3
	1	-1,6	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,3

Nota. Se muestra los coeficientes a ser utilizados para el cálculo de C_{pe} , cuando el viento viene perpendicularmente al eje de la estructura. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 51), ABNT, 1988.

Tabla 8

Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando paralelamente al eje de la cobertura

Parte de la cobertura	$A_1 + A_2$	B	C	$D_1 + D_2$
C_{pe}	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2

Nota. Se muestra los coeficientes a ser utilizados para el cálculo de C_{pe} , cuando el viento viene paralelamente al eje de la estructura. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 51), ABNT, 1988.

Tabla 9

Coeficiente de presión externa, C_{pe} , para viento soplando oblicuamente al eje de la cobertura

Parte de la cobertura	A_1	D_1
C_{pe}	-1,8	-1,8

Nota. Se muestra los coeficientes a ser utilizados para el cálculo de C_{pe} , cuando el viento viene oblicuamente al eje de la cobertura. Adaptado de “NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações”, (p. 51), ABNT, 1988.

3.2.5. Estructuras Metálicas

3.2.5.1. Historia del acero

Según Chamberlain et. al. (2013), indica que la utilización del hierro fue aproximadamente desde hace ocho mil años atrás, en civilizaciones tales como Egipto, Babilonia y la India. Esas civilizaciones utilizaban el hierro solo como adorno en las construcciones o como fines militares. El uso del acero a escala industrial tiene lugar a mediados del siglo XIX, por la revolución industrial en Inglaterra, Francia y Alemania. La primera obra importante construida en acero fue el puente sobre el río Severn, en Coalbrookdale, en Inglaterra, en 1779 (véase figura 17). Las aplicaciones en edificios tuvieron como marco la construcción del palacio de cristal de Londres, en 1851, con un sistema de fabricación y montaje que se asemeja mucho al usado actualmente en las construcciones metálicas. Sin duda, se puede afirmar que el gran precursor y mentor de las estructuras metálicas fue Gustave Eiffel, cuyos actos tecnológicos sorprendieron a los entendidos en la época. (pág. 1)

Figura 17

Puente Coalbrookdale



Nota. Se muestra una de las primeras obras en las cuales se utilizaron los materiales metálicos.

Adaptado de “Projeto e cálculo de estruturas de aço”, (p.1), Z. Chamberlain et. al., 2013.

1 Por otro lado, según McCormac y Csernak (2013), señalan que la fabricación del acero se remonta a aproximadamente dos o tres mil años atrás. Este material se define como una aleación compuesta principalmente por hierro y pequeñas proporciones de carbono, generalmente inferiores al 1 %, además de contener cantidades reducidas de otros elementos. No obstante, la producción del acero no alcanzó un nivel económicamente viable sino hasta mediados del siglo XIX.

117 El primer proceso que permitió la fabricación masiva de acero fue desarrollado en Inglaterra y recibió el nombre de proceso Bessemer, en honor a Sir Henry Bessemer, quien lo patentó en 1855. Posteriormente, Bessemer intentó obtener la patente en los Estados Unidos; sin embargo, esta fue otorgada a William Kelly, al demostrarse que había aplicado un procedimiento similar varios años antes. A pesar de ello, el método conservó la denominación de Bessemer y representó una reducción significativa de los costos de producción, estimada en alrededor del 80 %, lo que impulsó la expansión de la industria del acero.

En cuanto a las aplicaciones estructurales, uno de los primeros usos del metal en obras de gran envergadura fue el puente de Coalbrookdale, considerado un hito en la historia de la ingeniería, ya que marcó un cambio trascendental al introducir el hierro como material estructural, influyendo de manera decisiva en el desarrollo de la revolución industrial. (pág. 7)

3.2.5.2. Ventajas y desventajas del acero como material estructural

Las estructuras de acero, así como otras formas constructivas, presentan ventajas y desventajas al momento de su uso, y se presentan a continuación:

3.2.5.2.1. Ventajas

- a) **Alta Resistencia:** El reducido peso propio de las estructuras metálicas se debe a la elevada relación resistencia–peso del acero, característica que resulta especialmente ventajosa para el diseño de estructuras de grandes luces,

edificaciones en altura y obras ejecutadas sobre cimentaciones con capacidad portante limitada o con deficiencias geotécnicas. (McCormac y Csernak, 2013)

- 78
- b) **Durabilidad:** Las estructuras de acero presentan una menor variación de sus propiedades mecánicas y geométricas con el paso del tiempo en comparación con las estructuras de concreto armado, siempre que cuenten con un adecuado diseño, fabricación y mantenimiento, lo que contribuye a un comportamiento estructural más predecible durante su vida útil. (McCormac y Csernak, 2013)
- c) **Elasticidad:** El acero cumple la ley de Hooke hasta niveles elevados de esfuerzo, lo que le confiere un comportamiento predominantemente elástico en un amplio rango de carga; en consecuencia, su respuesta estructural se ajusta de manera más precisa a las hipótesis teóricas de diseño en comparación con otros materiales estructurales. (McCormac y Csernak, 2013)
- 127
- d) **Tenacidad:** El acero posee elevada resistencia y ductilidad, lo que implica que un elemento estructural es capaz de soportar grandes esfuerzos aun cuando experimenta deformaciones considerables. Esta característica permite que el acero pueda ser doblado, cortado, taladrado y martillado sin presentar daños significativos durante los procesos de fabricación y montaje. Asimismo, el material presenta una alta tenacidad, entendida como la capacidad de absorber grandes cantidades de energía antes de alcanzar la falla. (McCormac y Csernak, 2013)
- e) **Ampliación de estructuras:** Las estructuras construidas con acero presentan una alta flexibilidad para futuras ampliaciones, ya que permiten la incorporación de nuevos elementos estructurales e incluso la adición de crujías completas, sin

generar intervenciones complejas ni afectar significativamente el comportamiento estructural existente. (McCormac y Csernak, 2013)

3.2.5.2.2. Desventajas

- a) **Fatiga:** Cuando un elemento estructural de acero se encuentra sometido a variaciones en la magnitud de los esfuerzos de tracción o a inversiones en su sentido, su capacidad resistente puede verse disminuida. (McCormac y Csernak, 2013)
- b) **Fractura Frágil:** Las acciones repetitivas asociadas a la fatiga, así como la exposición a bajas temperaturas, pueden ocasionar una disminución de la ductilidad del material, favoreciendo la aparición de fallas frágiles en zonas donde existen concentraciones de esfuerzos. (McCormac y Csernak, 2013)
- c) **Susceptibilidad al pandeo:** El fenómeno de pandeo se presenta principalmente en elementos estructurales alargados y de elevada esbeltez que trabajan a compresión. En el caso de las columnas, una forma de mitigar este comportamiento es mediante el aumento de la rigidez de la sección transversal, lo que implica el empleo de una mayor cantidad de material y, por tanto, un incremento en los costos. (McCormac y Csernak, 2013)
- d) **Costo de mantenimiento:** El acero requiere la aplicación periódica de recubrimientos protectores con el fin de prevenir la corrosión causada por su exposición al ambiente, especialmente al aire y la humedad. En numerosos casos, para reducir los costos asociados a este mantenimiento, se opta por el empleo de aceros patinables o resistentes a la intemperie. (McCormac y Csernak, 2013)

- e) **Costo de protección ante el fuego:** El acero presenta una elevada conductividad térmica, lo que facilita la transmisión del calor y puede generar el riesgo de ignición en materiales adyacentes. Por esta razón, resulta necesario implementar sistemas de protección térmica, como recubrimientos aislantes o dispositivos de rociadores automáticos, a fin de cumplir con las exigencias de seguridad establecidas por la normativa vigente. (McCormac y Csernak, 2013)

3.2.5.3. Perfiles de acero

3.2.5.3.1. Perfiles de acero formados en caliente

Según Chamberlain et. al. (2013), son perfiles formados por el mismo proceso utilizado para los productos planos como las láminas, obtenidas a partir de la laminación en caliente, conformado por una sucesión de pasos. Los perfiles más utilizados en las estructuras son los mostrados en la figura 18. (pág. 3)

Para Vinnakota (2006), conceptualizo los perfiles más utilizados en las construcciones, y son los que se mencionan a continuación:

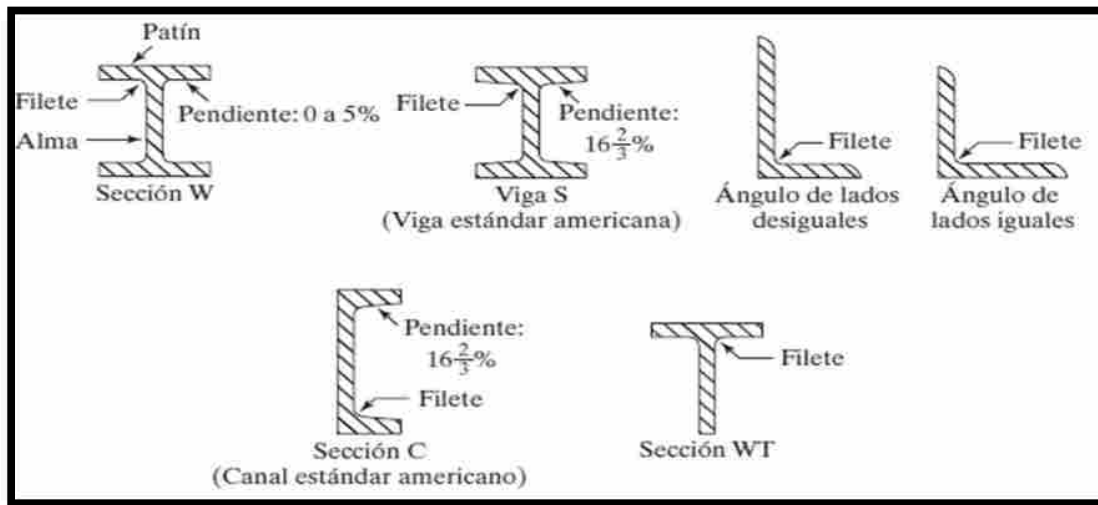
- a) **Perfiles de patín ancho (W):** Este tipo de perfil está conformado por dos elementos horizontales de sección rectangular, denominados patines, y un elemento vertical también rectangular conocido como alma, los cuales se unen mediante filetes o radios, tal como se aprecia en la figura 18. Su sección transversal presenta dos ejes de simetría. En general, estos perfiles poseen un peralte igual o superior al ancho del patín, siendo el espesor de los patines usualmente mayor que el del alma. Las caras internas y externas de los patines superior e inferior son paralelas entre sí. El perfil del patín ancho se identifica por el símbolo alfabético W, seguido por el peralte nominal en pulgadas y el paso en libras por pie lineal de largo. Las series de

35

perfiles W12 y W14 con pesos entre 40 y 808 libras por pie lineal se utilizan principalmente para columnas de edificios altos.

Figura 18

Perfiles de acero laminados en caliente.



1

Nota. Se muestra las formas de los elementos estructurales laminados en caliente. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 9), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

- b) Viga estándar americana (S): Este tipo de perfil se caracteriza por presentar patines de menor ancho en comparación con los perfiles de patín ancho, así como un alma de mayor espesor. Las caras internas de los patines no son paralelas, sino que poseen una inclinación aproximada de $16 \frac{2}{3} \%$, tal como se ilustra en la figura 19. En la actualidad, el empleo de la viga estándar es limitado, debido al uso poco eficiente de material en el alma y a la reducida rigidez lateral que aportan sus patines angostos. Este perfil se designa mediante la letra S.
- c) Canales (C): Al igual que las vigas tipo I, este perfil está conformado por un alma y dos patines paralelos; sin embargo, las caras internas de los patines presentan una

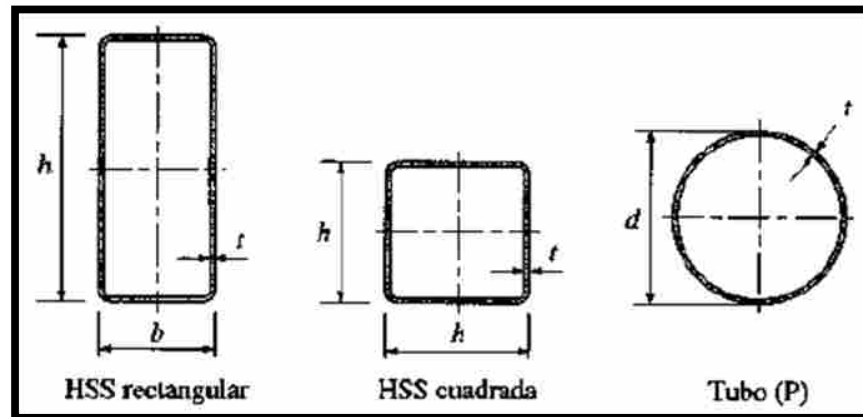
35

inclinación aproximada de $16 \frac{2}{3} \%$. En estos perfiles, el peralte real coincide con el peralte nominal. El perfil de canal posee un solo eje de simetría y se identifica mediante la letra C. Los canales pueden emplearse de manera individual o en pares, especialmente en situaciones donde se requiere una cara plana para facilitar la conexión con otros elementos estructurales. Por esta razón, son comúnmente utilizados en tirantes de escaleras, largueros, elementos diagonales y tirantes en armaduras.

- 55 d) Perfiles en Ángulo (L): Son elementos estructurales el cual presenta dos secciones llamados alas, perpendiculares una de otra (véase la Figura 19). Las superficies internas y externas de cada ala son paralelas, y el espesor de ambas es el mismo sin importar que el ángulo tenga alas iguales o desiguales. Los ángulos se designan con el símbolo alfabético L. Las utilizaciones de este perfil son en las armaduras con claro corto y se fabrican con miembros simples o dobles.
- 28 e) Perfiles Estructurales huecos (HSS) y tubos circulares (P): Estos perfiles se dividen en dos categorías: Soldadas o sin costura. Las secciones tipo HSS, ya sea cuadrada o rectangular es designada por las dimensiones externas nominales con la dimensión más grande primero y luego el espesor del perfil (véase figura 19). Los tubos circulares también son conocidos por sección circular hueca. Se identifican por el símbolo alfabético P. Los tubos circulares de un tamaño nominal dado son producidos como estándar, reforzados y doble reforzados por la variación de su espesor y su diámetro interior, aunque conservan un diámetro constante. (pág. 21)
- 28

Figura 19

Secciones Estructurales huecas laminadas en caliente.



Nota. Se presenta las formas de los elementos laminados en caliente con el alma vacía usualmente utilizados para construcción de coberturas livianas. Adaptado de “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, (p.27), S. Vinnakota, 2006.

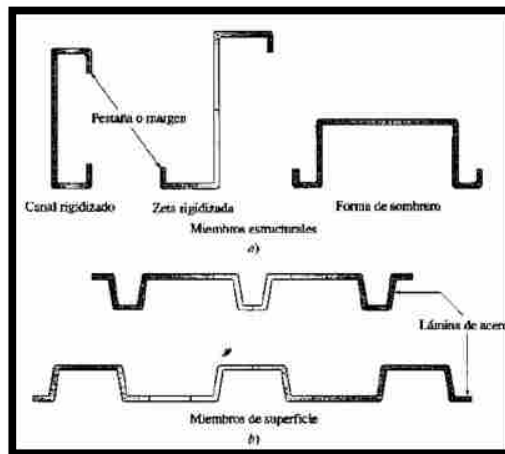
3.2.5.3.2. Perfiles de acero formados en frío

Estos perfiles se fabrican a partir del plegado de láminas delgadas de acero de bajo contenido de carbono, lo que permite obtener una amplia variedad de secciones transversales, como se aprecia en la figura 20. Su aplicación es común en elementos estructurales livianos, especialmente en sistemas de techos, entrepisos y muros. Si bien el proceso de conformado en frío puede generar una ligera disminución de la ductilidad del material, también produce un incremento moderado de su resistencia mecánica. Dicho aumento resistente puede ser considerado en el diseño estructural, siempre que se cumplan determinadas condiciones normativas. Un caso representativo de la aplicación de estos perfiles es el uso de planchas en losas colaborantes, donde el concreto es vaciado sobre láminas de acero conformadas, logrando soluciones estructurales más económicas

y con menores tiempos de ejecución, tal como se ilustra en la figura 21. (McCormac y Csernak, 2013, pág.12)

Figura 20

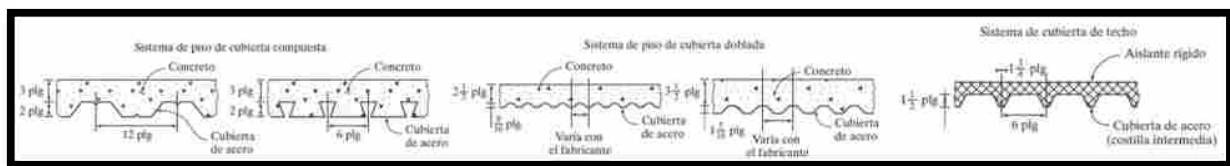
Secciones de acero formado en frío



Nota. Se presentan las secciones de los elementos formados en frío. Adaptado de “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, (p.27), S. Vinnakota, 2006

Figura 21

Algunos tipos de cubiertas de acero



Nota. Se muestra secciones formados en frío, habitualmente utilizados en entresijos de edificaciones. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 9), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

3.2.5.4. Clasificación de los aceros estructurales

Según Vinnakota (2006), el acero estructural disponible en perfiles laminados en caliente puede agruparse en distintas categorías, entre las cuales se incluyen los aceros al carbono, los aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA) con buen desempeño a compresión, los aceros de baja aleación sometidos a procesos de enfriamiento y temple, así como los aceros de aleación que también han sido enfriados y templados. Cada uno de estos tipos presenta características particulares que se describen a continuación.

3.2.5.4.1. Acero estructural al carbono

Este tipo de acero basa su capacidad resistente principalmente en la presencia controlada de carbono y manganeso como elementos fundamentales de aleación. Dentro de esta categoría se incluyen aceros al carbono tales como A36, A53, A500, A501 y A529. Históricamente, estos materiales han sido los más empleados en la construcción de edificaciones y puentes, especialmente antes de la incorporación generalizada de aceros de mayor desempeño estructural. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 21)

3.2.5.4.2. Acero de alta resistencia y baja aleación

La ASTM clasifica un amplio conjunto de aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA), los cuales adquieren sus elevadas propiedades mecánicas gracias a la incorporación, además del carbono y manganeso, de diversos elementos de aleación como columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. Estos aceros presentan límites de fluencia que oscilan entre 4 y 70 ksi. Entre los más representativos se encuentran los grados A572, A618, A913 y A992. Su aplicación es habitual en la construcción de edificaciones y otras estructuras, ya sea mediante soldadura o atornillado, aunque generalmente no se utilizan en la construcción de puentes. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 21)

5 3.2.5.4.3. Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.

Cuando el acero se alea con pequeñas cantidades de cobre, mejora su resistencia a la corrosión. Al estar expuesto a la atmósfera, su superficie desarrolla una capa de óxido adherente y compacta que limita la progresión de la corrosión, eliminando así la necesidad de recubrimientos protectores. Tras este proceso, el acero adquiere tonalidades que van desde el rojo oscuro hasta el café y el negro. Este tipo de acero se utiliza frecuentemente en estructuras con elementos expuestos y de difícil acceso para pintura, como puentes y torres de transmisión eléctrica. No obstante, no se recomienda su uso en ambientes con exposición continua a brisas marinas, nieblas o inmersión constante en agua. Entre los grados más comunes de esta categoría se encuentran A242, A588 y A847, los cuales presentan excelentes propiedades de ductilidad y soldabilidad. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 22)

3.2.5.4.4. Aceros ASTM A588 resistentes a la corrosión

78 Se trata de un acero de baja aleación diseñado para trabajar a la intemperie, con un límite mínimo de fluencia de 50 ksi para espesores de hasta 4 pulgadas. Este material se fabrica principalmente para su uso en estructuras de construcción ensambladas mediante soldadura o atornillado. Su resistencia a la corrosión atmosférica es aproximadamente cuatro veces superior a la del acero A36. (Vinnakota, 2006)

44

3.2.5.5. Propiedades mecánicas del acero

Para efectos de cálculo se deben de adoptar, para los aceros antes mencionados, los siguientes valores:

- a) $E = 200000 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad del acero
- b) $G = 77200 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad transversal del acero
- c) $\nu_a = 0,3$, coeficiente de Poisson
- d) $\beta_a = 12 \cdot 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}^{-1}$, coeficiente de dilatación térmica
- e) $\gamma_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$, masa específica. (Bellei et. al., 2008, pág. 44)

3.2.5.6. Relaciones esfuerzo deformación del acero estructural

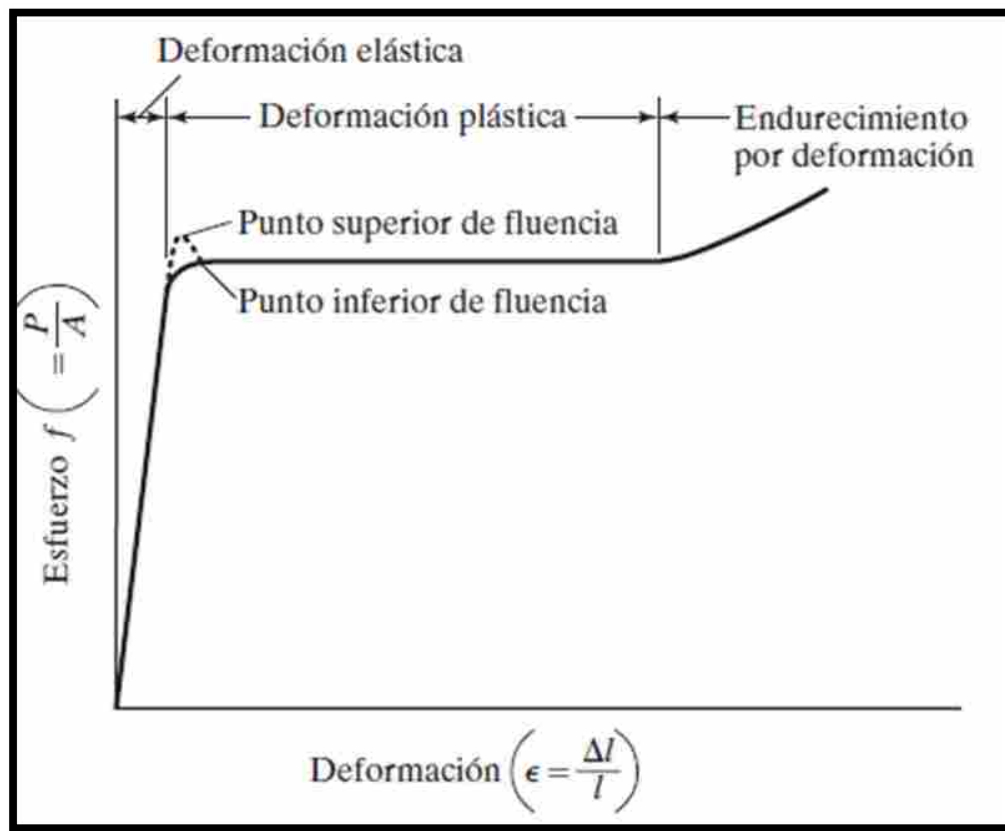
Como diseñadores debemos de entender el comportamiento que tiene el acero, por ende, es importante conocer y comprender el diagrama esfuerzo deformación, además de ello debemos de saber los tipos de aceros que tendremos que utilizar para cada proyecto, ya que según su clasificación antes mencionada con la adición de adecuada de carbono esta puede ser un tanto más resistente.

Según McCormac y Csernak (2013), El esfuerzo de fluencia se define como el valor máximo de esfuerzo en el que se produce un incremento significativo de la deformación sin un aumento adicional en la tensión aplicada. Esta propiedad es fundamental para el proyectista, dado que muchos procedimientos de diseño estructural se fundamentan en ella. La deformación que ocurre antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica, mientras que la deformación que se presenta después de la fluencia, sin incremento adicional de esfuerzo, se conoce como deformación plástica. Posteriormente, existe un rango en el que se requiere un esfuerzo adicional para generar deformación adicional, fenómeno denominado endurecimiento por deformación. La curva esfuerzo–deformación típica de los aceros estructurales dúctiles,

representada en la figura 22, se asume aplicable tanto a miembros sometidos a tensión como a compresión. La forma de la curva puede variar según la velocidad de aplicación de la carga, el tipo de acero y la temperatura. Esta variación se representa mediante la línea punteada denominada fluencia superior, obtenida cuando un acero dulce se carga rápidamente, mientras que la curva con la fluencia inferior corresponde a una carga aplicada lentamente. (pág. 14)

Figura 22

Diagrama de esfuerzo deformación del acero



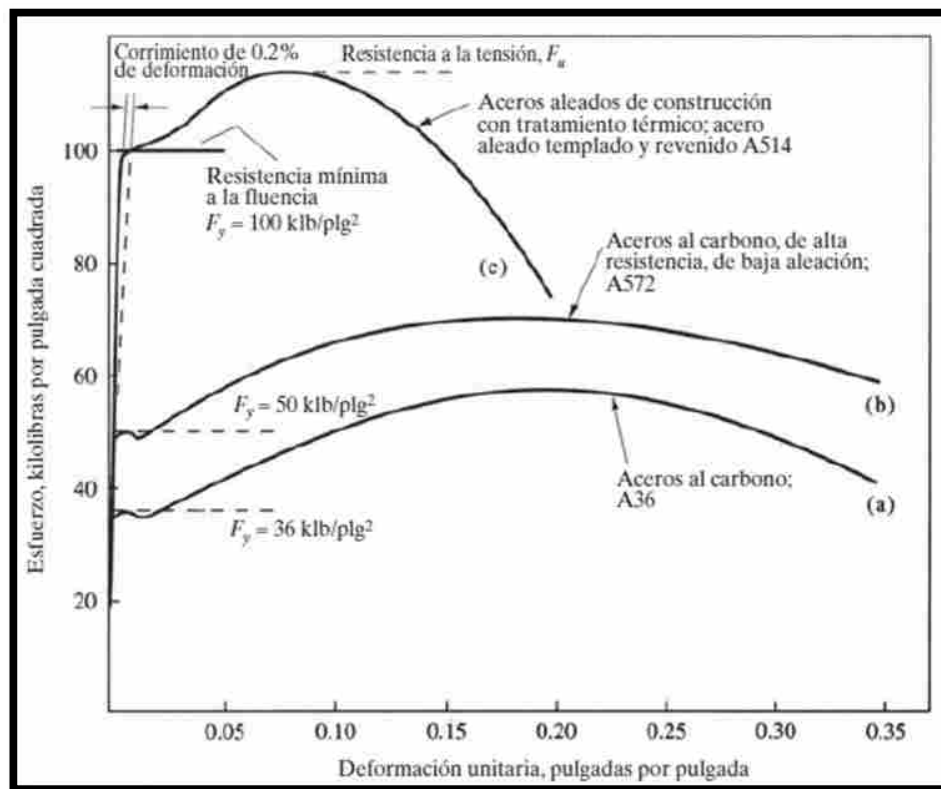
Nota. Se presenta el diagrama de esfuerzo vs. deformación, en el cual se indica los tipos de deformaciones y el punto de fluencia del acero. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 15), J. McCormac y S. Cernak, 2013.

Asimismo, se señala que los aceros con un contenido elevado de carbono pueden experimentar un ligero aumento en su resistencia a la tracción cuando se calientan a aproximadamente 700 °F. Sin embargo, al incrementarse la temperatura hacia el rango de 800 °F a 1000 °F, la resistencia disminuye de manera significativa, y a 1200 °F el material presenta una capacidad resistente muy reducida. (pág. 16)

En la figura 23 se muestra el diafragma esfuerzo deformación para diferentes tipos de aceros en el cual podemos ver cómo se comportan los aceros, para efectos de esta tesis tomaremos el rango plástico del acero A36.

Figura 23

Curvas características de esfuerzo-deformación.



Nota. Se muestra los diagramas de esfuerzo deformación de los diferentes tipos de aceros.

Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 17), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

3.2.6. Estructuras metálicas de cobertura liviana

Una vez descrito todas las características del acero es apropiado indicar el concepto de estructuras metálicas ligeras, con este tipo de estructuras se trata de lograr una rigidez adecuada con un mínimo de peso, esto frente a las solicitaciones que serán ejercidas sobre una estructura. Generalmente este tipo de estructuras son adecuadas para salvar grandes luces, como pueden ser de polideportivos, salones grandes, naves industriales, cubiertas, etc.

Elementos que conforman las estructuras de cobertura liviana:

- a) Cubierta: La cubierta constituye la sección superior del edificio, encargada de cerrarlo y protegerlo. Se apoya de manera directa o indirecta sobre las correas, a las cuales transmite su propio peso, así como las cargas derivadas de la nieve y las acciones del viento. Por lo general, se busca que el material empleado en la cubierta sea lo más ligero posible, con el fin de minimizar el peso propio de la estructura. (Urbán, 2006, pág. 283)

Figura 24

Cobertura TTR-4 Curvo



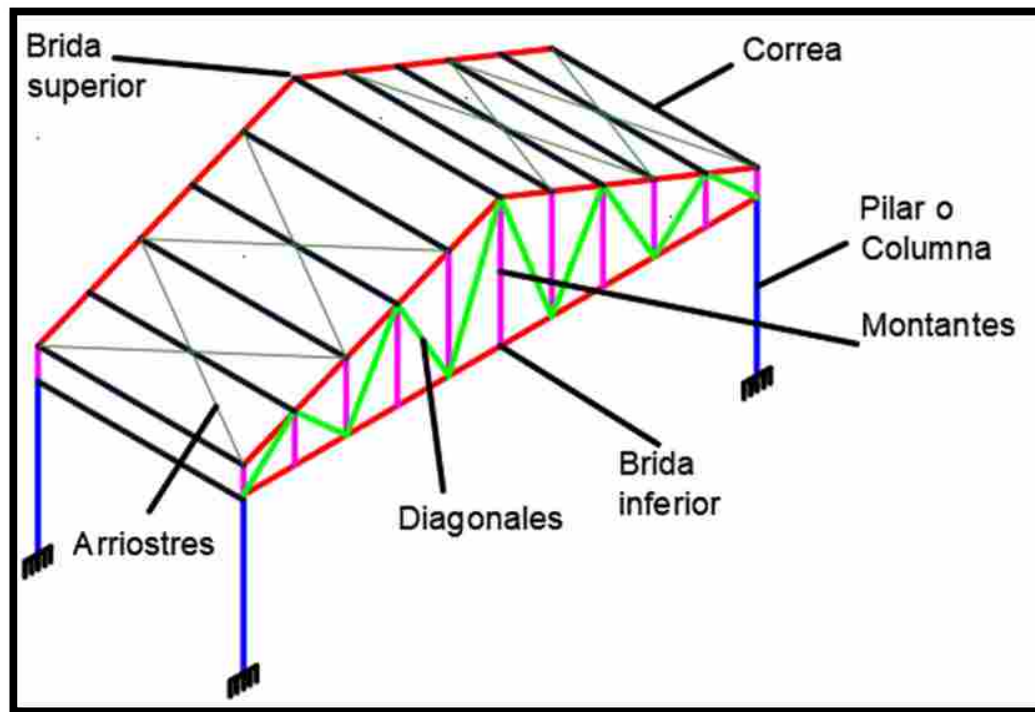
Nota. Se presenta las coberturas más utilizadas en estructuras de cubiertas livianas. Adaptado de “Cobertura TTR-4 curvo”, por Tecno Color Perú, 2020, TC (<https://www.techocolorperu.com>).

- 1
- b) Correas: Son también llamadas viguetas, el propósito de estos elementos son arriostrar las vigas principales o cerchas, evitando que se produzca un pandeo global. A su vez estos elementos reciben las cargas de la cubierta y la transmiten a las cerchas.
 - c) Cerchas o vigas: Son armaduras ligeras que se utilizan para salvar grandes luces, por el hecho que son ligeros son más económicos, existen tres tipos de armaduras más conocidas las cuales son las armaduras tipo Pratt, tipo Howe, y tipo Warren, todos estos tipos de armaduras están conformados por cuatro elementos los cuales son las bridas superior e inferior, los montantes y los diagonales; estos elementos transmiten las cargas a las columnas. Es importante mencionar que las cerchas son elementos que trabajan únicamente a tracción y compresión.
 - d) Arriostres: Son elementos capaces de transmitir las cargas laterales producidas por los efectos de sismos y vientos, es por ello que ayudan a los elementos más esbeltos a disipar sus cargas, son comúnmente utilizadas entre las columnas y las correas.
 - e) Columnas: Son elementos verticales los cuales reciben las cargas de las cerchas y las transmiten hacia la cimentación, son elementos que por su esbeltez pueden sufrir compresión y en algunos casos suelen fallar por pandeo local.

Todos los elementos antes mencionados podemos verlos en la figura 25, que se presenta a continuación:

Figura 25

Elementos de las estructuras de coberturas livianas



Nota. En la figura se muestra los elementos más utilizados en la construcción de estructuras metálicas de coberturas livianas.

Después de conocer las características del material y los elementos que conforman las estructuras de coberturas livianas, se conoció las normas que rigen los diseños, los métodos de diseños y como es que se diseñan las estructuras, todo ello se muestra a continuación:

3.2.7. Especificaciones de los códigos de construcción

El diseño de la mayoría de las estructuras se basa en normas y especificaciones técnicas. Incluso en situaciones donde estas regulaciones no son de cumplimiento obligatorio, los proyectistas pueden utilizarlas como guía para asegurar un diseño adecuado. Ningún conjunto de normas puede contemplar todas las posibles condiciones de diseño; por ello, el ingeniero suele

seleccionar los materiales más apropiados disponibles al aplicar estas especificaciones. Las normas desarrolladas por distintas organizaciones reflejan la experiencia y las recomendaciones consideradas como buenas prácticas de ingeniería. Algunas de estas directrices se orientan a un uso regional o nacional, y no tienen carácter legal a menos que se incorporen al código de construcción local o se especifiquen en un contrato. Entre estas organizaciones destacan el AISC y la ASTM, cuyas especificaciones han sido adoptadas por la mayoría de los códigos de edificación municipales y estatales. Se ha comprobado que en regiones donde se aplican de manera rigurosa buenos códigos de construcción, la incidencia de fallas estructurales es considerablemente menor. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 39)

3.2.7.1. Normas aplicadas para las estructuras de acero

Los criterios del proyecto deben de satisfacer a todas la necesidades funcionales y económicas de un proyecto integrado, orientado a uno o varios tipos de sistemas estructurales, así como las características del material, la configuración y magnitud de las cargas. Los criterios de seguridad deben de ser los que están definidos en las normas. Los criterios del proyecto no deben de ser confundidos con las especificaciones. Estas últimas son siempre referentes a los materiales o métodos de ejecución. En el proyecto deben de ser considerados como aspectos fundamentales y totalmente entrelazados los siguientes factores: El sistema estructural y su configuración; las características mecánicas de los materiales que se utilizaran; las cargas que deberá soportar la estructura; las limitaciones (resistencia, dimensiones, flechas, etc.); y el tipo de análisis estructural que se utilizara. (Chamberlain et. al., 2013, pág.5)

En concordancia con lo mencionado en el párrafo anterior se expondrán las normas y reglamentos a ser utilizadas para el cálculo o diseño de las estructuras metálicas:

3.2.7.1.1. Normas nacionales

- RNE Norma E.020 “Cargas”
- RNE Norma E.090 “Estructuras Metálicas”

3.2.7.1.2. Normas internacionales

- ABNT NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”.
- ANSI/AISC 360-16 “Specification for Structural Steel Buildings”
- ANSI/AISC 303-16 “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”
- ANSI/AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”
- ASCE/SEI 7-16 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”
- ASTM/A36 “Standard Specification for Carbon Structural Steel”

3.2.8. Métodos de diseño

La especificación del AISC establece dos enfoques válidos para el diseño de elementos estructurales de acero y sus conexiones: el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD). Ambos métodos se fundamentan en el concepto de diseño por estados límite, que define los límites de servicio o funcionalidad de la estructura. Un estado límite se produce cuando la estructura, o alguna de sus partes, deja de cumplir con la función para la cual fue diseñada. Existen dos categorías principales de estados límite. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 51)

- Estado límite de resistencia: Este estado límite se refiere a la capacidad de la estructura para resistir las cargas aplicadas, considerando fenómenos como la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el desplazamiento global como un cuerpo rígido. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 51)

- Estado límite de servicio: Este estado límite se centra en el desempeño funcional de la estructura, considerando aspectos como la deflexión, la aparición de grietas, los desplazamientos, la vibración y el deterioro de los materiales. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 51)

El objetivo principal es garantizar que la estructura opere dentro de los límites establecidos por los estados límite previamente descritos. Sin embargo, dado que es imposible eliminar completamente el riesgo en la práctica, el diseñador debe aceptar un nivel de probabilidad de falla razonable, determinado mediante métodos estadísticos, con el fin de no exceder la capacidad resistente de los elementos estructurales. El método LRFD es más reciente, la mayoría de los países latinoamericanos adoptaron sus las especificaciones indicadas en este método para sus respectivas normas, sus cálculos están basados en los estados límites antes mencionados, acorde a los requerimientos estructurales que se dan actualmente, ya que este evoluciona en las últimas décadas, es por ello que ya no se utiliza en muchos lugares el método ASD por que este lleva más de 100 años y podríamos indicar que se encuentra desfasado. (Baglietto, 1997, pág. 20)

3.2.9. Cargas, factores de carga y combinaciones de cargas

3.2.9.1. Cargas muertas

Los cálculos de las cargas muertas serán determinadas según lo indicado en la Norma E.020 cargas. También podemos calcular estas cargas en el programa SAP 2000.

3.2.9.2. Carga viva

La carga viva será tomada según lo indicado en el ítem 2.2.4.1 de este trabajo que es concordante con lo indicado en la norma E.020 Cargas.

3.2.9.3. Cargas de viento

Las cargas de viento se deben calcular según lo indicado en el ítem 2.2.4.2 de la presente tesis la cual está tomado de la norma E.020 Cargas y de la norma NBR 6123 forças ao vento em edificações.

3.2.9.4. Factores de carga y combinaciones de cargas

Según lo indicado en la norma E.090 “Estructuras Metálicas”, muestra las combinaciones de carga que se deben de tomar en cuenta para el diseño de estas estructuras, siguiendo el método de diseño LRFD. Las combinaciones de carga se muestran en la tabla 11.

Tabla 10

Combinaciones de carga

Combinación de carga	Descripción
1.4 D	Carga muerta durante la construcción
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	Carga viva
$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$	Carga en el techo
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	Carga de viento aditiva a la carga muerta
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$	Carga de sismo aditiva a la carga muerta
$0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$	Viento o sismo opuesto a la carga muerta

Nota. En la tabla se muestra las combinaciones de cargas estipuladas en la normativa peruana. Adaptado de “Norma E.090 Estructuras metálicas”, (p.20), SENCICO, 2020.

3.2.10. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales se refieren al movimiento horizontal que experimentan las estructuras metálicas cuando son sometidas a cargas transversales, como las provocadas por el viento o sismos. Estas deformaciones indican la variación en la posición de los elementos respecto a su estado inicial y constituyen un indicador clave para evaluar la rigidez, el comportamiento estructural y la estabilidad general de la estructura. Es necesario que estos desplazamientos se

verifiquen bajo las cargas de servicio, asegurando que no comprometan ni el estado límite de servicio ni el estado límite de resistencia. En consecuencia, los desplazamientos laterales deben mantenerse dentro de los límites máximos establecidos por la normativa peruana, que se detallan a continuación. (Baglietto, 1997)

Según la Norma E.020 (2020), indica que para edificaciones el máximo desplazamiento relativo entre pisos, causado por las fuerzas de viento, será del 1% de la altura del piso.

3.2.11. Solicitaciones a tracción y compresión

Las solicitaciones internas de tracción y compresión son los esfuerzos axiales que se desarrollan dentro de los elementos estructurales metálicos cuando estos son sometidos a cargas externas. La tracción se produce cuando las fuerzas tienden a estirar un elemento, mientras que la compresión ocurre cuando las fuerzas actúan reduciendo su longitud. Estos esfuerzos representan la respuesta interna del material ante la demanda estructural y constituyen parámetros esenciales para evaluar la resistencia, estabilidad y capacidad portante de las estructuras metálicas. (Baglietto, 1997)

3.2.11.1. Resistencia de elementos a tracción

Según Baglietto (1997), Para el diseño de los elementos sometidos a tracción, la norma peruana E.090 sobre Estructuras Metálicas recomienda emplear el método de diseño LRFD. Este método establece que la resistencia nominal del elemento, multiplicada por el factor de reducción ϕ , debe ser mayor o, al menos, igual a la resistencia requerida bajo las cargas externas factorizadas que actúan sobre la estructura. La relación correspondiente se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$\phi P_n \geq P_U$$

$$\phi * F_y * A_g \geq P_U$$

Donde:

ϕ : 0.90 para elementos a tracción en fluencia.

F_y : Esfuerzo mínimo de fluencia del acero.

A_g : Área total del elemento.

P_u : fuerza factorizada calculada en el miembro.

3.2.11.1.1.Cálculo de varillas y barras a tracción

Cuando se emplean varillas o barras como elementos sometidos a tracción, sus extremos pueden unirse mediante soldadura o asegurarse mediante roscas y tuercas. Según la especificación AISC, la resistencia nominal de diseño a tensión de las varillas roscadas se obtiene multiplicando el factor de reducción ϕ por el esfuerzo de tensión y el área correspondiente al diámetro de la varilla, según la siguiente expresión: (McCormac y Csernak, 2020, pág. 119)

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$\phi * F_u * A_D \geq R_u$$

Donde:

ϕ : 0.75 para elementos a tracción en ruptura.

F_u : Esfuerzo de tensión del acero.

A_d : Área de la varilla.

R_u : Resistencia calculada en el miembro.

Según el AISC (2016), indica que para los elementos en tracción no existen un límite de esbeltez máxima, pero recomienda que preferentemente la relación L/r no exceda de 300, y que esta condición no aplica para las varillas o barras en tracción. (pág.76)

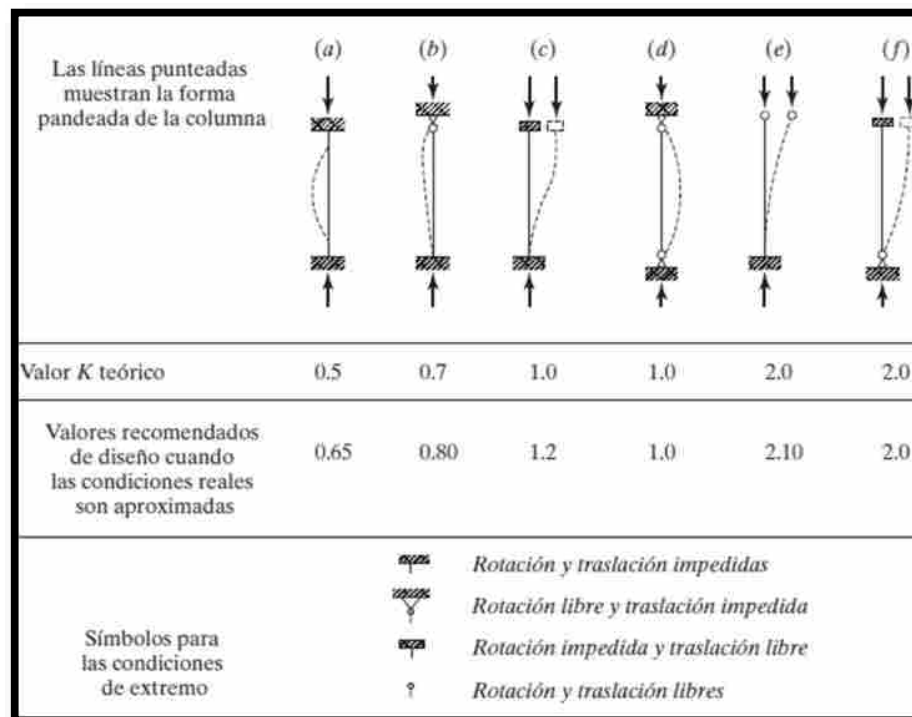
3.2.11.2. Resistencia de elementos a compresión

3.2.11.2.1. Longitud Efectiva

La longitud efectiva está dada por la multiplicación de KL , donde K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud del elemento, los valores que la norma AISC nos indica se muestran en la figura 26. Se tienen diversos valores de K que dependerán de los apoyos que sostienen al miembro, generalmente para el diseño a compresión de los miembros, se toma el valor de K igual a la unidad ya que tomaríamos el valor más conservador. La relación KL/r preferentemente no debe de ser mayor a 200.

Figura 26

Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .



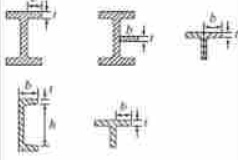
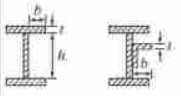
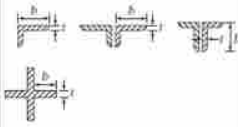
Nota. Se indica los valores de K teóricos y los valores de diseño estimas, según el tipo de pandeo de los elementos estructurales. Adaptado de "Diseño de estructuras de acero", (p. 143), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

3.2.11.2.2. Clasificación de las secciones a compresión por el pandeo local

Las secciones sometidas a compresión se dividen en elementos no esbeltos y esbeltos. Un elemento no esbelto es aquel cuya relación entre el ancho y el espesor (b/t) de sus componentes comprimidos no supera el valor límite λ_r . En cambio, si la relación b/t excede dicho límite, la sección se considera un elemento esbelto. Los valores máximos permitidos para λ_r se presentan en las figuras 27 y 28. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 144)

Figura 27

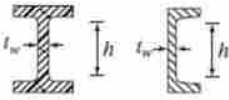
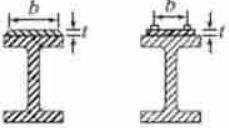
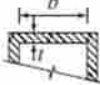
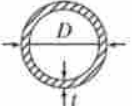
Relaciones ancho-espesor: elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial

Caso	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Relación límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
1	Patines de perfiles laminados I, placas salientes de perfiles laminados I, lados salientes de pares de ángulos conectados con contacto continuo, patines de canales, y patines de tes	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Patines de perfiles compuestos I y placas o lados de ángulos salientes de perfiles compuestos I	b/t	$0.64\sqrt{\frac{K_s E}{F_y}}$	
3	Lados de ángulos simples, lados de ángulos dobles con separadores, y todos los demás elementos no rigidizados	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Almas de tes	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Se muestra las fórmulas para el cálculo de la relación ancho espesor, esto según la forma del elemento estructural. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 146), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

Figura 28

Relaciones ancho-espesor: elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial

Caso	Descripción del elemento	Razón ancho-espesor	Relación límite ancho-espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
5	Almas de perfiles I y canales doblemente simétricos	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
6	Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
7	Cubreplacas de patines y placas de diafragmas ente líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
8	Todos los otros elementos rigidizados	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
9	HSS redondo	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Nota. Se muestra las fórmulas para el cálculo de la relación ancho espesor, esto según la forma del elemento estructural. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero”, (p. 147), J. McCormac y S. Csernak, 2013.

3.2.11.2.3. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La norma AISC de especificaciones para construcciones de acero indican una expresión tomando en cuenta lo dispuesto en el método LRFD, para el cálculo de la resistencia de los elementos a compresión y se muestra a continuación:

$$\phi * P_n \geq P_u$$

$$\phi * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} , se determina como sigue:

a) Cuando: $\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) * F_y$$

b) Cuando: $\frac{KL}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Donde:

ϕ : 0.85 para elementos en compresión

A_g : Área bruta de la sección transversal de un miembro, cm^2

E : Módulo de elasticidad del acero

F_e : Tensión de pandeo elástico determinado de acuerdo con la siguiente ecuación

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

F_y : Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado

r : Radio de giro, cm^3

3.2.11.2.4. Pandeo torsional y flexo-torsional de ángulos simples y miembros sin elementos esbeltos

Esta sección resulta aplicable a miembros que presentan simetría simple, doble o asimetría, siempre que la longitud libre de arriostramiento torsional sea mayor que la longitud libre de arriostramiento lateral. (AISC, 2016, pág. 84)

La resistencia nominal a la compresión se calcula de la siguiente manera:

$$\phi * P_n \geq P_u$$

$$\phi * F_{cr} * A_g \geq P_u$$

La resistencia crítica, F_{cr} , se determina de acuerdo con la ecuación mencionada anteriormente, mediante el uso de la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional, F_e , determinada de la siguiente manera:

1. Para miembros con simetría doble rotando en torno al centro de corte

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + G * J \right) * \frac{1}{I_x + I_y}$$

2. Para miembro con simetría simple rotando en torno al centro de corte

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2 * H} \right) * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} * F_{ez} * H}{(F_{ey} * F_{ez})^2}} \right]$$

3. Para miembros asimétricos rotando en torno al centro de corte

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 = 0$$

Donde:

C_w : Constante de alabeo

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{L_{cz}^2} + G * J \right) * \frac{1}{A_g * r_0^2}$$

G: modulo elástico de corte del acero

$$H: = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$$

I_x, I_y : momento de inercia en torno de los ejes principales

J: Constante torsional

K_x : factor de longitud para pandeo por flexión respecto del eje x

K_y : factor de longitud para pandeo por flexión respecto del eje y

K_z : factor de longitud para pandeo por flexión respecto del eje longitudinal

L_{ex} : longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje x

L_{ey} : longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje y

L_{ez} : longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje longitudinal

L_x, L_y, L_z : longitud lateral no arriostrada del miembro para cada eje

r_0 : radio de giro polar en torno al centro de corte

$$r_0^2: = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x : radio de giro en torno al eje x

r_y : radio de giro en torno al eje y

x_0, y_0 : coordenadas del centro de corte con respecto al centroide

3.2.12. Ratios de diseño

Según Salmon et al. (2009), el diseño de estructuras metálicas se fundamenta en la verificación de la relación entre las solicitaciones internas producidas por las cargas actuantes y la capacidad resistente de los elementos estructurales, relación conocida como ratio de diseño o demanda-capacidad. El cumplimiento de los criterios de (Salmon, Johnson, & Malhas, 2009)seguridad se alcanza cuando este cociente es menor o igual a la unidad, lo que garantiza que el elemento trabaje dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa. Las ratios de diseño permiten evaluar de manera cuantitativa el nivel de seguridad y eficiencia estructural, ya que valores cercanos a la unidad indican un uso adecuado del material, mientras que valores superiores evidencian condiciones de falla y valores muy bajos reflejan sobredimensionamiento. Asimismo, estos indicadores constituyen una herramienta fundamental en los métodos modernos de diseño estructural y en el análisis computacional, **facilitando la interpretación de resultados y la toma de decisiones en el proceso de dimensionamiento de estructuras metálicas.**

3.2.13. SAP 2000 2021 V1.

SAP2000 es un software de análisis estructural que utiliza el método de elementos finitos y se destaca por su capacidad para modelar estructuras tridimensionales de diversos tipos con alta fiabilidad en los resultados. Su campo de aplicación es amplio, incluyendo edificaciones, puentes, cubiertas, presas y otras infraestructuras, bajo normas internacionales. Entre sus principales funciones se encuentran la generación automática de cargas de viento y sismo, el análisis estático y dinámico, lineal y no lineal, la evaluación de pandeo, la simulación de secuencias constructivas y la verificación de materiales como acero y concreto. En esta tesis, se utilizó una versión de evaluación del programa proporcionada por la empresa CSI, lo que garantiza la validez de los cálculos realizados y respalda de manera confiable los resultados obtenidos.

3.3 Definición de términos

a) Velocidad de viento:

Se entiende por velocidad del viento la rapidez del aire en movimiento, la cual tiende a reducirse en las capas cercanas al suelo debido al rozamiento. En consecuencia, la carga del viento sobre las edificaciones aumenta conforme se incrementa la altura de la construcción. (Diez, 2005, pág. 34)

b) Dirección de viento:

La dirección del viento indica su procedencia, es decir, el punto del horizonte desde el cual se origina. Se expresa en grados sexagesimales, medidos en sentido horario a partir del norte geográfico, siguiendo los rumbos establecidos por la rosa de los vientos. (IDEAM, 2017, pág. 59)

c) Barlovento:

Según Blessmann (1989), la cara de barlovento corresponde a la superficie de la edificación directamente expuesta al viento incidente. En esta zona, el flujo de aire se desacelera al encontrar el obstáculo estructural, generándose una acumulación de presión positiva producto del efecto de estancamiento. La magnitud de esta presión depende de factores como la geometría del edificio, la altura, la forma de la cubierta y las condiciones de exposición al viento.

d) Sotavento:

Según Blessmann (1989), la cara de sotavento es la superficie opuesta a la dirección del viento, donde el flujo se separa de la estructura y se forman zonas de recirculación y turbulencia. Este fenómeno origina presiones inferiores a la atmosférica, conocidas como succiones, las cuales pueden alcanzar valores significativos. En estructuras

107

livianas, estas succiones resultan críticas, especialmente en cubiertas y elementos de fijación, por lo que deben ser consideradas cuidadosamente en el diseño estructural.

e) Túnel de viento:

Un túnel de viento es un dispositivo experimental diseñado para analizar cómo interactúa el flujo de aire con distintos objetos, ya sean sólidos, líquidos o gaseosos. Su funcionamiento se basa en inducir o extraer el aire a través de un conducto que incluye una sección de ensayo, en la cual se colocan modelos de diferentes geometrías para estudiar sus efectos. (Arroyo, 2018, pág. 4)

f) Cargas:

Son el conjunto de fuerzas que actúan en un edificio, en una estructura o en un elemento estructural determinado. Se le denomina también como acciones. Se originan por el peso de todos los materiales de construcción que forman un edificio, por el peso y actividad de sus ocupantes y por el peso del equipamiento e instalaciones. (Coceres s.f.)

g) Carga viva:

Son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente y grúas se les denomina cargas móviles. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 42)

h) Carga muerta:

Son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 41)

5 i) **Cargas ambientales:**

Son aquellas causadas por el medio ambiente en el cual se localiza una estructura en particular. Para los edificios, las cargas ambientales son causadas por la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura y los sismos. Estrictamente hablando, las cargas ambientales son cargas vivas, pero son el resultado del medio ambiente en el cual se ubica la estructura. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 45)

j) **Pandeo local:**

El pandeo local se refiere a la deformación de una sección específica de un miembro estructural, cuya falla puede desencadenar el colapso de todo el elemento. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 706)

5 k) **Pandeo Flexotorsionante:**

Un modo de pandeo en el cual un miembro en compresión se flexiona y se tuerce simultáneamente sin cambios de forma de la sección transversal. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 706)

5 l) **Pandeo por Flexión:**

Es un modo de pandeo en el cual un miembro en compresión se deflexiona lateralmente sin torcimiento o cambio en la forma de la sección transversal. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 706)

m) **LRFD:**

5 Por sus siglas es Diseño por factores de carga y resistencia, es un método de dimensionamiento de miembros estructurales tal que la resistencia de diseño es igual o mayor que la resistencia requerida del miembro usando cargas factorizadas. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 705)

n) ASD:

Por sus siglas Diseño de resistencia permisible, es un método de dimensionamiento de miembros estructurales tal que la resistencia permisible es igual o mayor que la resistencia requerida del miembro usando cargas de servicio. (McCormac y Csernak, 2013, pág. 702)

8

IV. Metodología

4.1 Tipo y nivel de investigación

4.1.1. Tipo de investigación

La tesis, por su finalidad, se enmarcó en el tipo aplicada. Según Arias (2012), este enfoque se centra en generar hallazgos, descubrimientos o soluciones que den respuesta a los objetivos planteados, siendo comúnmente empleado en campos como la medicina o la ingeniería. En la presente tesis, el enfoque aplicado resultó pertinente, ya que permitió determinar cuál normativa fue más adecuada para realizar los cálculos de diseño en estructuras metálicas de coberturas livianas, facilitando un análisis comparativo sólido entre la norma peruana y la norma brasileña.

4.1.2. Nivel de investigación

En la presente tesis, el nivel de investigación se definió como explicativo, dado que este enfoque busca comprender las causas de los fenómenos mediante la identificación de relaciones de causa y efecto, mediante la verificación de la prueba de hipótesis (Arias, 2012).

4.1.3. Diseño de la investigación

El diseño de investigación empleado fue no experimental. Según Hernández et al. (2014), este enfoque se caracteriza por no manipular de manera deliberada las variables de estudio. En este tipo de investigación, las variables independientes no se alteran intencionalmente; en cambio, los fenómenos se observan en su contexto natural para posteriormente analizarlos e interpretarlos. Este diseño resultó adecuado para la presente, ya que permitió examinar los efectos de las cargas de viento sobre las estructuras metálicas de coberturas livianas sin intervenir en las condiciones reales de las mismas.

33

2

138

9

Método:

Según Baena (2017), el método se entiende como el camino a seguir mediante una serie de operaciones y reglas previamente definidas, con el objetivo de alcanzar los resultados deseados. Su propósito es establecer los procedimientos a seguir, considerando el orden de las observaciones, experimentaciones, experiencias y razonamientos, así como el ámbito de aplicación de los objetos estudiados (p. 67).

En la presente tesis se empleó el método hipotético-deductivo, el cual, según Behar (2008), consiste en verificar la verdad o falsedad de las hipótesis a partir de sus consecuencias observables. Es decir, se analiza cómo la validez de los enunciados básicos influye en la veracidad de las hipótesis planteadas, pudiendo el proceso incluir hipótesis intermedias (p. 41).

El enfoque de la tesis fue de carácter cuantitativo, lo cual se alineó con lo indicado por Sánchez (2013), para quien este enfoque, aplicado junto con el método hipotético-deductivo, permite la verificación rigurosa de hipótesis mediante observaciones empíricas y experimentos sobre muestras representativas. Su finalidad es comprobar y controlar leyes o relaciones generales, asegurando un análisis objetivo y cuantificable (p. 94).

4.2 Ámbito temporal y espacial**4.2.1. Ámbito temporal**

La presente tesis se desarrolló desde enero del 2024 y se culminó en marzo del 2025, computando un total de 15 meses de duración.

4.2.2. Ámbito espacial

La tesis se desarrolló explícitamente donde estaban ubicadas las estructuras metálicas como son: el sector de San Gabriel, en la Urb. Ciudad de Dios y en la Urb. Víctor Acosta Ríos en la ciudad de Abancay, provincia de Abancay, departamento de Apurímac.

4.3 Población, muestra y muestreo

4.3.1. Población

Según Tamayo (2003), la población se define como la totalidad de un fenómeno de estudio, abarcando todas las unidades de análisis o entidades que lo conforman. Esta totalidad, representada como el conjunto de entidades que comparten una característica determinada, se denomina población por constituir la integridad del fenómeno objeto de la tesis (p. 176).

La población de la presente tesis fue de 22 proyectos en los cuales se construyeron estructuras metálicas de coberturas livianas para instalaciones deportivas multiusos por la Municipalidad Provincial de Abancay, esto según los registros consultados en infobras, dichos proyectos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 11

Proyectos realizados que contienen estructuras metálicas de cobertura liviana.

N.º	Nombre de la obra
1	Instalación de losa deportiva multiuso en el barrio de aymas distrito de Abancay.
2	Instalación de losa multideportiva en la asociación pro-vivienda nuevo amanecer floriana, ciudad de Abancay.
3	Mejoramiento de losa deportiva multiusos en la urb. Bellavista Alta del distrito de Abancay.
4	Mejoramiento de losa deportiva multiusos en la urb. Rosita del distrito de Abancay.
5	Creación de cobertura para losa multideportiva en la I.E. Aurora Inés Tejada del distrito de Abancay.
6	Mejoramiento de losa deportiva multiuso de las Américas segunda etapa del distrito de Abancay.
7	Mejoramiento de losa deportiva multiuso de la urb. Micaela Bastidas de la ciudad de Abancay.
8	Creación de cobertura para la losa multideportiva en la I.E. Divino Maestro del distrito de Abancay.
9	Creación de losa deportiva multiuso en el sector de Quitasol distrito de Abancay.
10	Mejoramiento de la losa deportiva multiuso en la urb. Los Chankas centro poblado de Abancay.
11	Mejoramiento de los servicios deportivos y recreativos de la urb. Horacio Zevallos de la ciudad de Abancay.
12	Mejoramiento de la losa deportiva multiuso en el barrio policial de la ciudad de Abancay.
13	Creación de la cobertura para la losa multideportiva de la I.E. 54014 de Asil del distrito de Abancay.

- 14 Mejoramiento de la losa multiuso de la urb. San Luis distrito de Abancay.
- 15 Creación de la losa deportiva de Bellavista Baja de la ciudad de Abancay.
- 16 Mejoramiento de la losa deportiva Juan Pablo Castro de la ciudad de Abancay.
- 17 Mejoramiento de la losa multiuso de la comunidad campesina Micaela Bastidas sector Quisapata alta del distrito de Abancay.
- 18 Creación de los servicios deportivos y recreativos en la localidad de San Gabriel del distrito de Abancay.
- 19 Mejoramiento de la losa deportiva en la urb. Señor de los Milagros de la ciudad de Abancay.
- 20 Creación de los servicios deportivos y recreativos en la localidad de atumpata del distrito de Abancay.
- 21 Mejoramiento de los servicios deportivos y recreativos con la construcción de cobertura de la losa multiuso en la urb. Ciudad de Dios de la ciudad de Abancay.
- 22 Mejoramiento de los servicios deportivos y recreativos en la Urb. Víctor Acosta Ríos del distrito de Tamburco, provincia de Abancay, departamento de Apurímac.

Nota. Se muestra los proyectos tomados como población en los cuales se tienen estructuras metálicas de coberturas livianas. Adaptado de “Infobras s.f.”.

4.3.2. Muestras

Hernández et al. (2014) señalan que las muestras se pueden clasificar principalmente en dos tipos: probabilísticas y no probabilísticas. En las muestras probabilísticas, todos los elementos de la población tienen la misma probabilidad de ser seleccionados, definiéndose a partir de las características de la población y el tamaño de la muestra, y mediante un proceso de selección aleatoria o mecánica de las unidades de análisis (p. 176). Por otro lado, en las muestras no probabilísticas, la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de factores relacionados con los objetivos de la tesis o el criterio del investigador.

De acuerdo con Carrasco (2005), las muestras no probabilísticas también se conocen como muestras intencionadas, ya que el investigador selecciona los elementos de manera deliberada, sin basarse en reglas matemáticas o estadísticas, procurando que la muestra sea lo más representativa posible mediante un conocimiento objetivo de las características de la población (p. 243).

En esta tesis, se empleó una muestra no probabilística por conveniencia, seleccionando tres proyectos de coberturas livianas ubicados en zonas de interés para la tesis. Estos proyectos sirvieron como casos representativos para analizar los efectos de las cargas de viento sobre las estructuras metálicas de coberturas livianas.

Tabla 12

Proyectos que contienen estructuras metálicas escogidos como muestra.

Nº	PROYECTOS ESCOGIDOS
01	Creación de los servicio deportivos y recreativos en la localidad de San Gabriel del distrito de Abancay. Provincia de Abancay, Departamento de Apurímac.
02	Mejoramiento de los servicios deportivos y recreativos con la construcción de cobertura de la losa multiuso en la Urb. Ciudad de Dios de la Ciudad de Abancay.
03	Mejoramiento de los servicios deportivos y recreativos en la Urb. Víctor Acosta Ríos del Distrito de Tamburco, Provincia de Abancay, Departamento de Apurímac.

Nota. En la tabla 12 se indica los proyectos elegidos como parte de la muestra que fueron estudiados en la presente tesis.

4.4 Instrumentos

4.4.1. Técnicas

Para Arias (2012). Se entiende por técnica de investigación, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información. (pág. 67)

En esta tesis se utilizó las siguientes técnicas de recolección de datos:

- **Análisis de documentos:** Esta técnica consiste en examinar documentos que contienen información previamente registrada sobre hechos, sucesos o acontecimientos, ya sean de carácter natural o social, ocurridos en el pasado, y que

resultan de valor relevante para el desarrollo de la investigación. (Carrasco, 2005, pág. 275)

Para esta tesis se examinó los datos proporcionados por el SENAMHI sobre las velocidades de viento y a su vez también se examinaron los planos y memorias de cálculo de las estructuras metálicas proporcionadas por la Municipalidad Provincial de Abancay.

- Observación: Según Arias (2010), la observación es una técnica que implica percibir de manera sistemática cualquier hecho, fenómeno o situación que ocurra en la naturaleza o en la sociedad, utilizando principalmente la capacidad visual como medio de registro y análisis. (pág. 69)

Es por ello que para esta tesis se verificó visualmente cada una de las estructuras escogidas en la muestra y también se realizó las mediciones de los vientos que se dan en diferentes puntos de la ciudad de Abancay.

4.4.2. Instrumentos

Un instrumento de recolección de datos se define como cualquier recurso que el investigador emplea para aproximarse a los fenómenos y obtener información relevante. Este instrumento condensa el trabajo previo realizado, integrando los aportes del marco teórico y seleccionando los datos que corresponden a las dimensiones, variables o conceptos establecidos en la investigación. (Palella y Martins, 2006, pág. 137)

Para Carrasco (2005), los instrumentos de investigación desempeñan un papel fundamental en la obtención de datos, y su uso se determina según la naturaleza del problema, las características del fenómeno estudiado y los objetivos planteados en la investigación. (pág. 334)

Los instrumentos que se utilizaron en la tesis son los siguientes:

- Se utilizó una estación meteorológica para realizar la medición de la velocidad y dirección del viento.
- Se utilizó datos hidrometeorológicos de la estación meteorológica automática del SENAMHI.
- Se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 “Cargas”.
- Se utilizó el documento de la Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6123 “Forças devidas ao vento em edificações”.
- Se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones E.090 “Estructuras Metálicas.
- Se utilizó Norma Estadounidense ANSI/AISC 360-16 “Specification for Structural Steel Buildings”
- Se utilizó el software CSI – SAP 2000 para el diseño de la estructura.
- Se utilizó el programa Excel para el procesamiento de los datos.

4.5 Procedimientos

- Se procedió a tomar los datos obtenidos de los registros del SENAMHI y los datos obtenidos por la estación meteorológica para así poder calcular las velocidades de viento máximo con un tiempo de retorno de 50 años.
- Se procedió a realizar el cálculo de la presión de viento utilizando el RNE E.020 “cargas” y la ABNT NBR 6123 “Forças devidas ao vento em edificações” para cada uno de los proyectos tomados en la muestra.
- Se realizó el modelamiento y diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana utilizando el software CSI – SAP 2000.
- Una vez realizado el modelamiento y diseño se obtuvieron datos con los cuales se procedió a verificar los desplazamientos laterales, deflexiones, solicitaciones a

tracción y compresión y se verificaron los ratios de diseño utilizando el RNE. E.020 “Cargas” y el RNE E.090 “Estructuras Metálicas”, según corresponda.

- Se utilizó el programa Excel, para procesar los datos obtenidos con el software CSI – SAP 2000 y poder verificar estos datos de forma de tablas y gráficos estadísticos.
- Finalmente, con la data obtenida por el programa Excel, se realizó la contrastación de la hipótesis planteada y así poder afirmar o no estas hipótesis y redactar de acuerdo con esto las conclusiones de la tesis.

4.6 Análisis de datos

4.6.1. Prueba de hipótesis

Frecuentemente, los investigadores parten de una idea inicial o suposición acerca del comportamiento de una o varias variables dentro de una población. Esta suposición se denomina hipótesis, y el procedimiento utilizado para evaluarla y tomar una decisión al respecto se conoce como prueba de hipótesis. Su finalidad es determinar, a partir de los datos obtenidos de una muestra, si la hipótesis puede considerarse válida o si debe ser rechazada. (De la Torre Dueñas y Accostupa Quispe, 2013, pág. 82)

4.6.1.1. Clasificación de hipótesis

- Hipótesis alterna (H_1):

La hipótesis alternativa plantea que las variaciones en los resultados entre diferentes condiciones son consecuencia de la influencia de la variable independiente. Dependiendo de cómo se formule, puede ser direccional si indica el sentido del efecto esperado, o no direccional si solo señala que existe una diferencia sin especificar su dirección.

Asimismo, según el enfoque del análisis, la hipótesis alternativa puede clasificarse como unidireccional (de una cola) cuando se espera un cambio en una dirección específica, o bidireccional (de dos colas) cuando se considera la posibilidad de variaciones en ambos sentidos. (Gamarra Astuhuaman et. al.; 2015; pag. 153)

➤ Hipótesis nula (H_0):

La hipótesis nula (H_0) y la hipótesis alternativa (H_1) son opuestas entre sí, lo que significa que, si una es falsa, la otra debe ser verdadera. Por esta razón, ambas deben ser mutuamente excluyentes y abarcar todas las posibilidades dentro de la tesis.

Cuando la hipótesis alternativa no indica una dirección específica en el efecto de la variable independiente sobre la variable dependiente, se considera no direccional.

En este caso, solo señala que existe una influencia, sin precisar si el impacto es positivo o negativo. (Gamarra Astuhuaman et. al.; 2015; pag. 153)

4.6.2. Procedimiento utilizado en las pruebas de hipótesis

Según lo indicado por (Córdova Zamora, 2003, pág. 437), antes de llevar a cabo una prueba de hipótesis, es fundamental formular claramente el problema estadístico, identificar la variable de estudio y seleccionar el método estadístico más apropiado para su análisis. El procedimiento general de la prueba de hipótesis se resumió en los siguientes pasos:

- Se formuló la hipótesis nula y la hipótesis alternativa adecuada.
- Se especificó el nivel de significancia.
- Se seleccionó la estadística apropiada que se usó en la prueba.
- Se estableció la regla de decisión determinando la región crítica de la prueba.
- Se calculó el valor estadístico de la prueba a partir de los datos de la muestra.

- Se tomó la decisión de rechazar la hipótesis nula cuando el valor del estadístico de prueba se encontró en la región crítica. En caso contrario, no se rechazó la hipótesis nula.

Luego de describir los aspectos principales para el procedimiento de la prueba de hipótesis, se presentó el procedimiento adoptado para el desarrollo de la presente tesis. Dicho procedimiento permitió contrastar las hipótesis planteadas en el capítulo anterior con los datos obtenidos de las muestras, con la finalidad de determinar si existió evidencia estadística suficiente para rechazar o no rechazar la hipótesis nula y, de esta manera, dar respuesta a los objetivos planteados.

1) Formulación de hipótesis

De acuerdo con las hipótesis planteadas en la presente tesis, se definieron la hipótesis nula y alternativa. Aunque se dispuso de los resultados obtenidos en el análisis de los objetivos específicos, estos requirieron ser contrastados mediante una prueba de hipótesis para verificar si la evidencia estadística respaldó la influencia de las cargas de viento sobre las estructuras metálicas, en consecuencia, se planteó el siguiente modelo de hipótesis:

$$H_0: [\mu_x = \mu_y]$$

$$H_0: [\mu_x \neq \mu_y]$$

2) Establecer el nivel de significancia

El nivel de significancia viene a ser la probabilidad de tener un error en la prueba de hipótesis, esta está simbolizado por α , esta probabilidad dependiendo del tipo de investigación podría usarse cualquier nivel, sin embargo, generalmente se utiliza el 1%, 5% o 10%.

En la presente tesis se pretendió buscar un resultado significativo por lo cual se utilizó el 5% de nivel de significancia $\alpha = 0.05$

3) Seleccionar la estadística a usar en la prueba

Según los datos obtenidos en los resultados de la presente tesis, es propicio mencionar que estos se acomodaron perfectamente a una prueba T de Student bilateral para datos independientes. Según el concepto de esta prueba indica que si los datos de cada grupo son menores a 30 se le denomina que es una muestra pequeña. Por lo cual se eligió como estadístico de prueba la T de student para muestras pequeñas.

4) Establecer la región crítica de la prueba

Según lo establecido anteriormente se concluyó que el estadístico de prueba será bilateral o de dos colas, esto es mención a que para cada tipo de resultados de los objetivos específicos se determinaron dos grupos independiente con la utilización de la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123, por lo cual es necesario saber si esta comparación influye positiva o negativamente a las variables dependientes.

El nivel de significancia escogido es de 5%, pero al ser una prueba bilateral, este nivel de significancia será dividido a la mitad siendo así 2.5% para cada cola.

La región crítica se determinará según el cuadro de T tabulado que se muestra a continuación, en el cual para determinar el valor que asume α se tiene que interceptar la columna de los grados de libertad con la fila del nivel de significancia y de allí se tomara el valor definir la región crítica para la prueba.

Tabla 13.

Tabla de valores α para prueba "t" Student

		$\alpha/2$												
		0,0005	0,001	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,2	0,25	0,3	0,4	0,45	0,475
v grados de libertad	1	636,619	318,309	63,657	31,821	12,706	6,314	3,078	1,376	1,000	0,727	0,325	0,158	0,079
	2	31,599	22,327	9,925	6,965	4,303	2,920	1,886	1,061	0,816	0,617	0,289	0,142	0,071
	3	12,924	10,215	5,841	4,541	3,182	2,353	1,638	0,978	0,765	0,584	0,277	0,137	0,068
	4	8,610	7,173	4,604	3,747	2,776	2,132	1,533	0,941	0,741	0,569	0,271	0,134	0,067
	5	6,869	5,893	4,032	3,365	2,571	2,015	1,476	0,920	0,727	0,559	0,267	0,132	0,066
	6	5,959	5,208	3,707	3,143	2,447	1,943	1,440	0,906	0,718	0,553	0,265	0,131	0,065
	7	5,408	4,785	3,499	2,998	2,365	1,895	1,415	0,896	0,711	0,549	0,263	0,130	0,065
	8	5,041	4,501	3,355	2,896	2,306	1,860	1,397	0,889	0,706	0,546	0,262	0,130	0,065
	9	4,781	4,297	3,250	2,821	2,262	1,833	1,383	0,883	0,703	0,543	0,261	0,129	0,064
	10	4,587	4,144	3,169	2,764	2,228	1,812	1,372	0,879	0,700	0,542	0,260	0,129	0,064
	11	4,437	4,025	3,106	2,718	2,201	1,796	1,363	0,876	0,697	0,540	0,260	0,129	0,064
	12	4,318	3,930	3,055	2,681	2,179	1,782	1,356	0,873	0,695	0,539	0,259	0,128	0,064
	13	4,221	3,852	3,012	2,650	2,160	1,771	1,350	0,870	0,694	0,538	0,259	0,128	0,064
	14	4,140	3,787	2,977	2,624	2,145	1,761	1,345	0,868	0,692	0,537	0,258	0,128	0,064
	15	4,073	3,733	2,947	2,602	2,131	1,753	1,341	0,866	0,691	0,536	0,258	0,128	0,064
	16	4,015	3,686	2,921	2,583	2,120	1,746	1,337	0,865	0,690	0,535	0,258	0,128	0,064
	17	3,965	3,646	2,898	2,567	2,110	1,740	1,333	0,863	0,689	0,534	0,257	0,128	0,064
	18	3,922	3,610	2,878	2,552	2,101	1,734	1,330	0,862	0,688	0,534	0,257	0,127	0,064
	19	3,883	3,579	2,861	2,539	2,093	1,729	1,328	0,861	0,688	0,533	0,257	0,127	0,064
	20	3,850	3,552	2,845	2,528	2,086	1,725	1,325	0,860	0,687	0,533	0,257	0,127	0,063
	21	3,819	3,527	2,831	2,518	2,080	1,721	1,323	0,859	0,686	0,532	0,257	0,127	0,063
	22	3,792	3,505	2,819	2,508	2,074	1,717	1,321	0,858	0,686	0,532	0,256	0,127	0,063
	23	3,768	3,485	2,807	2,500	2,069	1,714	1,319	0,858	0,685	0,532	0,256	0,127	0,063
	24	3,745	3,467	2,797	2,492	2,064	1,711	1,318	0,857	0,685	0,531	0,256	0,127	0,063
	25	3,725	3,450	2,787	2,485	2,060	1,708	1,316	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127	0,063
	26	3,707	3,435	2,779	2,479	2,056	1,706	1,315	0,856	0,684	0,531	0,256	0,127	0,063
	27	3,690	3,421	2,771	2,473	2,052	1,703	1,314	0,855	0,684	0,531	0,256	0,127	0,063
	28	3,674	3,408	2,763	2,467	2,048	1,701	1,313	0,855	0,683	0,530	0,256	0,127	0,063
	29	3,659	3,396	2,756	2,462	2,045	1,699	1,311	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127	0,063
	30	3,646	3,385	2,750	2,457	2,042	1,697	1,310	0,854	0,683	0,530	0,256	0,127	0,063
	31	3,633	3,375	2,744	2,453	2,040	1,696	1,309	0,853	0,682	0,530	0,256	0,127	0,063
	32	3,622	3,365	2,738	2,449	2,037	1,694	1,309	0,853	0,682	0,530	0,255	0,127	0,063
	33	3,611	3,356	2,733	2,445	2,035	1,692	1,308	0,853	0,682	0,530	0,255	0,127	0,063
	34	3,601	3,348	2,728	2,441	2,032	1,691	1,307	0,852	0,682	0,530	0,255	0,127	0,063
	35	3,591	3,340	2,724	2,438	2,030	1,690	1,306	0,852	0,682	0,530	0,255	0,127	0,063
	α		0,001	0,002	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9

Nota. Se presenta los valores de confianza desde el 0.5% hasta el 5% para la prueba "t" Student.

Adaptado de "Estadística y Muestreo", (p. 820), Martínez, 2012.

5) Cálculo del estadístico de prueba

En vista que se consideró como prueba de hipótesis “t” de Student para la diferencia de medias muestrales, los valores se calcularon con las siguientes formulas:

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y}}{\sqrt{\frac{V_c}{n_1} + \frac{V_c}{n_2}}}$$

$$V_c = \frac{(n_1 - 1) * V_1 + (n_2 - 1) * V_2}{n_1 + n_2 - 2}$$

Donde:

- ✓ t: Estadístico t calculado
- ✓ $\bar{x}, \bar{y}$: medias muestrales
- ✓ V_c : Varianza común
- ✓ V_1, V_2 : Varianza para cada muestra
- ✓ n_1, n_2 : numero de datos de ambas muestras

6) Toma de decisión

Según sea el caso se tendrá que **tomar la decisión de aceptar o rechazar la hipótesis nula**, esta decisión se tomara en base a los valores resultantes del estadístico de prueba.

4.7 Consideraciones éticas

Para la construcción de la presente tesis se utilizó fuentes como trabajos de investigación, libros, revistas, etc., de los cuales se da la autoría correspondiente a todos los autores, y a su vez para la realización del informe final de tesis se procurará conseguir datos reales y muy precisos para así dar calidad y valor en la generación de nuevos conocimientos.

V. Resultados y discusión

5.1 Resultados

En este capítulo se presentaron los resultados obtenidos en función de los objetivos específicos planteados en los capítulos anteriores y de las variables independientes y dependiente definidas en la presente tesis. Los resultados correspondientes a cada uno de los proyectos analizados constituyeron la base para el desarrollo del análisis comparativo y la interpretación de los hallazgos obtenidos.

Finalmente, como sustento de los resultados presentados, en los anexos de la presente tesis se adjuntaron las memorias de cálculo, los reportes generados por el software empleado, los estudios eólicos y los demás documentos técnicos utilizados durante el desarrollo de la tesis.

5.1.1. Del objetivo específico N° 01

En este objetivo se planteó calcular las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123.

Aquí se representa mediante tablas y figuras los valores de las presiones de viento calculadas para las tres diferentes estructuras metálicas de coberturas livianas, en el cual se observa que las presiones de viento son menores al utilizar la normativa brasileña en comparación con la normativa peruana.

Tabla 14

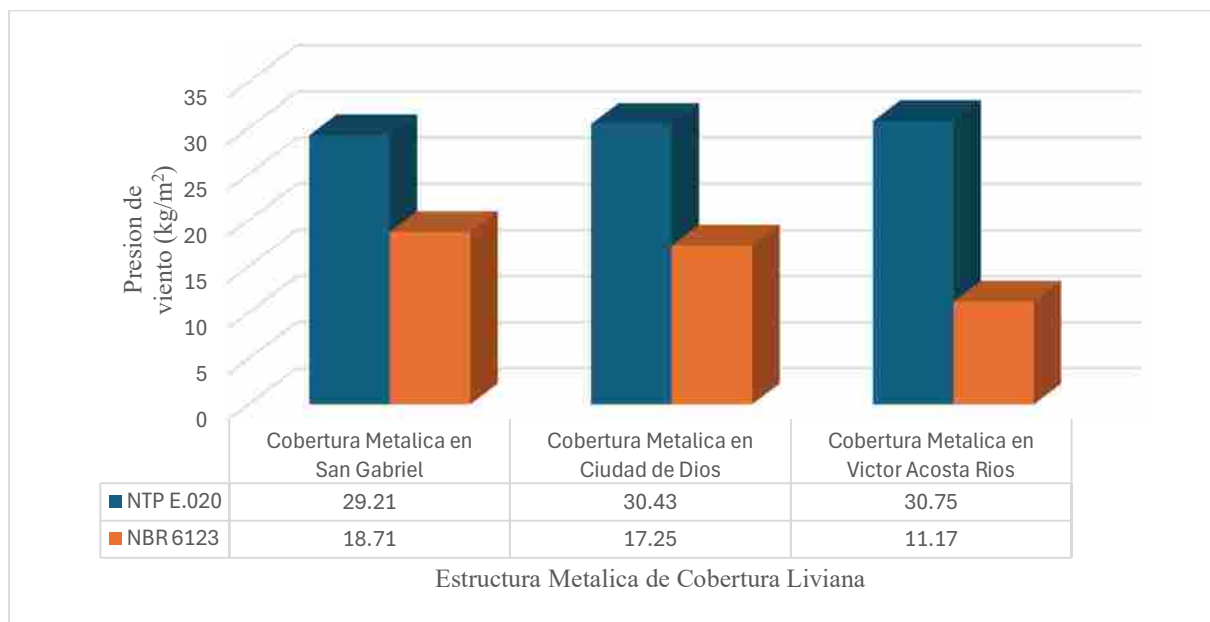
Resumen de presiones de viento calculadas.

Estructura metálica de Cobertura Liviana	Norma Aplicada	
	NTP E.020	NBR 6123
	Presión de Viento (kg/m ²)	
Cobertura metálica en San Gabriel	29.21	18.71
Cobertura metálica en Ciudad de Dios	30.43	17.25
Cobertura metálica en Víctor Acosta Ríos	30.75	11.17

Nota. En la tabla se muestra las presiones de viento calculadas aplicando la NTP E.020 “Cargas” y la NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”, en la cual como resultados podemos observar que con la norma peruana se tiene mayores presiones de viento que con la norma brasileña.

Figura 29

Comparación de presión de viento aplicando la norma peruana y brasileña.



Nota. Como se muestra en la figura 29, existe una variación importante de la presión de viento utilizando ambas normas, además de ello se puede mencionar que según la altura que adopta la estructura aplicando la norma peruana se va incrementando la presión de viento ya que la magnitud de esta es directamente proporcional a la altura de la edificación, mientras que aplicando la norma brasileña pese a tener la misma altura la estructura la presión de viento es mucho menor, esto es debido a que esta norma considera la topografía y la rugosidad con la que cuenta a los alrededores de la estructura siendo fundamental esto puesto que la intensidad del viento se va disipando según los obstáculos que se encuentra.

5.1.2. Del objetivo específico N° 02

En este objetivo específico se verificó los desplazamientos laterales a los que están sometidas las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123.

En este apartado se mostró mediante tablas y figuras los valores de desplazamientos laterales calculados mediante el programa SAP2000 para los tres proyectos elegidos, así mismo se considera el desplazamiento limite considerado en la norma E.020, en el cual indica que dicho desplazamiento limite causado por fuerzas de viento es el 1% de la altura de la estructura, en este sentido se presenta los resultados de la siguiente manera

Tabla 15

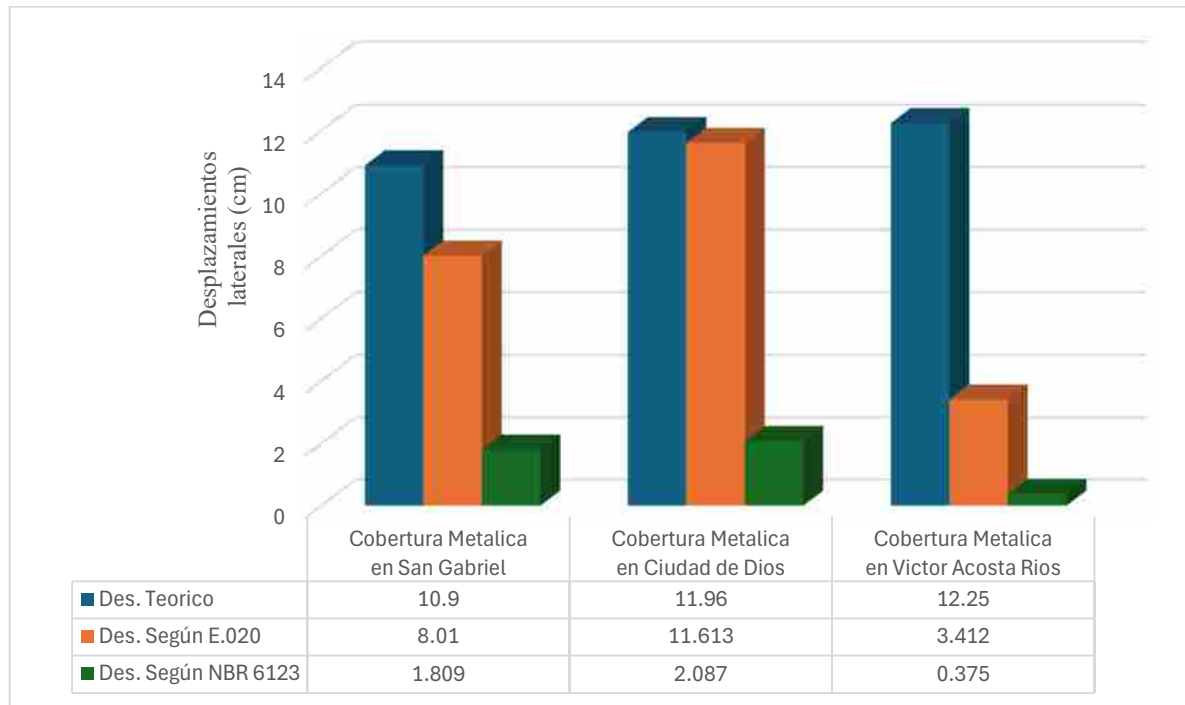
Desplazamientos laterales obtenidos

Estructura metálica de cobertura liviana	Desplazamiento	Norma Aplicada	
	Teórico	E.020	NBR 6123
Desplazamientos (cm)			
Cobertura Metálica en San Gabriel	10.9	8.01	1.809
Cobertura Metálica en Ciudad de Dios	11.96	11.613	2.087
Cobertura Metálica en Víctor Acosta Ríos	12.25	3.412	0.375

Nota. En la Tabla 18, se presenta los desplazamientos laterales aplicando la norma peruana y la norma brasileña, además de ello se presenta el desplazamiento teórico que como se mencionó anteriormente es el desplazamiento limite que puede adoptar la estructura según su altura, por lo cual estos resultados demuestran que las estructuras analizadas son estables en cuanto se refiere a los desplazamientos.

Figura 30

Comparación de desplazamientos laterales



Nota. En la figura 32, se muestra la comparativa de los desplazamientos obtenidos de las estructuras metálicas, cabe mencionar que estos desplazamientos son producto de las cargas de viento asignadas a las estructuras y el desplazamiento teórico es obtenido según lo indicado en la norma el cual se calcula en función a la altura de la estructura. Asimismo, de los resultados mostrados se puede concluir que los desplazamientos calculados por el programa SAP2000 son menores que los desplazamientos limites, por ende, se indica que la estructura es estable ante las fuerzas de viento, además de ello se puede indicar que los desplazamientos obtenidos por la norma peruana son mayores que los obtenidos con la norma brasileña.

Por otro lado, se puede indicar que los desplazamientos obtenidos de las cargas de viento asignadas por la norma peruana a las estructuras varían en un 26.51%, 2.90% y 72.15% respectivamente con referencia al límite establecido por el desplazamiento teórico, por lo contrario, asignando las cargas

de viento según la norma brasileña a las estructuras se puede observar que la variación es de 83.40%, 82.55% y 96.94% respectivamente.

5.1.3. Del objetivo específico N° 03

En este objetivo específico se analizaron las solicitaciones por tracción y compresión de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123.

Para el desarrollo de este objetivo, se muestra mediante tablas y figuras las solicitaciones de las fuerzas a tracción y compresión obtenidos en el programa SAP2000 para cada una de las coberturas metálicas escogidas en la muestra de la presente tesis, detallando los esfuerzos actuantes de cada uno de los elementos estructurales los cuales son brida inferior, brida superior, montante, diagonal, correas y columnas.

1 Los resultados que se muestran a continuación son producto de las combinaciones de cargas establecidas en la norma E.090 estructuras metálicas, estas realizan la combinación de las cargas muertas, sobrecarga permanente, carga viva y cargas de viento. En este entender para el objetivo de la presente tesis, estas cargas fueron calculadas con lo dispuesto en la norma peruana y la norma brasileña.

5.1.3.1. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en San Gabriel aplicando la norma peruana E.020

“Cargas”

En este punto se presentó los esfuerzos de tracción y compresión de los elementos estructurales, calculados mediante el programa SAP2000. Dichos elementos presentan esfuerzos producto de las cargas calculadas por la norma peruana.

5.1.3.1.1. Elemento estructural Brida Inferior

Tabla 16

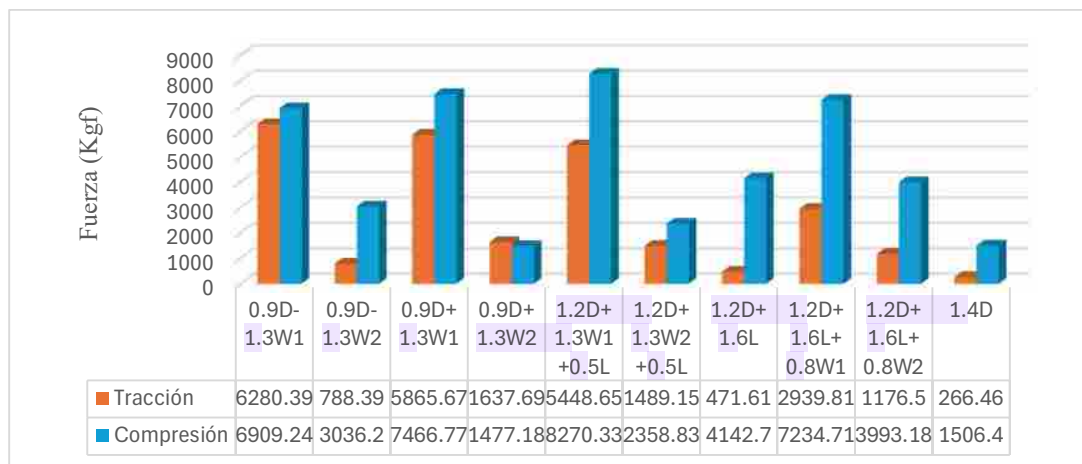
Solicitaciones a tracción y compresión de la brida inferior

Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	6280.39	6909.24
0.9D-1.3W2	788.39	3036.2
0.9D+1.3W1	5865.67	7466.77
0.9D+1.3W2	1637.69	1477.18
1.2D+1.3W1+0.5L	5448.65	8270.33
1.2D+1.3W2+0.5L	1489.15	2358.83
1.2D+1.6L	471.61	4142.7
1.2D+1.6L+0.8W1	2939.81	7234.71
1.2D+1.6L+0.8W2	1176.5	3993.18
1.4D	266.46	1506.4

Nota. En la tabla se muestran las solicitaciones a tracción y compresión calculadas para el elemento Brida Inferior en la cobertura metálica ubicada en el sector de San Gabriel.

Figura 31

Diagrama de barra de las solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior



Nota: En la figura se aprecia los valores de las fuerzas a tracción y compresión según su combinación de carga.

5.1.3.1.2. Elemento estructural Brida Superior

Tabla 17

Solicitaciones a tracción y compresión de la brida superior

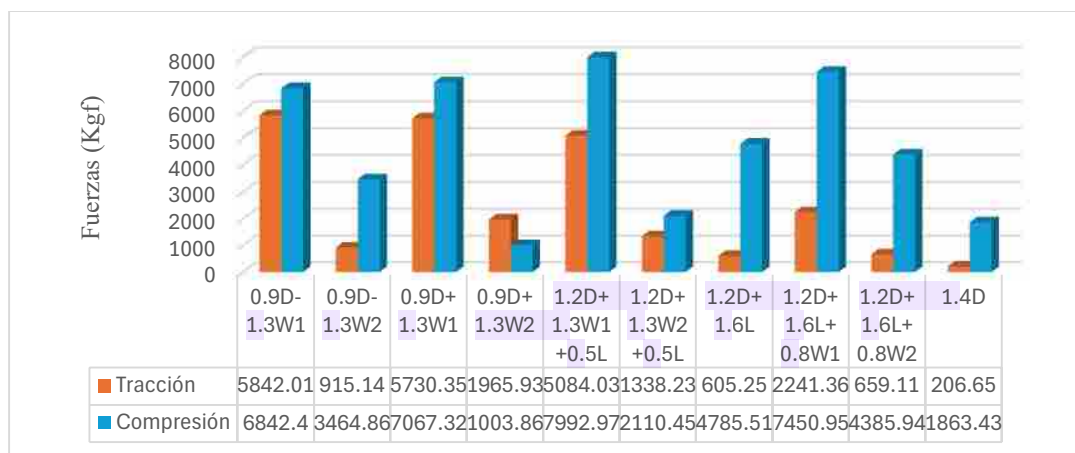
Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	5842.01	6842.4
0.9D-1.3W2	915.14	3464.86
0.9D+1.3W1	5730.35	7067.32
0.9D+1.3W2	1965.93	1003.86
1.2D+1.3W1+0.5L	5084.03	7992.97
1.2D+1.3W2+0.5L	1338.23	2110.45
1.2D+1.6L	605.25	4785.51
1.2D+1.6L+0.8W1	2241.36	7450.95
1.2D+1.6L+0.8W2	659.11	4385.94
1.4D	206.65	1863.43

Nota. En la tabla se muestran las solicitaciones a tracción y compresión calculadas para el elemento

Brida Superior en la cobertura metálica ubicada en el sector de San Gabriel.

Figura 32

Diagrama de barra de las solicitaciones de tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se presenta el grafico de barras de las fuerzas a compresión y tracción según la combinación de carga en la brida superior.

5.1.3.1.3. Elemento estructural montante

Tabla 18

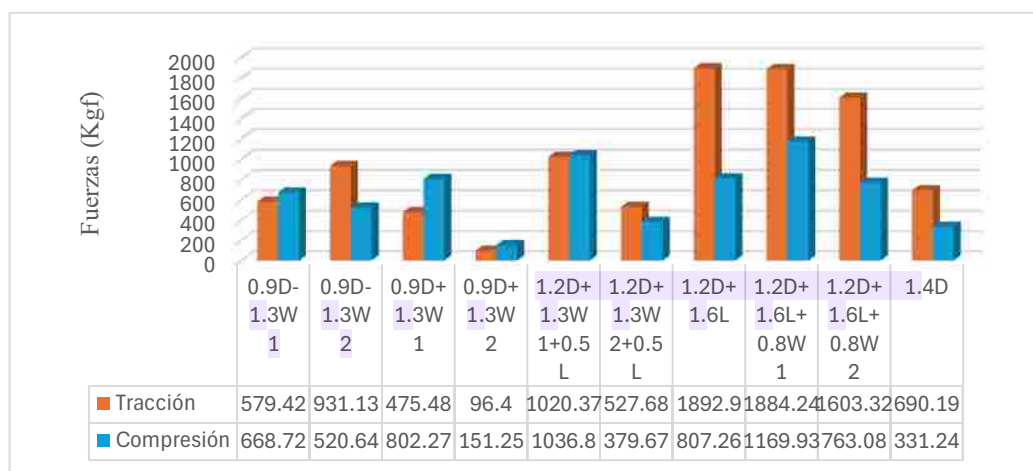
Solicitaciones de tracción y compresión de las montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	579.42	668.72
0.9D-1.3W2	931.13	520.64
0.9D+1.3W1	475.48	802.27
0.9D+1.3W2	96.4	151.25
1.2D+1.3W1+0.5L	1020.37	1036.8
1.2D+1.3W2+0.5L	527.68	379.67
1.2D+1.6L	1892.9	807.26
1.2D+1.6L+0.8W1	1884.24	1169.93
1.2D+1.6L+0.8W2	1603.32	763.08
1.4D	690.19	331.24

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la montante de la cobertura ubicada en San Gabriel.

Figura 33

Diagrama de barras de las solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montante.

5.1.3.1.4. Elemento estructural diagonal

Tabla 19

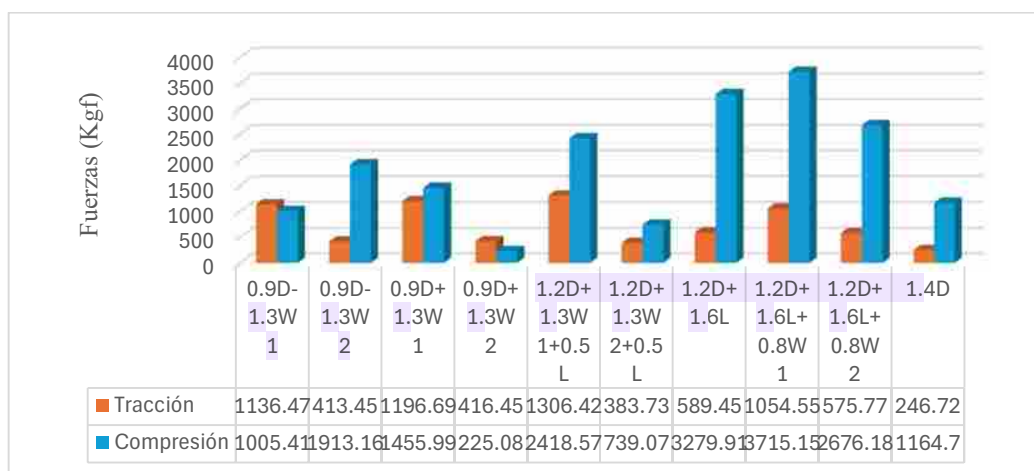
Solicitaciones de tracción y compresión de las diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	1136.47	1005.41
0.9D-1.3W2	413.45	1913.16
0.9D+1.3W1	1196.69	1455.99
0.9D+1.3W2	416.45	225.08
1.2D+1.3W1+0.5L	1306.42	2418.57
1.2D+1.3W2+0.5L	383.73	739.07
1.2D+1.6L	589.45	3279.91
1.2D+1.6L+0.8W1	1054.55	3715.15
1.2D+1.6L+0.8W2	575.77	2676.18
1.4D	246.72	1164.7

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las diagonales de la cobertura ubicada en San Gabriel.

Figura 34

Diagrama de barras de las solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonal.

5.1.3.1.5. Elemento estructural correas

Tabla 20

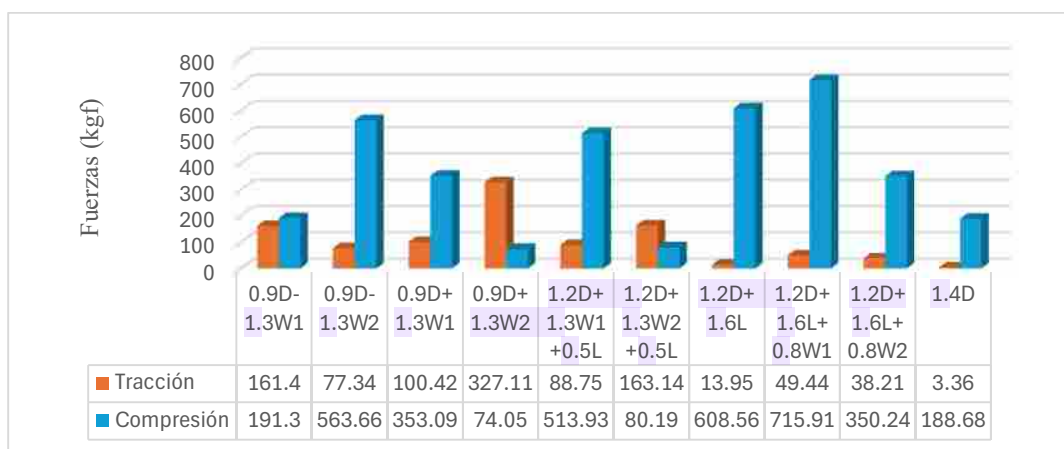
Solicitaciones de tracción y compresión de las correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	161.4	191.3
0.9D-1.3W2	77.34	563.66
0.9D+1.3W1	100.42	353.09
0.9D+1.3W2	327.11	74.05
1.2D+1.3W1+0.5L	88.75	513.93
1.2D+1.3W2+0.5L	163.14	80.19
1.2D+1.6L	13.95	608.56
1.2D+1.6L+0.8W1	49.44	715.91
1.2D+1.6L+0.8W2	38.21	350.24
1.4D	3.36	188.68

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas de la cobertura ubicada en San Gabriel.

Figura 35

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correas.

5.1.3.1.6. Elemento estructural columnas

Tabla 21

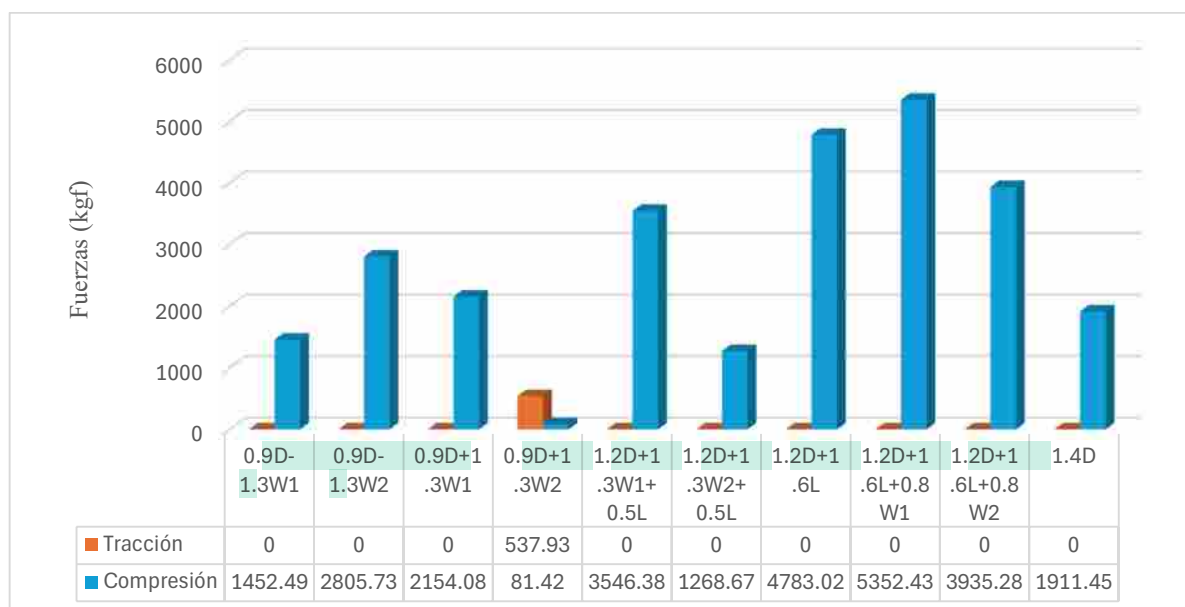
Solicitaciones de tracción y compresión de columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (kgf)
0.9D-1.3W1	0	1452.49
0.9D-1.3W2	0	2805.73
0.9D+1.3W1	0	2154.08
0.9D+1.3W2	537.93	81.42
1.2D+1.3W1+0.5L	0	3546.38
1.2D+1.3W2+0.5L	0	1268.67
1.2D+1.6L	0	4783.02
1.2D+1.6L+0.8W1	0	5352.43
1.2D+1.6L+0.8W2	0	3935.28
1.4D	0	1911.45

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas de la cobertura ubicada en San Gabriel.

Figura 36

Diagrama de barras de las solicitaciones a tracción y compresión en columnas



4

Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columnas.

5.1.3.2. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en San Gabriel aplicando la norma brasileña NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”

En este apartado se presenta las solicitaciones de esfuerzos a tracción y compresión de los elementos estructurales, calculados mediante el programa SAP2000. Los esfuerzos que presentan estos elementos son producto de las cargas calculadas por la norma brasileña.

5.1.3.2.1. Elemento estructural brida inferior

Tabla 22

Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior

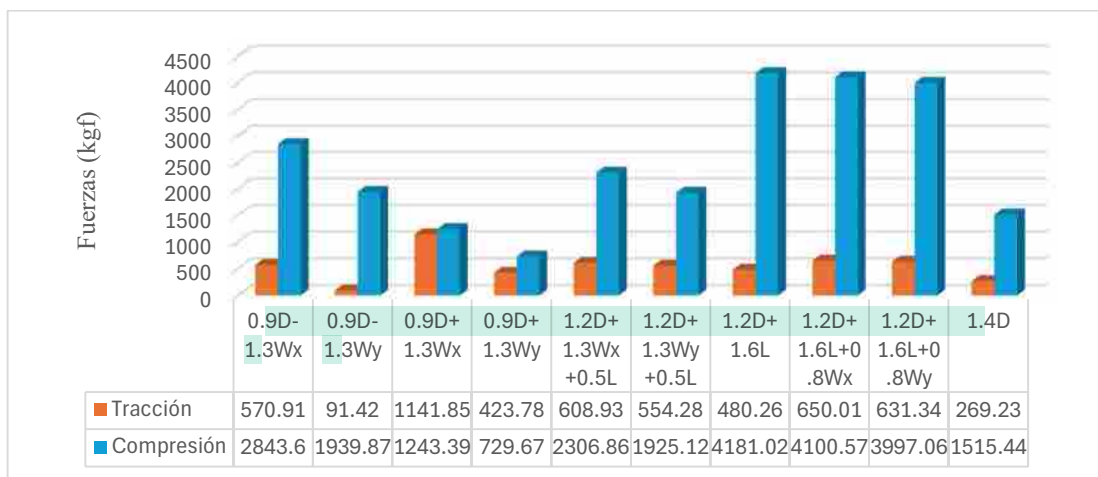
Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (kgf)
0.9D-1.3W _x	570.91	2843.6
0.9D-1.3W _y	91.42	1939.87
0.9D+1.3W _x	1141.85	1243.39
0.9D+1.3W _y	423.78	729.67
1.2D+1.3W _x +0.5L	608.93	2306.86
1.2D+1.3W _y +0.5L	554.28	1925.12
1.2D+1.6L	480.26	4181.02
1.2D+1.6L+0.8W _x	650.01	4100.57
1.2D+1.6L+0.8W _y	631.34	3997.06
1.4D	269.23	1515.44

2

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida inferior de la cobertura ubicada en San Gabriel.

Figura 37

Diagrama de barra de las solicitaciones a tracción y compresión en brida inferior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida inferior.

5.1.3.2.2. Elemento estructural brida superior

Tabla 23

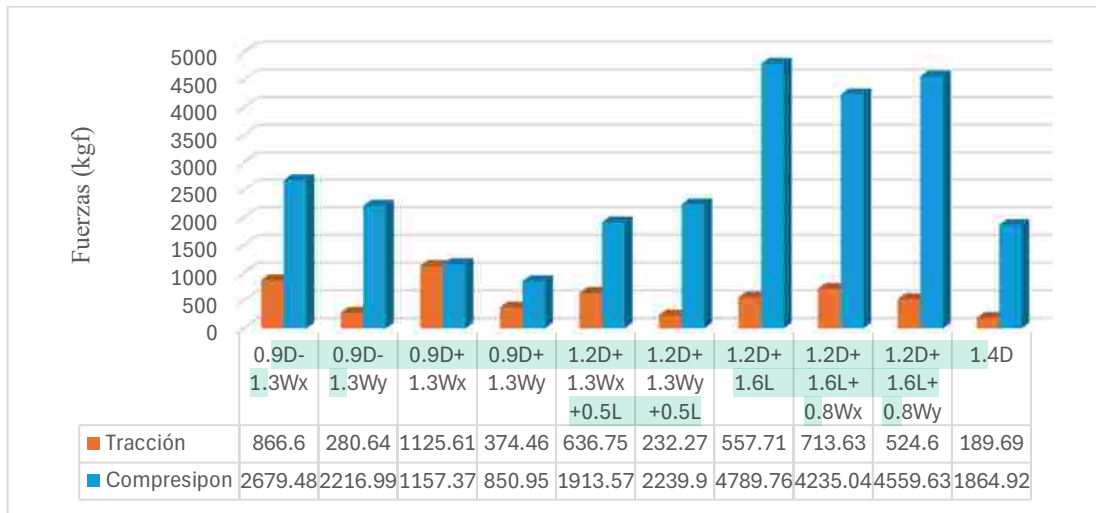
Solicitaciones a tracción y compresión de brida superior

Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	866.6	2679.48
0.9D-1.3Wy	280.64	2216.99
0.9D+1.3Wx	1125.61	1157.37
0.9D+1.3Wy	374.46	850.95
1.2D+1.3Wx+0.5L	636.75	1913.57
1.2D+1.3Wy+0.5L	232.27	2239.9
1.2D+1.6L	557.71	4789.76
1.2D+1.6L+0.8Wx	713.63	4235.04
1.2D+1.6L+0.8Wy	524.6	4559.63
1.4D	189.69	1864.92

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida superior.

Figura 38

Diagrama de barras de las solicitaciones a tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida superior.

5.1.3.2.3. Elemento estructural montantes

Tabla 24

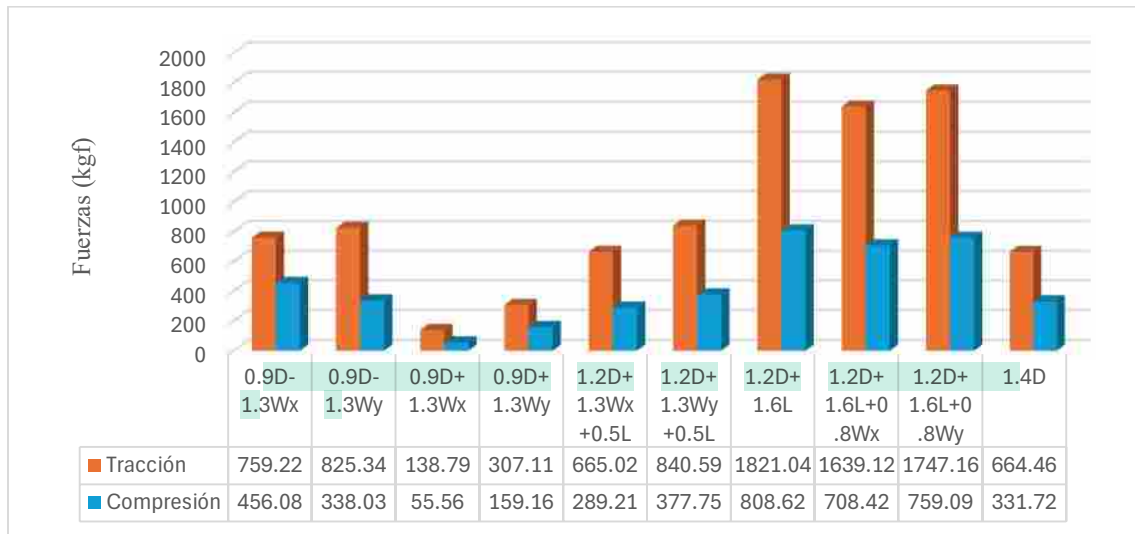
Solicitaciones de tracción y compresión en montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	759.22	456.08
0.9D-1.3Wy	825.34	338.03
0.9D+1.3Wx	138.79	55.56
0.9D+1.3Wy	307.11	159.16
1.2D+1.3Wx+0.5L	665.02	289.21
1.2D+1.3Wy+0.5L	840.59	377.75
1.2D+1.6L	1821.04	808.62
1.2D+1.6L+0.8Wx	1639.12	708.42
1.2D+1.6L+0.8Wy	1747.16	759.09
1.4D	664.46	331.72

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las montantes.

Figura 39

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montante.

5.1.3.2.4. Elemento estructural diagonales

Tabla 25

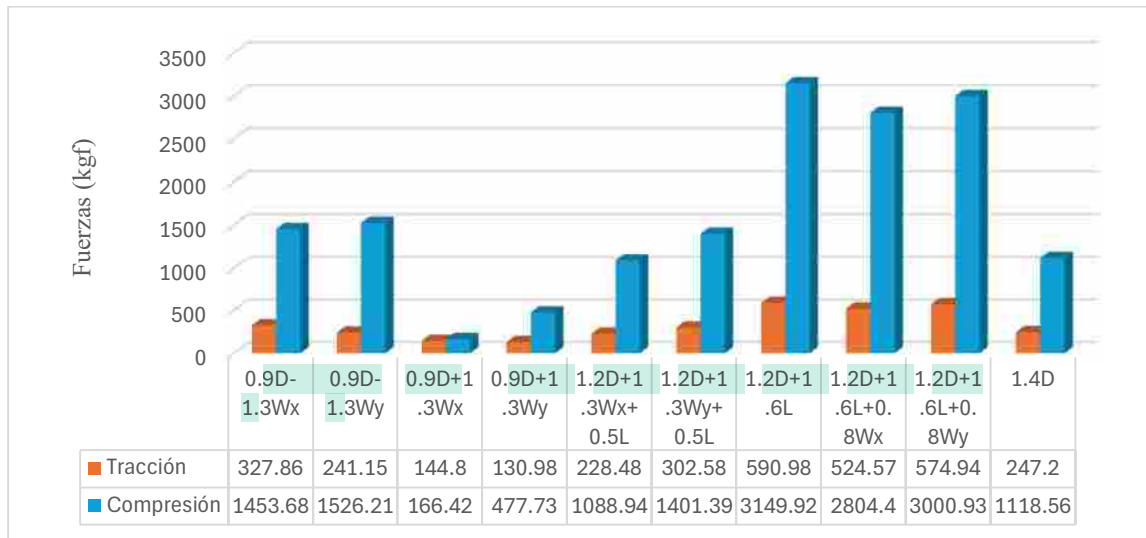
Solicitaciones de tracción y compresión en diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	327.86	1453.68
0.9D-1.3Wy	241.15	1526.21
0.9D+1.3Wx	144.8	166.42
0.9D+1.3Wy	130.98	477.73
1.2D+1.3Wx+0.5L	228.48	1088.94
1.2D+1.3Wy+0.5L	302.58	1401.39
1.2D+1.6L	590.98	3149.92
1.2D+1.6L+0.8Wx	524.57	2804.4
1.2D+1.6L+0.8Wy	574.94	3000.93
1.4D	247.2	1118.56

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las diagonales.

Figura 40

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonal.

5.1.3.2.5. Elemento estructural correa

Tabla 26

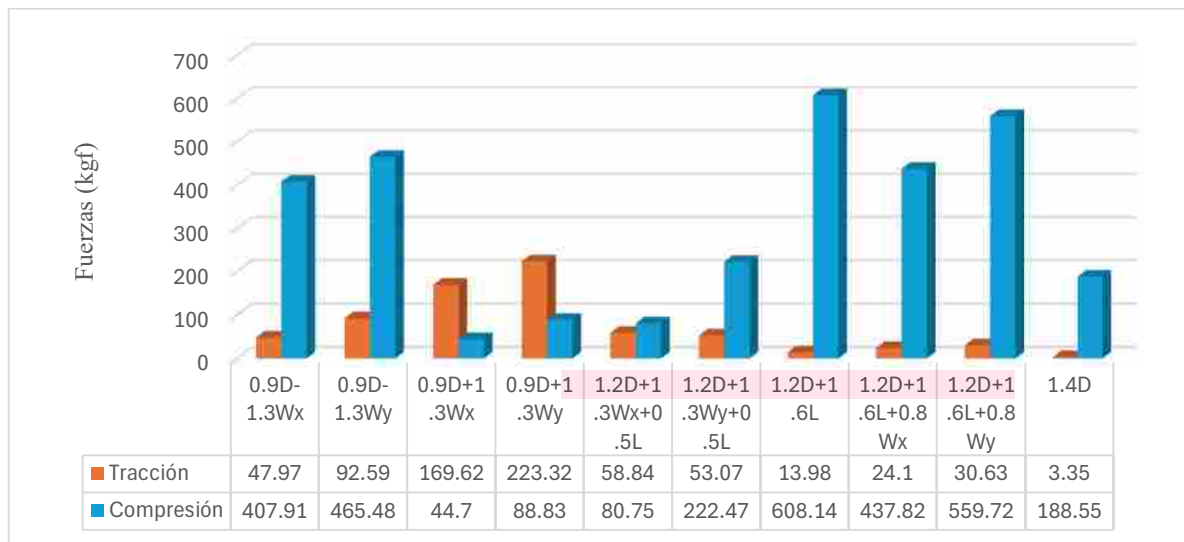
Solicitaciones de tracción y compresión en correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	47.97	407.91
0.9D-1.3Wy	92.59	465.48
0.9D+1.3Wx	169.62	44.7
0.9D+1.3Wy	223.32	88.83
1.2D+1.3Wx+0.5L	58.84	80.75
1.2D+1.3Wy+0.5L	53.07	222.47
1.2D+1.6L	13.98	608.14
1.2D+1.6L+0.8Wx	24.1	437.82
1.2D+1.6L+0.8Wy	30.63	559.72
1.4D	3.35	188.55

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas.

Figura 41

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correas.

5.1.3.2.6. Elemento estructural columnas

Tabla 27

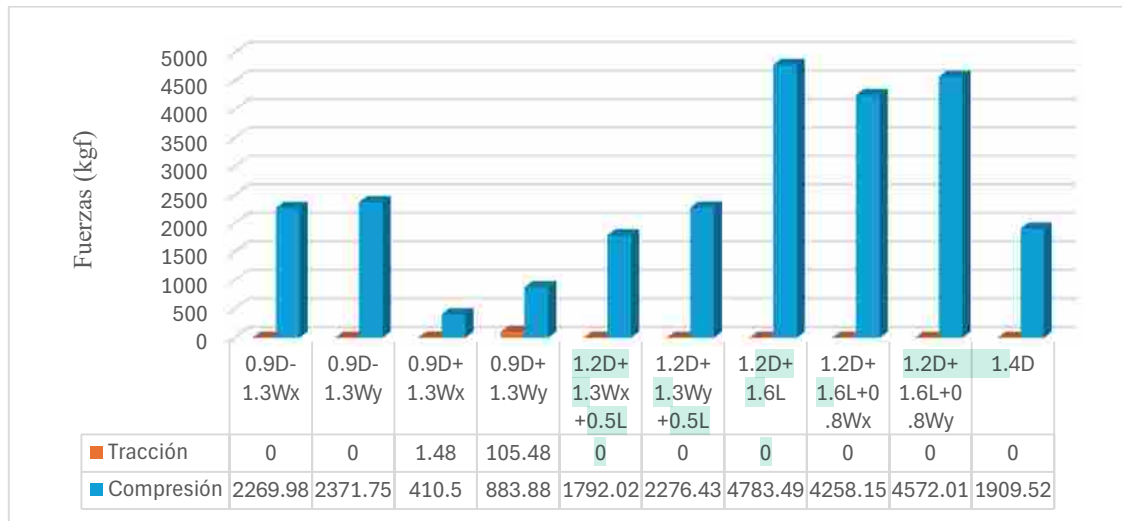
Solicitaciones de tracción y compresión en columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	0	2269.98
0.9D-1.3Wy	0	2371.75
0.9D+1.3Wx	1.48	410.5
0.9D+1.3Wy	105.48	883.88
1.2D+1.3Wx+0.5L	0	1792.02
1.2D+1.3Wy+0.5L	0	2276.43
1.2D+1.6L	0	4783.49
1.2D+1.6L+0.8Wx	0	4258.15
1.2D+1.6L+0.8Wy	0	4572.01
1.4D	0	1909.52

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas.

Figura 42

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columnas.

5.1.3.3. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en Ciudad de Dios aplicando la norma peruana E.020 “Cargas”

En esta sección, se analizan los esfuerzos de tracción y compresión que actúan sobre los elementos estructurales de la estructura, los cuales han sido calculados mediante el software SAP2000. Estos esfuerzos se generan como consecuencia de las cargas aplicadas, las cuales han sido determinadas de acuerdo con los lineamientos establecidos en la normativa peruana vigente. El análisis realizado permite evaluar el comportamiento estructural de cada elemento y garantizar que cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia exigidos para la construcción

5.1.3.3.1. Elemento estructural brida inferior

Tabla 28

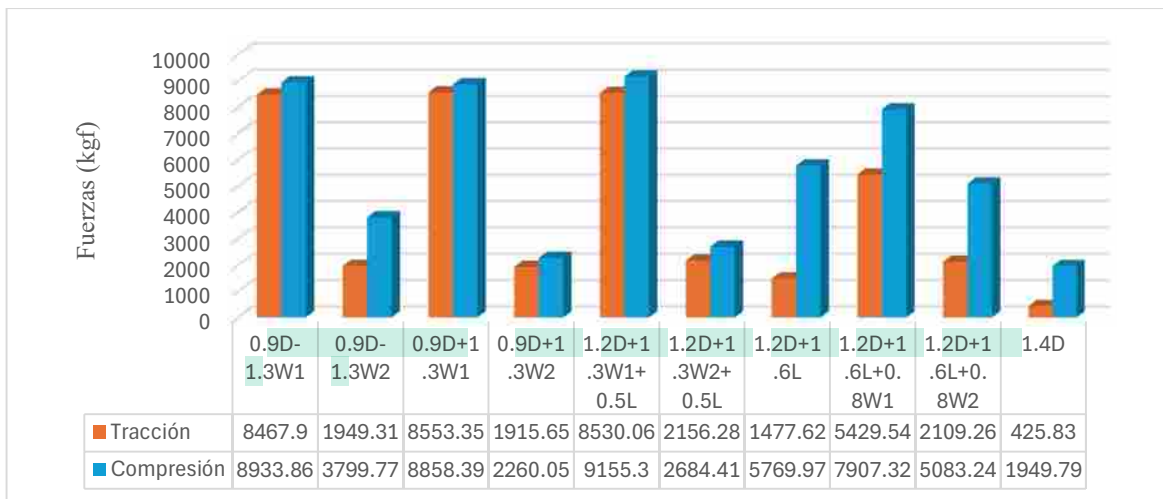
Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior

Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	8467.9	8933.86
0.9D-1.3W2	1949.31	3799.77
0.9D+1.3W1	8553.35	8858.39
0.9D+1.3W2	1915.65	2260.05
1.2D+1.3W1+0.5L	8530.06	9155.3
1.2D+1.3W2+0.5L	2156.28	2684.41
1.2D+1.6L	1477.62	5769.97
1.2D+1.6L+0.8W1	5429.54	7907.32
1.2D+1.6L+0.8W2	2109.26	5083.24
1.4D	425.83	1949.79

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida inferior.

Figura 43

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida inferior.

5.1.3.3.2. Elemento estructural brida superior

Tabla 29

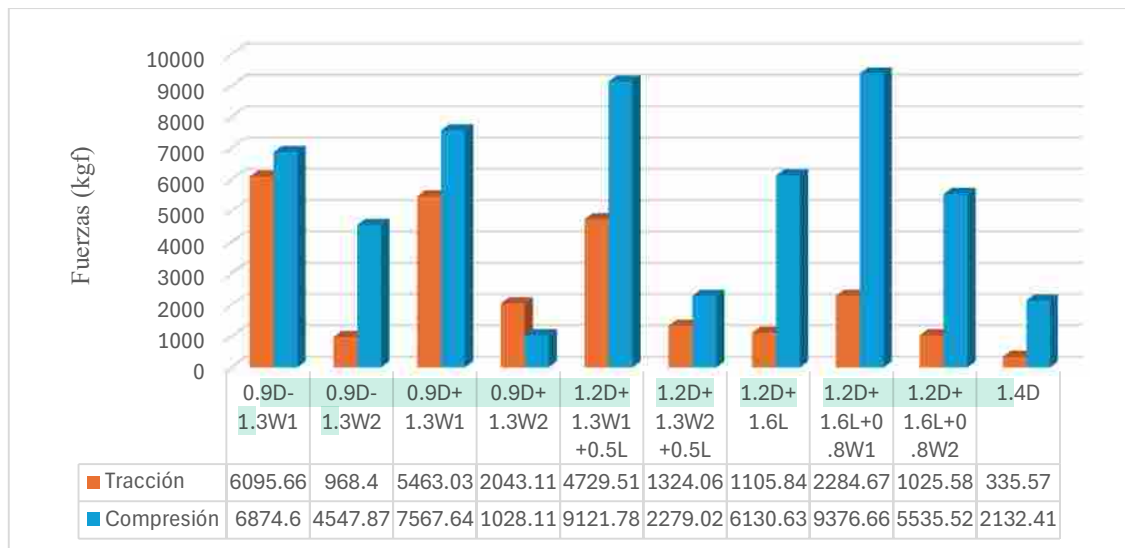
Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior

Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	6095.66	6874.6
0.9D-1.3W2	968.4	4547.87
0.9D+1.3W1	5463.03	7567.64
0.9D+1.3W2	2043.11	1028.11
1.2D+1.3W1+0.5L	4729.51	9121.78
1.2D+1.3W2+0.5L	1324.06	2279.02
1.2D+1.6L	1105.84	6130.63
1.2D+1.6L+0.8W1	2284.67	9376.66
1.2D+1.6L+0.8W2	1025.58	5535.52
1.4D	335.57	2132.41

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida superior.

Figura 44

Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida superior.

5.1.3.3.3. Elemento estructura montante

Tabla 30

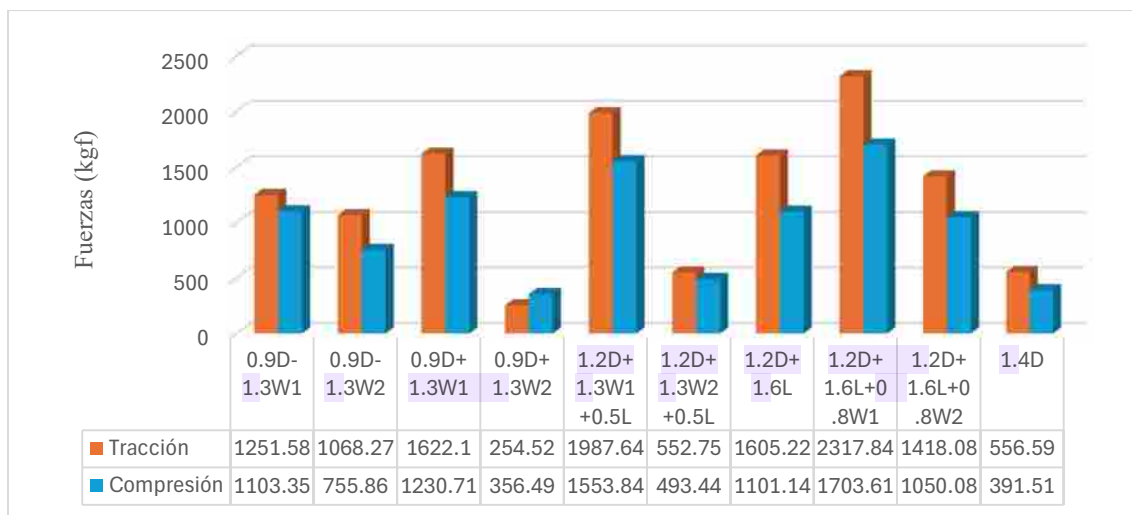
Solicitaciones de tracción y compresión de montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	1251.58	1103.35
0.9D-1.3W2	1068.27	755.86
0.9D+1.3W1	1622.1	1230.71
0.9D+1.3W2	254.52	356.49
1.2D+1.3W1+0.5L	1987.64	1553.84
1.2D+1.3W2+0.5L	552.75	493.44
1.2D+1.6L	1605.22	1101.14
1.2D+1.6L+0.8W1	2317.84	1703.61
1.2D+1.6L+0.8W2	1418.08	1050.08
1.4D	556.59	391.51

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las montantes.

Figura 45

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montantes.

5.1.3.3.4. Elemento estructural diagonal

Tabla 31

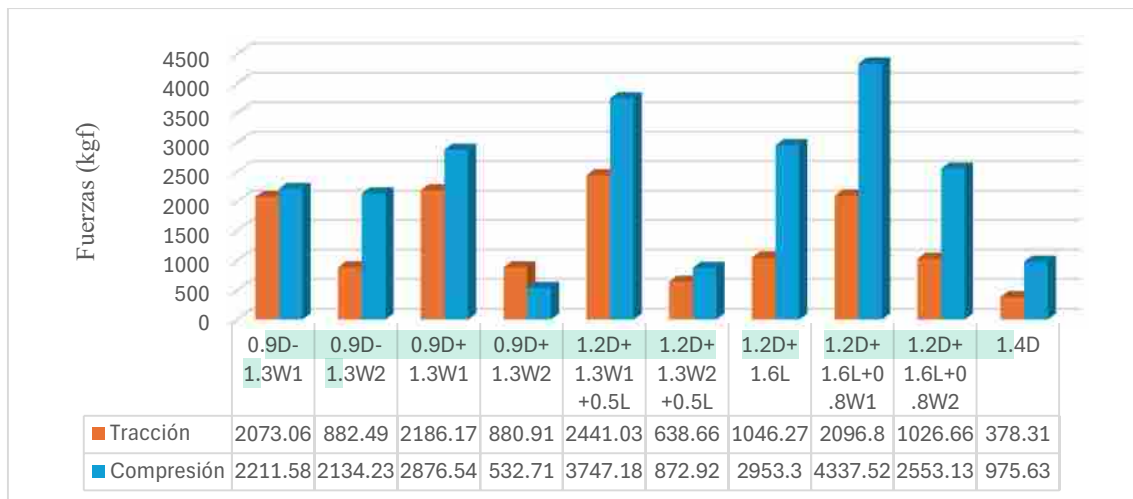
Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	2073.06	2211.58
0.9D-1.3W2	882.49	2134.23
0.9D+1.3W1	2186.17	2876.54
0.9D+1.3W2	880.91	532.71
1.2D+1.3W1+0.5L	2441.03	3747.18
1.2D+1.3W2+0.5L	638.66	872.92
1.2D+1.6L	1046.27	2953.3
1.2D+1.6L+0.8W1	2096.8	4337.52
1.2D+1.6L+0.8W2	1026.66	2553.13
1.4D	378.31	975.63

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las diagonales.

Figura 46

Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonales.

5.1.3.3.5. Elemento estructural correa

Tabla 32

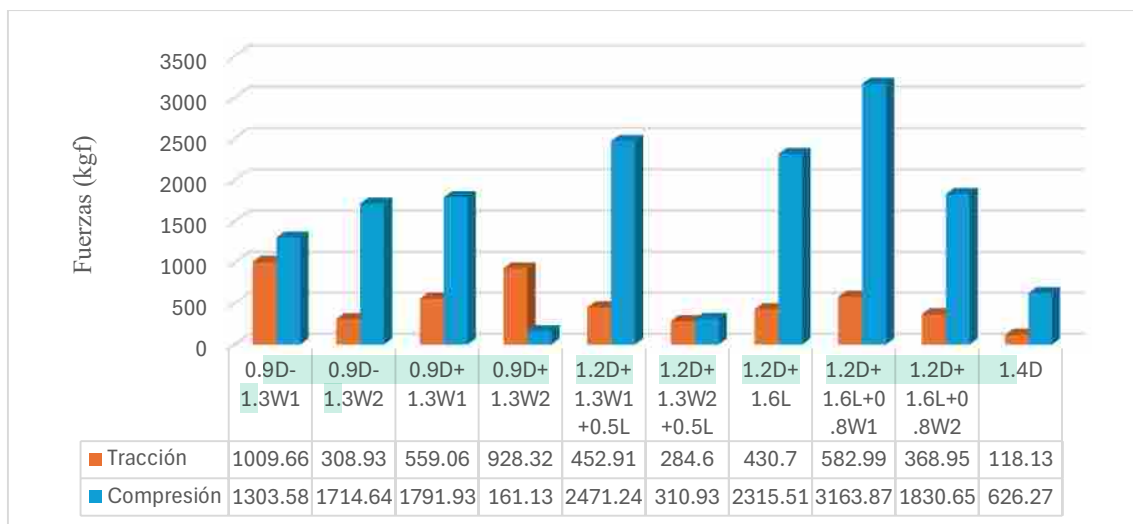
Solicitaciones de tracción y compresión de correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	1009.66	1303.58
0.9D-1.3W2	308.93	1714.64
0.9D+1.3W1	559.06	1791.93
0.9D+1.3W2	928.32	161.13
1.2D+1.3W1+0.5L	452.91	2471.24
1.2D+1.3W2+0.5L	284.6	310.93
1.2D+1.6L	430.7	2315.51
1.2D+1.6L+0.8W1	582.99	3163.87
1.2D+1.6L+0.8W2	368.95	1830.65
1.4D	118.13	626.27

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas.

Figura 47

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correas.

5.1.3.3.6. Elemento estructural columna

Tabla 33

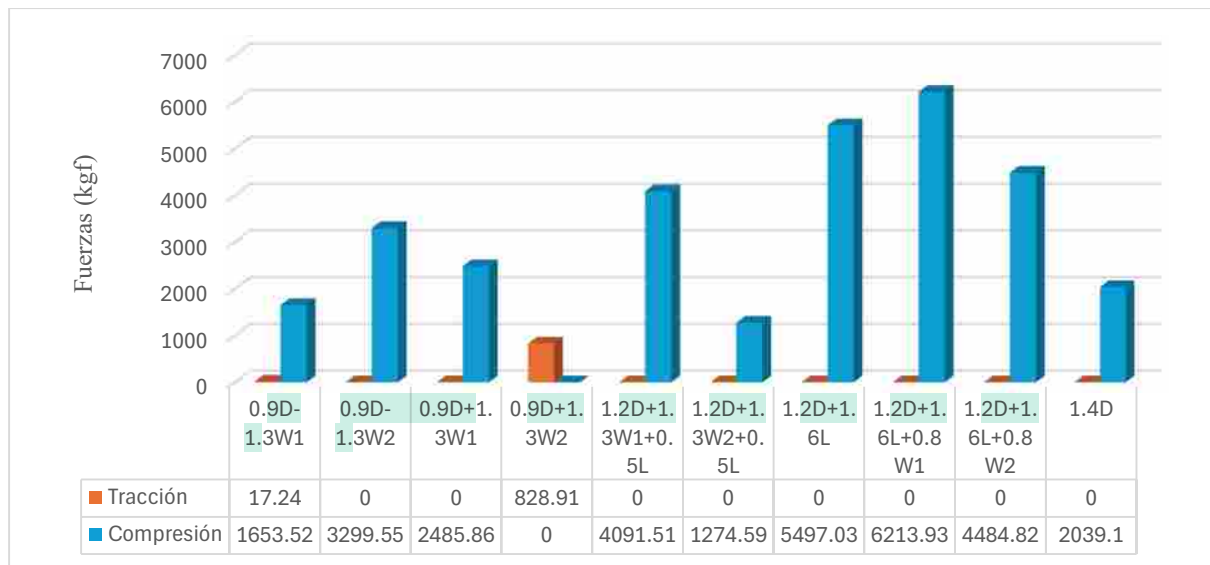
Solicitaciones a tracción y compresión de columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	17.24	1653.52
0.9D-1.3W2	0	3299.55
0.9D+1.3W1	0	2485.86
0.9D+1.3W2	828.91	0
1.2D+1.3W1+0.5L	0	4091.51
1.2D+1.3W2+0.5L	0	1274.59
1.2D+1.6L	0	5497.03
1.2D+1.6L+0.8W1	0	6213.93
1.2D+1.6L+0.8W2	0	4484.82
1.4D	0	2039.1

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas.

Figura 48

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columnas.

5.1.3.4. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en Ciudad de Dios aplicando la norma brasileña NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”

En este apartado se detallan los esfuerzos a tracción y compresión que actúan sobre los elementos estructurales del proyecto. Estos esfuerzos han sido determinados mediante el software de análisis estructural SAP2000, el cual permite evaluar el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones de carga. Dichas cargas han sido establecidas conforme a los lineamientos de la normativa brasileña, garantizando así que los valores obtenidos sean representativos de las condiciones reales de diseño.

5.1.3.4.1. Elemento estructural brida inferior

Tabla 34

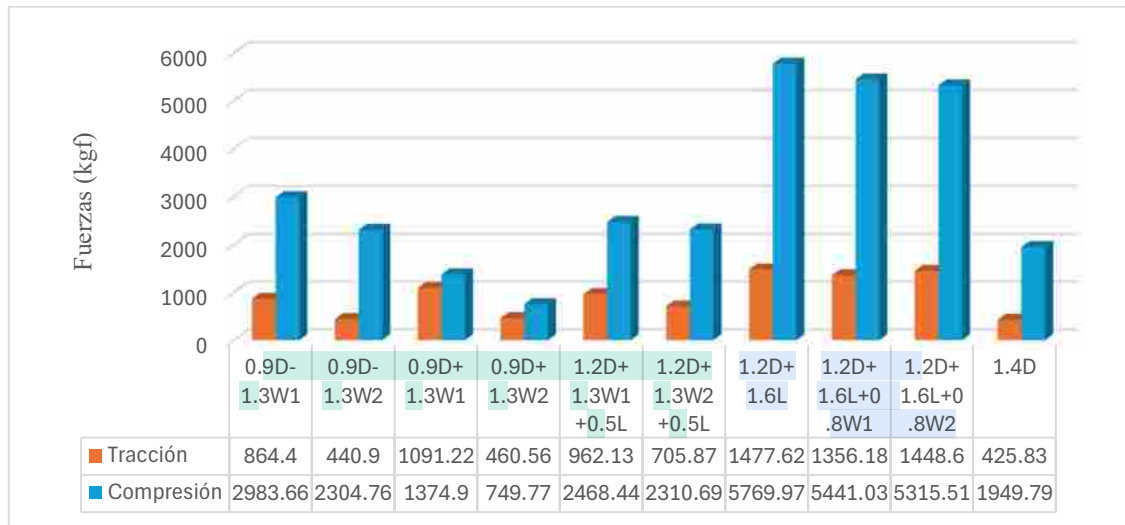
Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior

Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W _x	864.4	2983.66
0.9D-1.3W _y	440.9	2304.76
0.9D+1.3W _x	1091.22	1374.9
0.9D+1.3W _y	460.56	749.77
1.2D+1.3W _x +0.5L	962.13	2468.44
1.2D+1.3W _y +0.5L	705.87	2310.69
1.2D+1.6L	1477.62	5769.97
1.2D+1.6L+0.8W _x	1356.18	5441.03
1.2D+1.6L+0.8W _y	1448.6	5315.51
1.4D	425.83	1949.79

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida inferior.

Figura 49

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida inferior.

5.1.3.4.2. Elemento estructural brida superior

Tabla 35

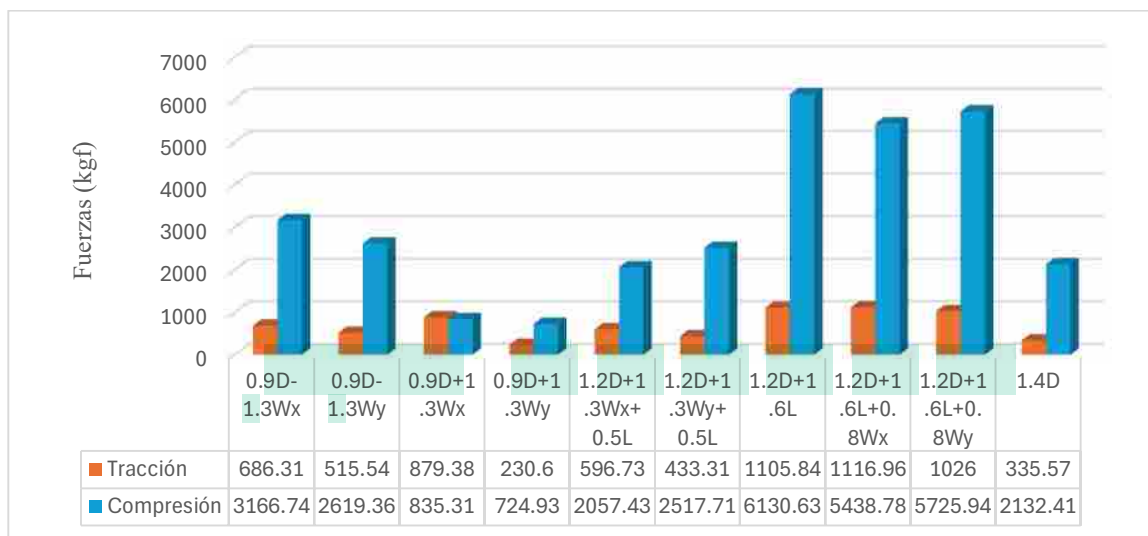
Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior

Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	686.31	3166.74
0.9D-1.3Wy	515.54	2619.36
0.9D+1.3Wx	879.38	835.31
0.9D+1.3Wy	230.6	724.93
1.2D+1.3Wx+0.5L	596.73	2057.43
1.2D+1.3Wy+0.5L	433.31	2517.71
1.2D+1.6L	1105.84	6130.63
1.2D+1.6L+0.8Wx	1116.96	5438.78
1.2D+1.6L+0.8Wy	1026	5725.94
1.4D	335.57	2132.41

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida superior.

Figura 50

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida superior.

5.1.3.4.3. Elemento estructural montante

Tabla 36

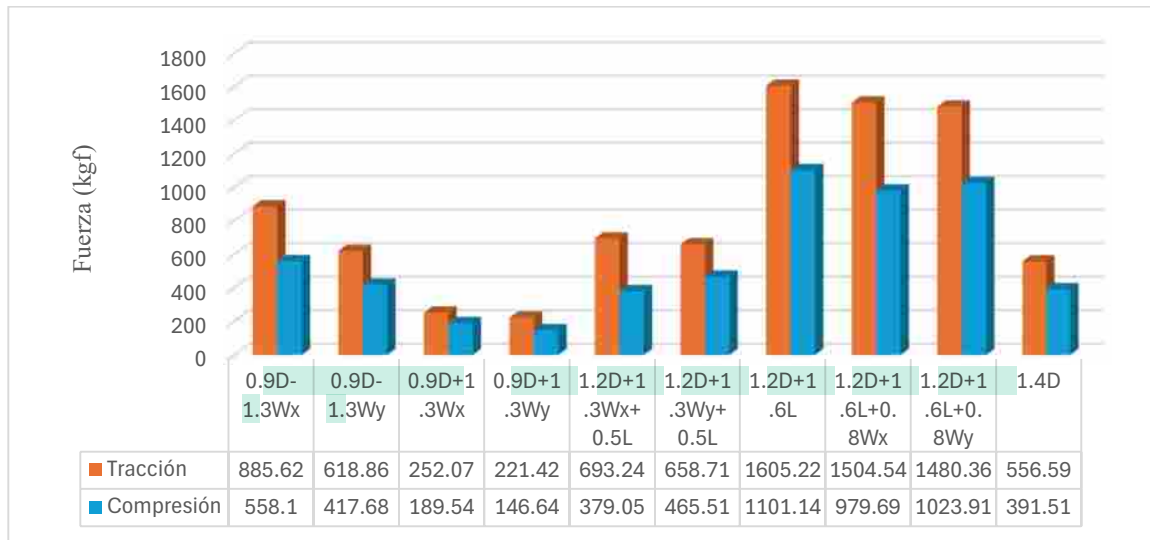
Solicitaciones de tracción y compresión de montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	885.62	558.1
0.9D-1.3Wy	618.86	417.68
0.9D+1.3Wx	252.07	189.54
0.9D+1.3Wy	221.42	146.64
1.2D+1.3Wx+0.5L	693.24	379.05
1.2D+1.3Wy+0.5L	658.71	465.51
1.2D+1.6L	1605.22	1101.14
1.2D+1.6L+0.8Wx	1504.54	979.69
1.2D+1.6L+0.8Wy	1480.36	1023.91
1.4D	556.59	391.51

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la montante.

Figura 51

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montante.

5.1.3.4.4. Elemento estructural diagonales

Tabla 37

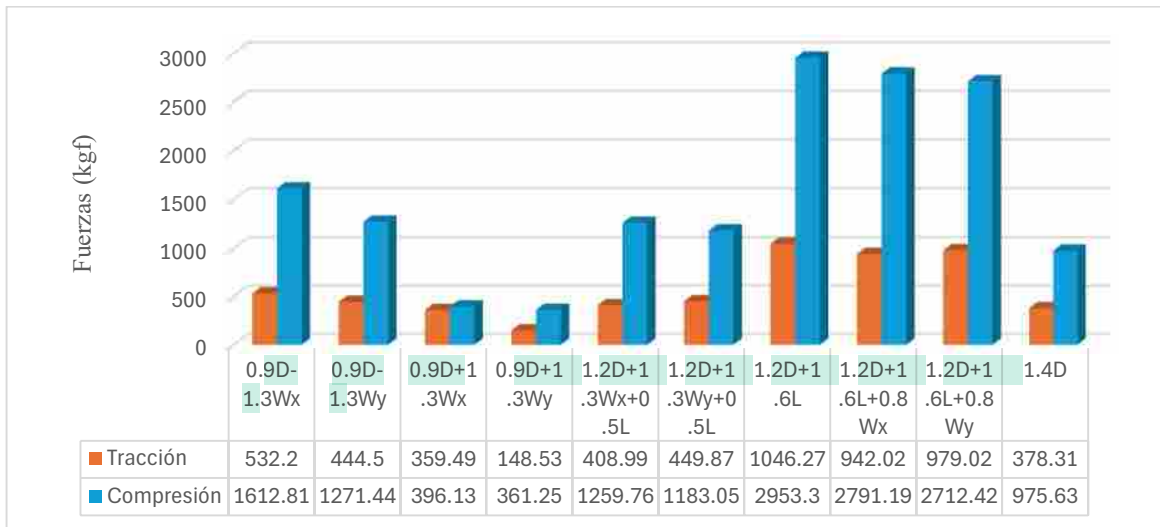
Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	532.2	1612.81
0.9D-1.3Wy	444.5	1271.44
0.9D+1.3Wx	359.49	396.13
0.9D+1.3Wy	148.53	361.25
1.2D+1.3Wx+0.5L	408.99	1259.76
1.2D+1.3Wy+0.5L	449.87	1183.05
1.2D+1.6L	1046.27	2953.3
1.2D+1.6L+0.8Wx	942.02	2791.19
1.2D+1.6L+0.8Wy	979.02	2712.42
1.4D	378.31	975.63

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la diagonal.

Figura 52

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonal.

5.1.3.4.5. Elemento estructural correa

Tabla 38

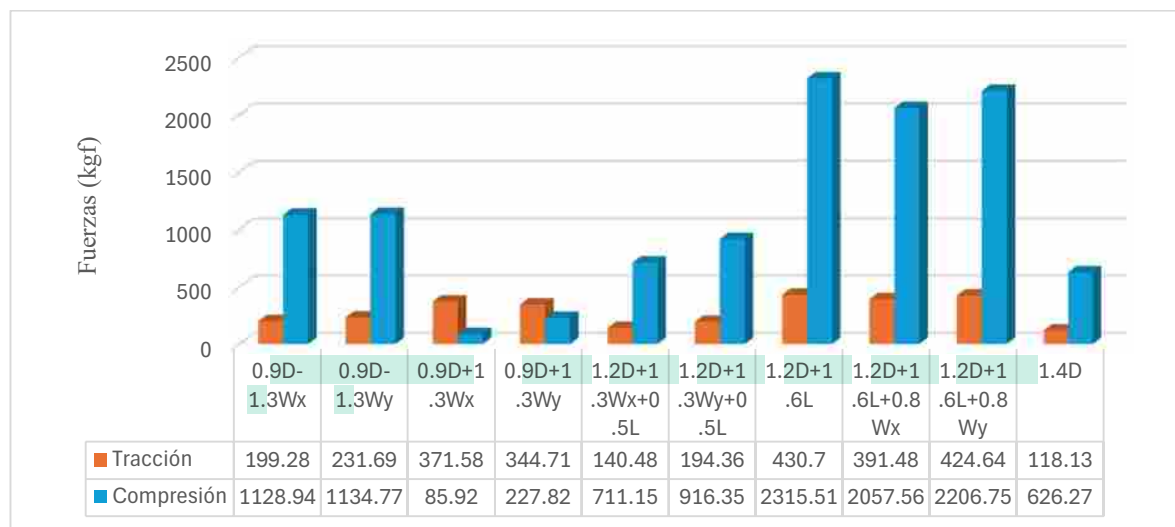
Solicitaciones de tracción y compresión de correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	199.28	1128.94
0.9D-1.3Wy	231.69	1134.77
0.9D+1.3Wx	371.58	85.92
0.9D+1.3Wy	344.71	227.82
1.2D+1.3Wx+0.5L	140.48	711.15
1.2D+1.3Wy+0.5L	194.36	916.35
1.2D+1.6L	430.7	2315.51
1.2D+1.6L+0.8Wx	391.48	2057.56
1.2D+1.6L+0.8Wy	424.64	2206.75
1.4D	118.13	626.27

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas.

Figura 53

Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correas.

5.1.3.4.6. Elemento estructural columna

Tabla 39

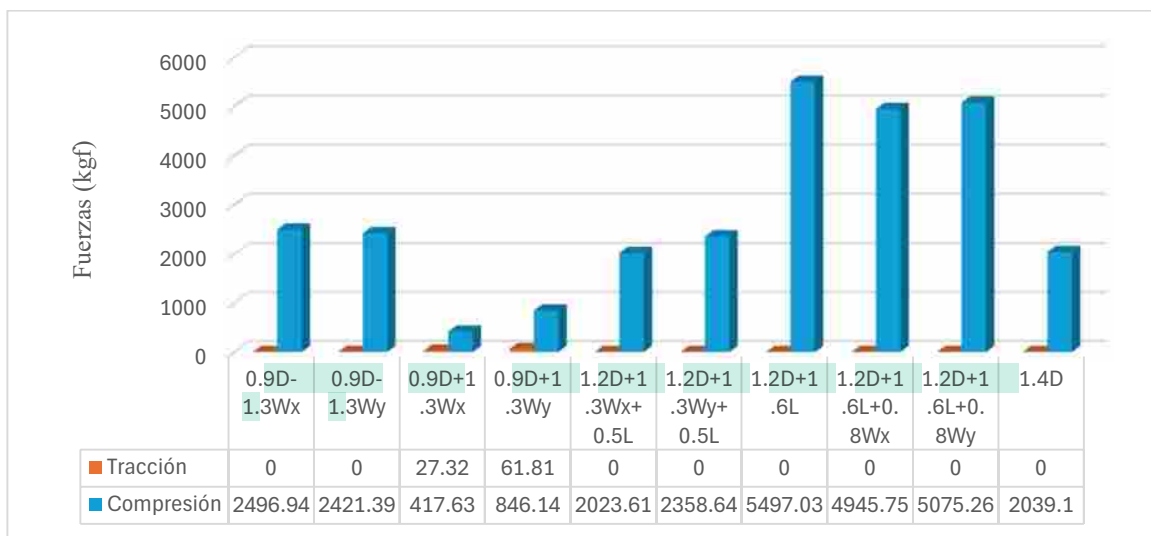
Solicitaciones de tracción y compresión de columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	0	2496.94
0.9D-1.3Wy	0	2421.39
0.9D+1.3Wx	27.32	417.63
0.9D+1.3Wy	61.81	846.14
1.2D+1.3Wx+0.5L	0	2023.61
1.2D+1.3Wy+0.5L	0	2358.64
1.2D+1.6L	0	5497.03
1.2D+1.6L+0.8Wx	0	4945.75
1.2D+1.6L+0.8Wy	0	5075.26
1.4D	0	2039.1

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas.

Figura 54

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columnas.

5.1.3.5. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en Víctor Acosta Ríos aplicando la norma peruana E.020 “Cargas”

En esta sección se muestra los esfuerzos de tracción y compresión que actúan sobre los elementos de la estructura, los cuales han sido determinados mediante el software SAP2000. Estos esfuerzos resultan de las cargas aplicadas, calculadas siguiendo las disposiciones de la normativa peruana E.020 “Cargas”. El análisis realizado permite verificar el comportamiento de cada componente estructural y garantizar que cumpla con los estándares de seguridad y resistencia requeridos en la construcción

5.1.3.5.1. Elemento estructural brida inferior

Tabla 40

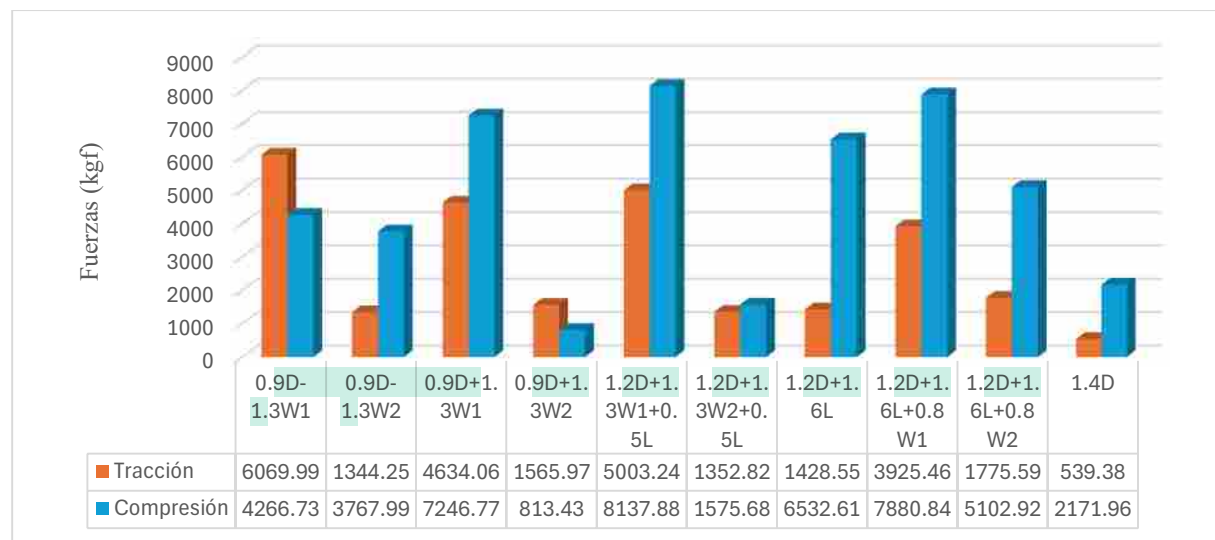
Solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior

Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	6069.99	4266.73
0.9D-1.3W2	1344.25	3767.99
0.9D+1.3W1	4634.06	7246.77
0.9D+1.3W2	1565.97	813.43
1.2D+1.3W1+0.5L	5003.24	8137.88
1.2D+1.3W2+0.5L	1352.82	1575.68
1.2D+1.6L	1428.55	6532.61
1.2D+1.6L+0.8W1	3925.46	7880.84
1.2D+1.6L+0.8W2	1775.59	5102.92
1.4D	539.38	2171.96

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida inferior.

Figura 55

Diagrama de barras de solicitaciones a tracción y compresión en brida inferior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida inferior.

5.1.3.5.2. Elemento estructural brida superior

Tabla 41

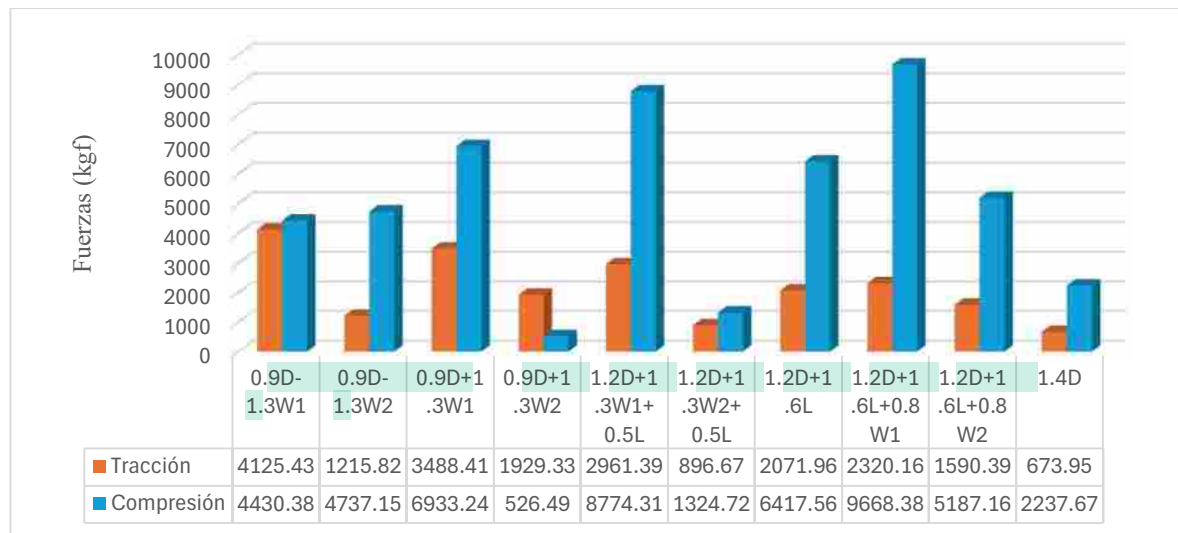
Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior

Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	4125.43	4430.38
0.9D-1.3W2	1215.82	4737.15
0.9D+1.3W1	3488.41	6933.24
0.9D+1.3W2	1929.33	526.49
1.2D+1.3W1+0.5L	2961.39	8774.31
1.2D+1.3W2+0.5L	896.67	1324.72
1.2D+1.6L	2071.96	6417.56
1.2D+1.6L+0.8W1	2320.16	9668.38
1.2D+1.6L+0.8W2	1590.39	5187.16
1.4D	673.95	2237.67

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida superior.

Figura 56

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida superior.

5.1.3.5.3. Elemento estructural montante

Tabla 42

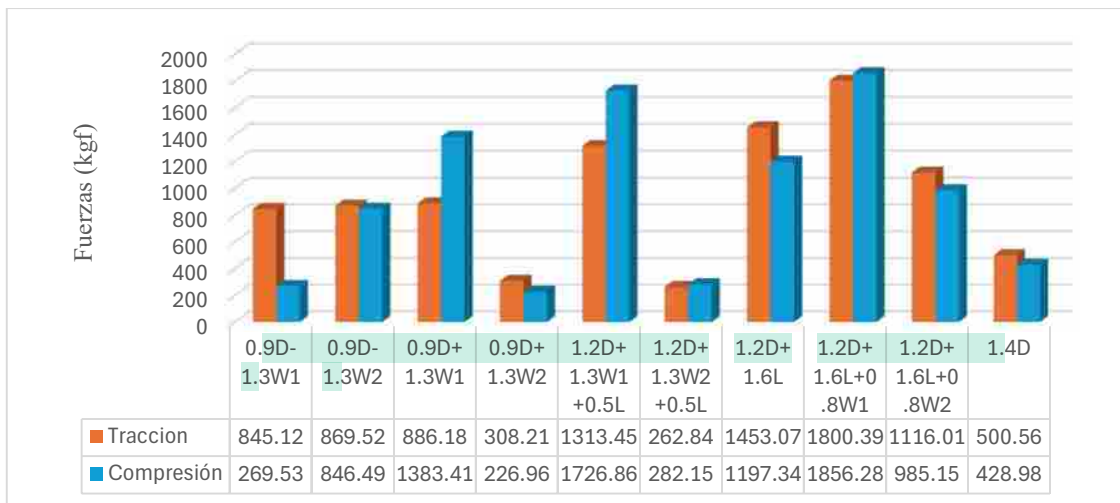
Solicitaciones de tracción y compresión de montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	845.12	269.53
0.9D-1.3W2	869.52	846.49
0.9D+1.3W1	886.18	1383.41
0.9D+1.3W2	308.21	226.96
1.2D+1.3W1+0.5L	1313.45	1726.86
1.2D+1.3W2+0.5L	262.84	282.15
1.2D+1.6L	1453.07	1197.34
1.2D+1.6L+0.8W1	1800.39	1856.28
1.2D+1.6L+0.8W2	1116.01	985.15
1.4D	500.56	428.98

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la montante.

Figura 57

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montante.

5.1.3.5.4. Elemento estructural diagonal

Tabla 43

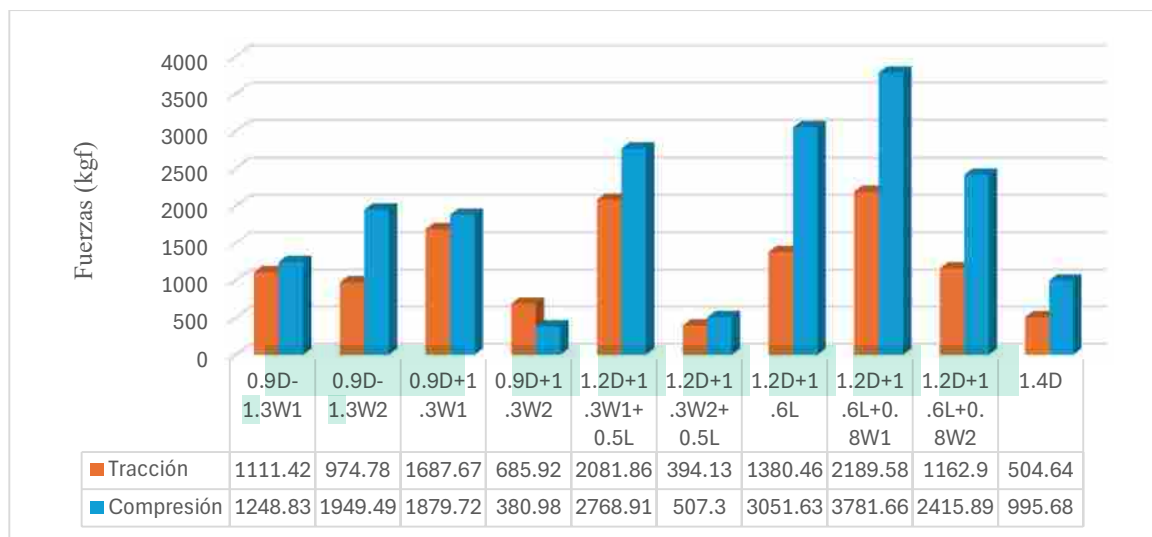
Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	1111.42	1248.83
0.9D-1.3W2	974.78	1949.49
0.9D+1.3W1	1687.67	1879.72
0.9D+1.3W2	685.92	380.98
1.2D+1.3W1+0.5L	2081.86	2768.91
1.2D+1.3W2+0.5L	394.13	507.3
1.2D+1.6L	1380.46	3051.63
1.2D+1.6L+0.8W1	2189.58	3781.66
1.2D+1.6L+0.8W2	1162.9	2415.89
1.4D	504.64	995.68

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la diagonal.

Figura 58

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonal.

5.1.3.5.5. Elemento estructural correa

Tabla 44

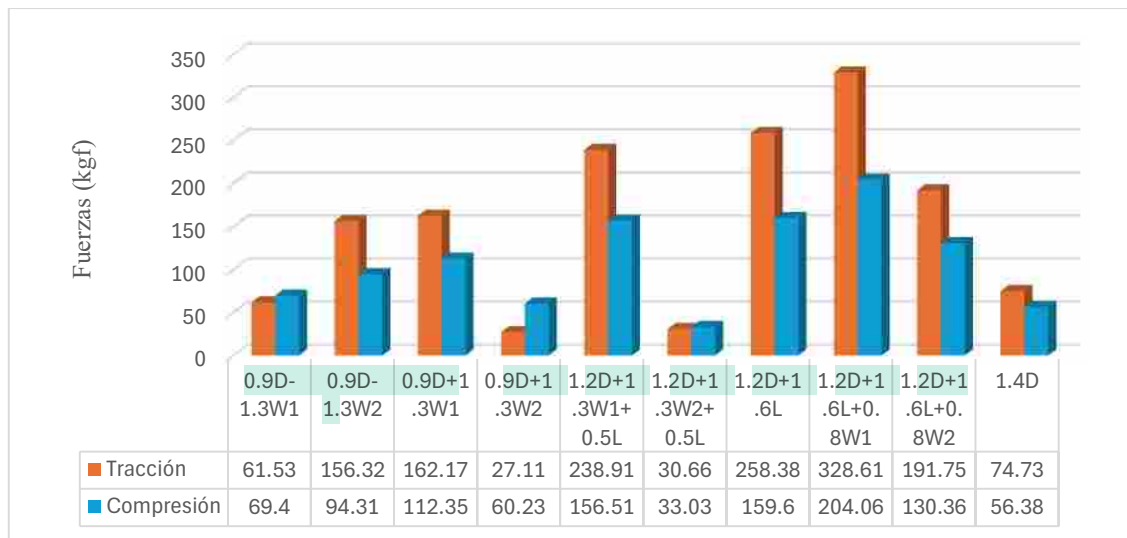
Solicitaciones de tracción y compresión de correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	61.53	69.4
0.9D-1.3W2	156.32	94.31
0.9D+1.3W1	162.17	112.35
0.9D+1.3W2	27.11	60.23
1.2D+1.3W1+0.5L	238.91	156.51
1.2D+1.3W2+0.5L	30.66	33.03
1.2D+1.6L	258.38	159.6
1.2D+1.6L+0.8W1	328.61	204.06
1.2D+1.6L+0.8W2	191.75	130.36
1.4D	74.73	56.38

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas.

Figura 59

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correas.

5.1.3.5.6. Elemento estructural columna

Tabla 45

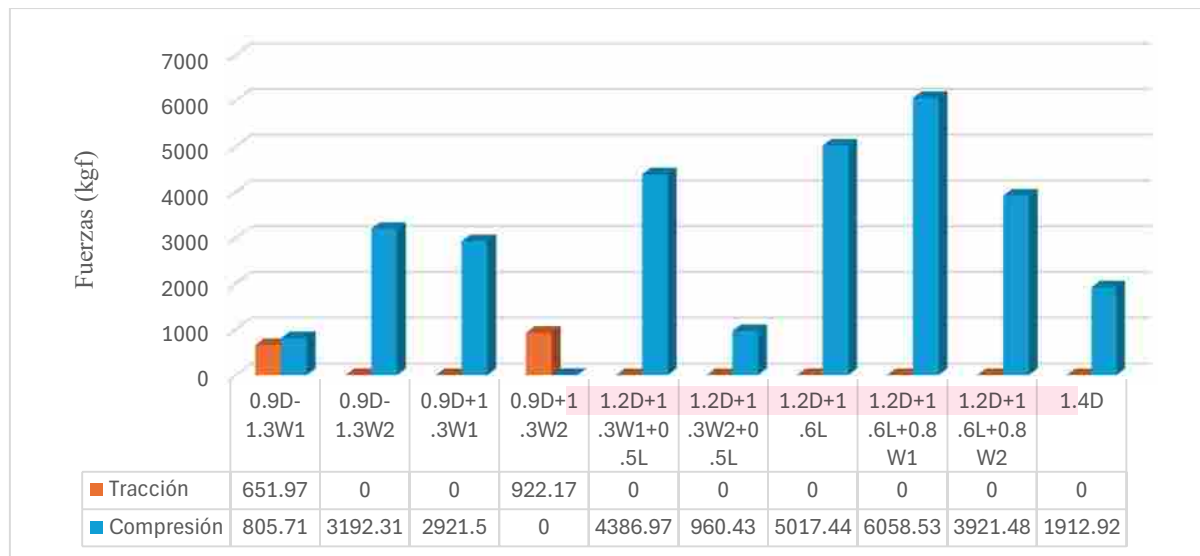
Solicitaciones de tracción y compresión de columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W1	651.97	805.71
0.9D-1.3W2	0	3192.31
0.9D+1.3W1	0	2921.5
0.9D+1.3W2	922.17	0
1.2D+1.3W1+0.5L	0	4386.97
1.2D+1.3W2+0.5L	0	960.43
1.2D+1.6L	0	5017.44
1.2D+1.6L+0.8W1	0	6058.53
1.2D+1.6L+0.8W2	0	3921.48
1.4D	0	1912.92

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas.

Figura 60

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columnas.

5.1.3.6. Solicitaciones de fuerzas a tracción y compresión calculadas para la cobertura metálica en Víctor Acosta Ríos aplicando la norma brasileña NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”

En este apartado se describen los esfuerzos de tracción y compresión que afectan a los elementos estructurales del proyecto. Estos esfuerzos han sido calculados utilizando el software de análisis estructural SAP2000, que permite analizar el comportamiento de la estructura ante diversas condiciones de carga. Las cargas consideradas han sido definidas de acuerdo con la normativa brasileña, asegurando que los valores obtenidos reflejen fielmente las condiciones reales de diseño.

5.1.3.6.1. Elemento estructural brida inferior

Tabla 46

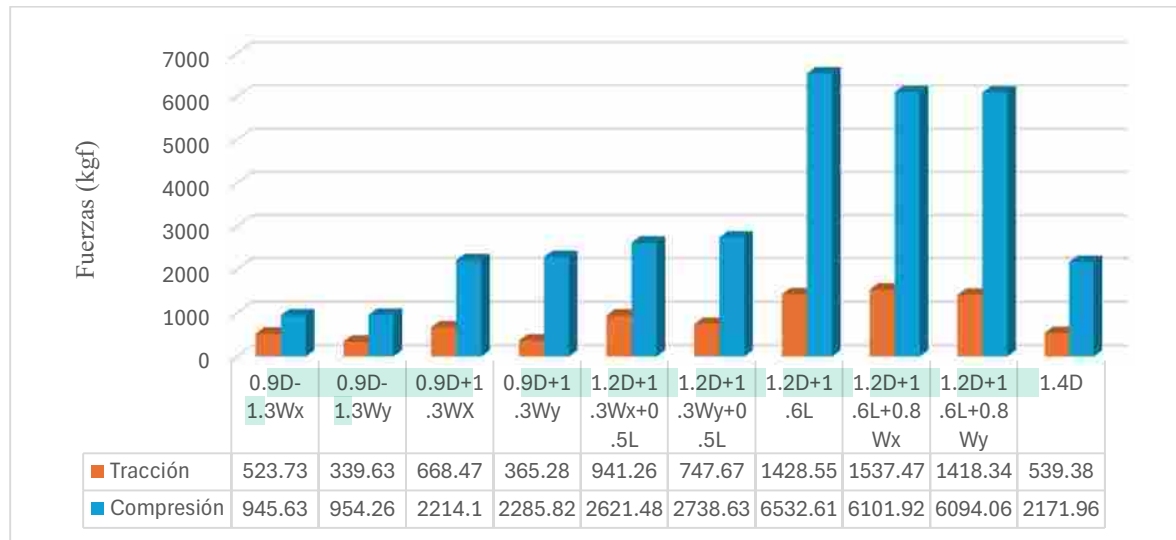
Solicitaciones de tracción y compresión de brida inferior

Elemento Estructural: Brida Inferior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3W _x	523.73	945.63
0.9D-1.3W _y	339.63	954.26
0.9D+1.3W _x	668.47	2214.1
0.9D+1.3W _y	365.28	2285.82
1.2D+1.3W _x +0.5L	941.26	2621.48
1.2D+1.3W _y +0.5L	747.67	2738.63
1.2D+1.6L	1428.55	6532.61
1.2D+1.6L+0.8W _x	1537.47	6101.92
1.2D+1.6L+0.8W _y	1418.34	6094.06
1.4D	539.38	2171.96

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida inferior.

Figura 61

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en brida inferior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida inferior.

5.1.3.6.2. Elemento estructural brida superior

Tabla 47

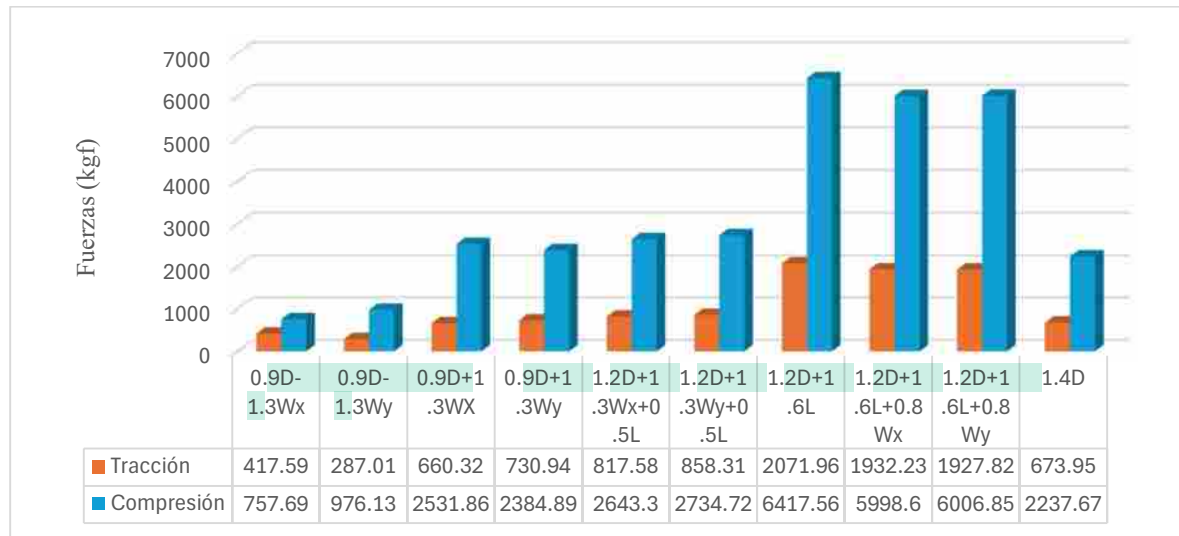
Solicitaciones de tracción y compresión de brida superior

Elemento Estructural: Brida Superior		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	417.59	757.69
0.9D-1.3Wy	287.01	976.13
0.9D+1.3WX	660.32	2531.86
0.9D+1.3Wy	730.94	2384.89
1.2D+1.3Wx+0.5L	817.58	2643.3
1.2D+1.3Wy+0.5L	858.31	2734.72
1.2D+1.6L	2071.96	6417.56
1.2D+1.6L+0.8Wx	1932.23	5998.6
1.2D+1.6L+0.8Wy	1927.82	6006.85
1.4D	673.95	2237.67

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en la brida superior.

Figura 62

Diagrama de barra de solicitaciones de tracción y compresión en brida superior



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural brida superior.

5.1.3.6.3. Elemento estructural montante

Tabla 48

Solicitaciones de tracción y compresión de montantes

Elemento Estructural: Montante		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	156.7	153.17
0.9D-1.3Wy	226.71	186.06
0.9D+1.3Wx	505.09	470.2
0.9D+1.3Wy	498.47	414.91
1.2D+1.3Wx+0.5L	565.75	504.36
1.2D+1.3Wy+0.5L	624.4	529.92
1.2D+1.6L	1453.07	1197.34
1.2D+1.6L+0.8Wx	1340.27	1121.9
1.2D+1.6L+0.8Wy	1364.96	1128.14
1.4D	500.56	428.98

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las montantes.

Figura 63

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en montantes



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural montante.

5.1.3.6.4. Elemento estructural diagonal

Tabla 49

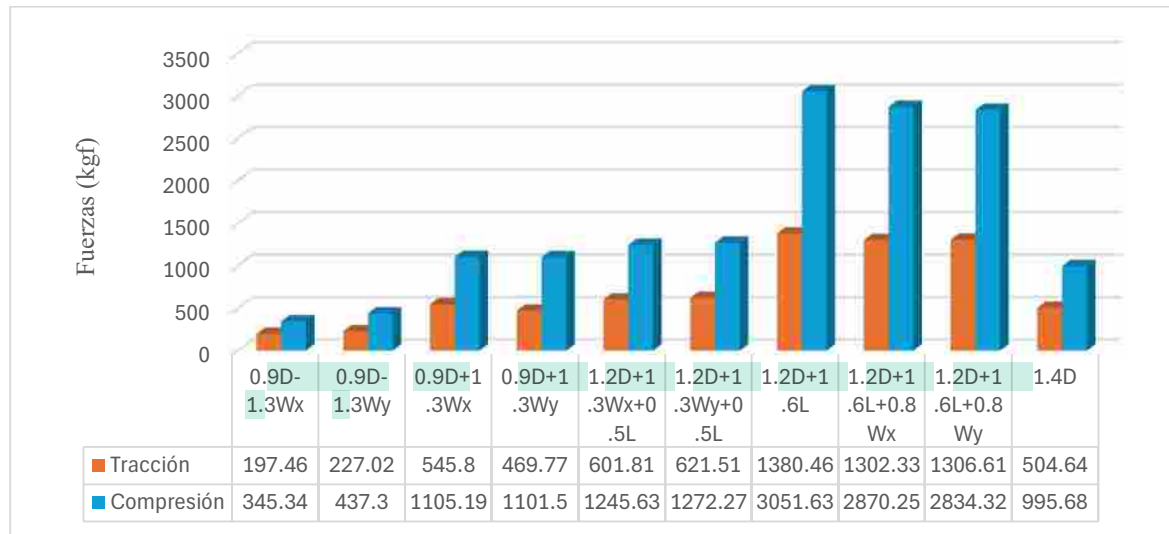
Solicitaciones de tracción y compresión de diagonales

Elemento Estructural: Diagonales		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	197.46	345.34
0.9D-1.3Wy	227.02	437.3
0.9D+1.3Wx	545.8	1105.19
0.9D+1.3Wy	469.77	1101.5
1.2D+1.3Wx+0.5L	601.81	1245.63
1.2D+1.3Wy+0.5L	621.51	1272.27
1.2D+1.6L	1380.46	3051.63
1.2D+1.6L+0.8Wx	1302.33	2870.25
1.2D+1.6L+0.8Wy	1306.61	2834.32
1.4D	504.64	995.68

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las diagonales.

Figura 64

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en diagonales



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural diagonal.

5.1.3.6.5. Elemento estructural correa

Tabla 50

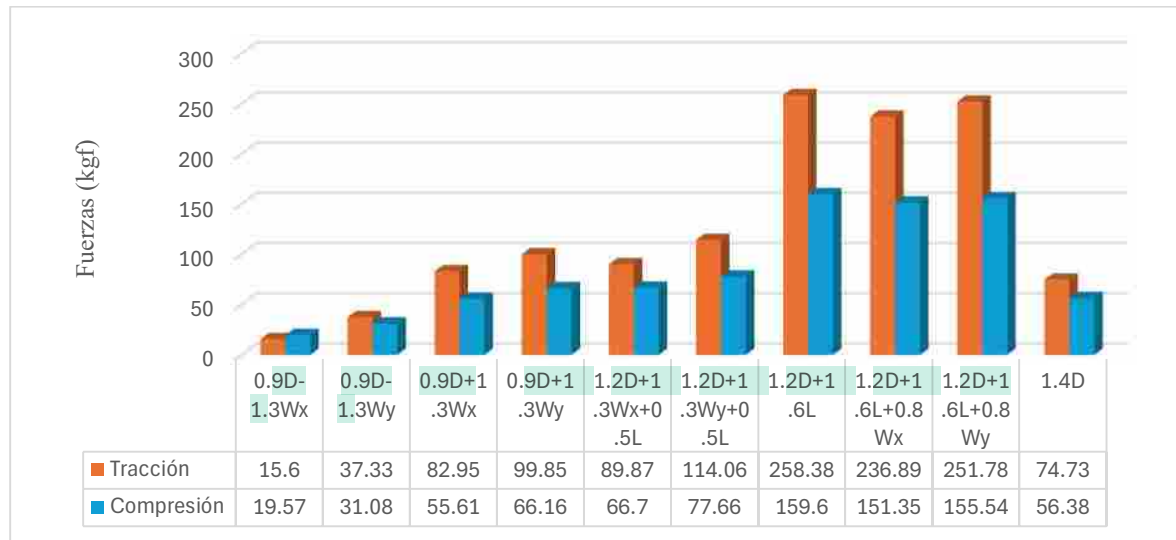
Solicitaciones de tracción y compresión de correas

Elemento Estructural: Correas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	15.6	19.57
0.9D-1.3Wy	37.33	31.08
0.9D+1.3Wx	82.95	55.61
0.9D+1.3Wy	99.85	66.16
1.2D+1.3Wx+0.5L	89.87	66.7
1.2D+1.3Wy+0.5L	114.06	77.66
1.2D+1.6L	258.38	159.6
1.2D+1.6L+0.8Wx	236.89	151.35
1.2D+1.6L+0.8Wy	251.78	155.54
1.4D	74.73	56.38

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las correas.

Figura 65

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en correas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural correa.

5.1.3.6.6. Elemento estructural columnas

Tabla 51

Solicitaciones de tracción y compresión de columnas

Elemento Estructural: Columnas		
Combinaciones	Fuerzas	
	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
0.9D-1.3Wx	0	667.11
0.9D-1.3Wy	0	912.99
0.9D+1.3Wx	0	1916.61
0.9D+1.3Wy	0	1918.54
1.2D+1.3Wx+0.5L	0	2113.84
1.2D+1.3Wy+0.5L	0	2274.82
1.2D+1.6L	0	5017.44
1.2D+1.6L+0.8Wx	0	4631.27
1.2D+1.6L+0.8Wy	0	4684.23
1.4D	0	1912.92

Nota. En la tabla se muestra las solicitaciones de tracción y compresión en las columnas.

Figura 66

Diagrama de barras de solicitaciones de tracción y compresión en columnas



Nota. En la figura se muestra el grafico de barras de las fuerzas a tracción y compresión en el elemento estructural columna.

5.1.3.7. Resumen de solicitaciones a tracción y compresión de las estructuras metálicas aplicando ambas normas

En este apartado se presentó un análisis comparativo de las máximas solicitaciones de tracción y compresión obtenidas en los cuadros y gráficos mostrados anteriormente, en los cuales se aplicaron los criterios para el cálculo de cargas de viento establecidos en ambas normas consideradas en esta tesis. Se detallan las diferencias en las magnitudes de las fuerzas actuantes y su influencia en el comportamiento estructural de los elementos que conforman las coberturas metálicas en los tres proyectos seleccionados como muestra.

Tabla 52

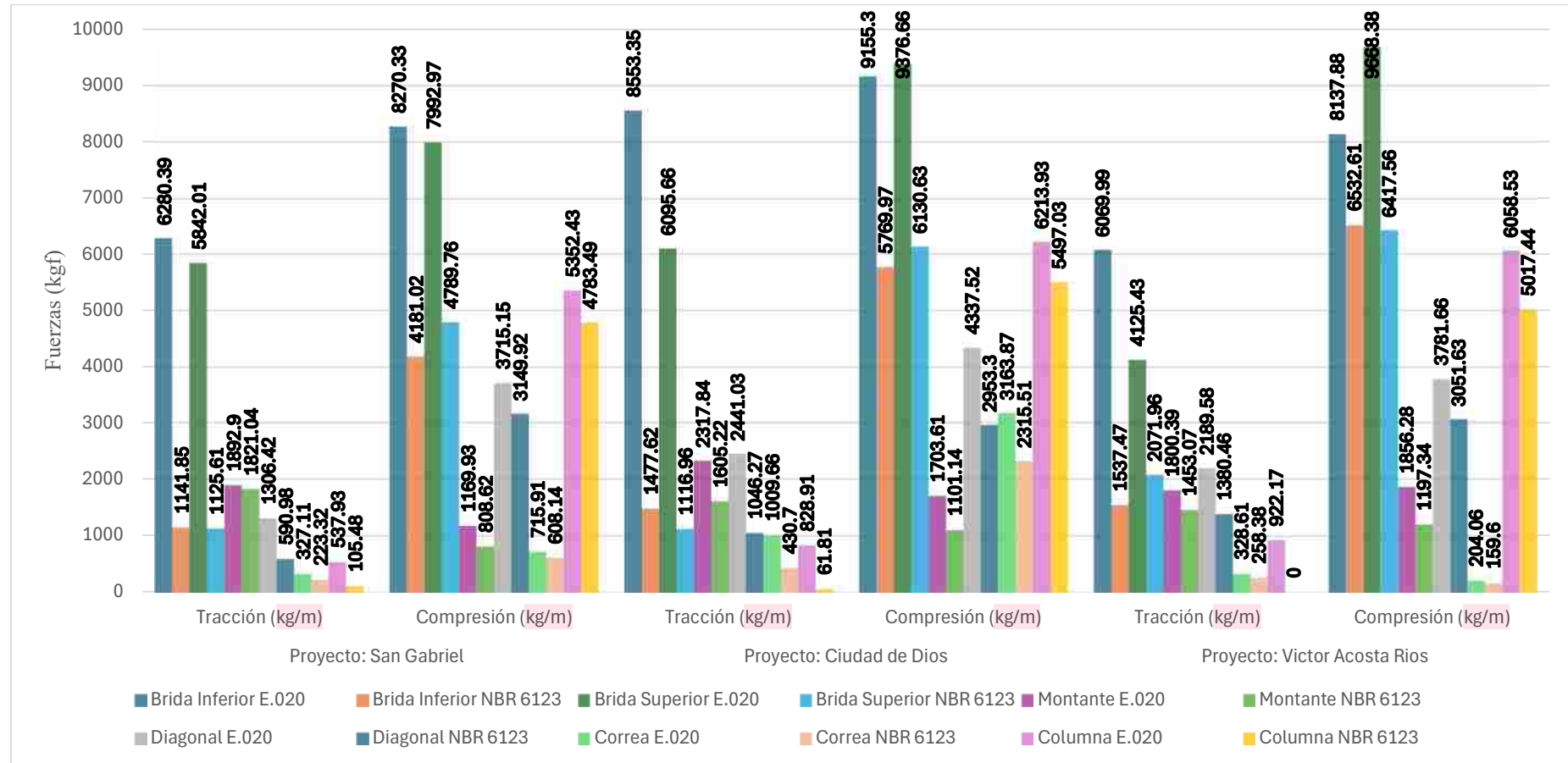
Resumen de solicitudes de tracción y compresión en los tres proyectos

Elemento Estructural	Norma Aplicada	Proyecto: San Gabriel		Proyecto: Ciudad de Dios		Proyecto: Víctor Acosta Ríos	
		Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)	Tracción (Kgf)	Compresión (Kgf)
Brida Inferior	E.020	6280.39	8270.33	8553.35	9155.3	6069.99	8137.88
	NBR 6123	1141.85	4181.02	1477.62	5769.97	1537.47	6532.61
Brida Superior	E.020	5842.01	7992.97	6095.66	9376.66	4125.43	9668.38
	NBR 6123	1125.61	4789.76	1116.96	6130.63	2071.96	6417.56
Montante	E.020	1892.9	1169.93	2317.84	1703.61	1800.39	1856.28
	NBR 6123	1821.04	808.62	1605.22	1101.14	1453.07	1197.34
Diagonal	E.020	1306.42	3715.15	2441.03	4337.52	2189.58	3781.66
	NBR 6123	590.98	3149.92	1046.27	2953.3	1380.46	3051.63
Correa	E.020	327.11	715.91	1009.66	3163.87	328.61	204.06
	NBR 6123	223.32	608.14	430.7	2315.51	258.38	159.6
Columna	E.020	537.93	5352.43	828.91	6213.93	922.17	6058.53
	NBR 6123	105.48	4783.49	61.81	5497.03	0	5017.44

Nota. En la Tabla 52, se presenta un resumen de las máximas solicitudes de tracción y compresión experimentadas por los elementos estructurales que conforman la cobertura metálica en los tres proyectos seleccionados. Estos esfuerzos máximos resultan de la aplicación de las cargas determinadas conforme a los criterios establecidos en la normativa peruana y brasileña.

Figura 67

Comparación de las solicitaciones de tracción y compresión en los elementos estructurales



Nota. La Figura 69, se compara los esfuerzos máximos de tracción y compresión en los elementos estructurales de los tres proyectos, evidenciando que la aplicación de la norma peruana genera mayores esfuerzos en la cobertura metálica en comparación con la norma brasileña.

5.1.4. Del objetivo específico N° 04

En este punto fueron evaluados los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123.

Para el desarrollo del este objetivo, se presentaron de manera detallada los ratios de diseño obtenidos para los elementos estructurales de las tres coberturas metálicas seleccionadas en el capítulo anterior. Estos resultados serán expuestos a través de tablas y figuras que permitirán una mejor comprensión del desempeño estructural de cada configuración analizada.

Los ratios de diseño de los elementos estructurales fueron calculados considerando las fuerzas de compresión determinadas en el apartado previo, ya que estas coberturas metálicas, conformadas por armaduras o cerchas en arco, operan predominantemente bajo esfuerzos de compresión. Es fundamental destacar que la eficiencia estructural de este tipo de sistemas radica en su capacidad para distribuir las cargas de manera óptima, minimizando los efectos de pandeo y asegurando el cumplimiento de los criterios de seguridad y servicio establecidos por las normativas vigentes.

Asimismo, se analizó la influencia que generaron las cargas de viento aplicando la normativa peruana y brasileña en el comportamiento estructural de las coberturas metálicas, evaluando la sección de los perfiles utilizados y así verificar cual es el porcentaje en el que están trabajando los elementos estructurales en el diseño. A partir de estos resultados, se podrá establecer una comparación objetiva entre las normas utilizadas y determinar cuál de ellas ofrece un mejor desempeño en términos de eficiencia estructural y optimización de materiales.

5.1.4.1. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en San Gabriel utilizando la norma E.020 “cargas”.

Tabla 53

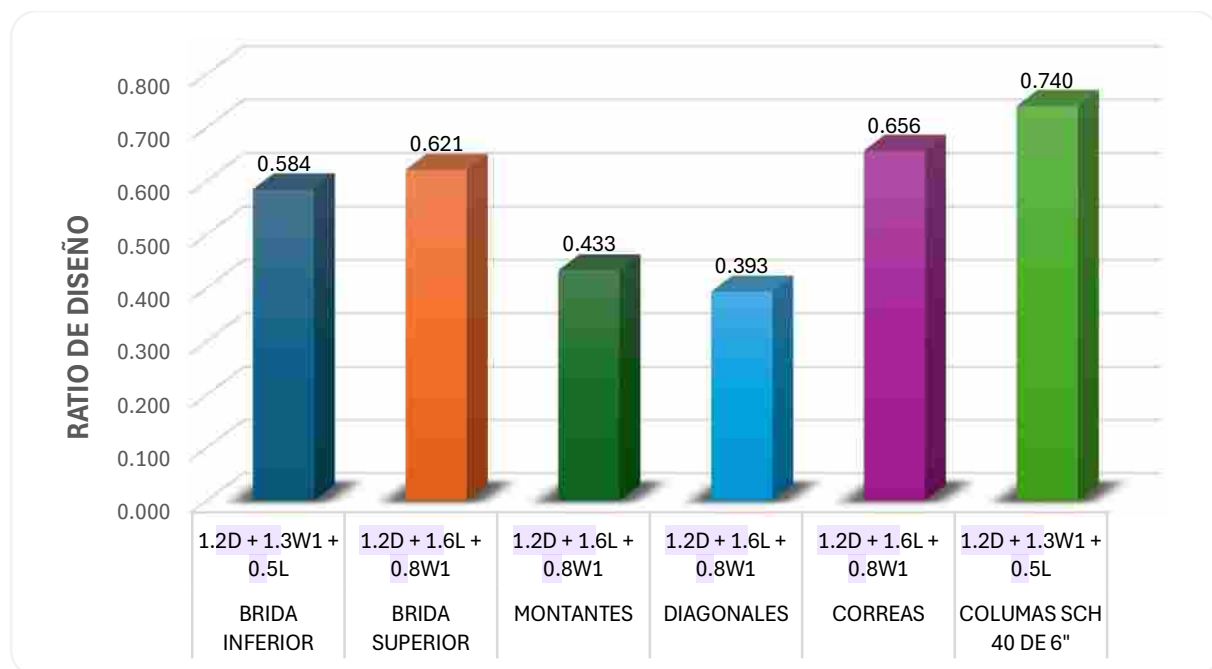
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

Proyecto San Gabriel Norma E.020		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	$1.2D + 1.3W1 + 0.5L$	0.584
Brida Superior	$1.2D + 1.6L + 0.8W1$	0.621
Montantes	$1.2D + 1.6L + 0.8W1$	0.433
Diagonales	$1.2D + 1.6L + 0.8W1$	0.393
Correas	$1.2D + 1.6L + 0.8W1$	0.656
Columnas	$1.2D + 1.3W1 + 0.5L$	0.740

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de San Gabriel según la E.020

Figura 68

Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el gráfico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.2. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en San Gabriel utilizando la norma NBR 6123 “forças devido ao vento em edificações”

Tabla 54

Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

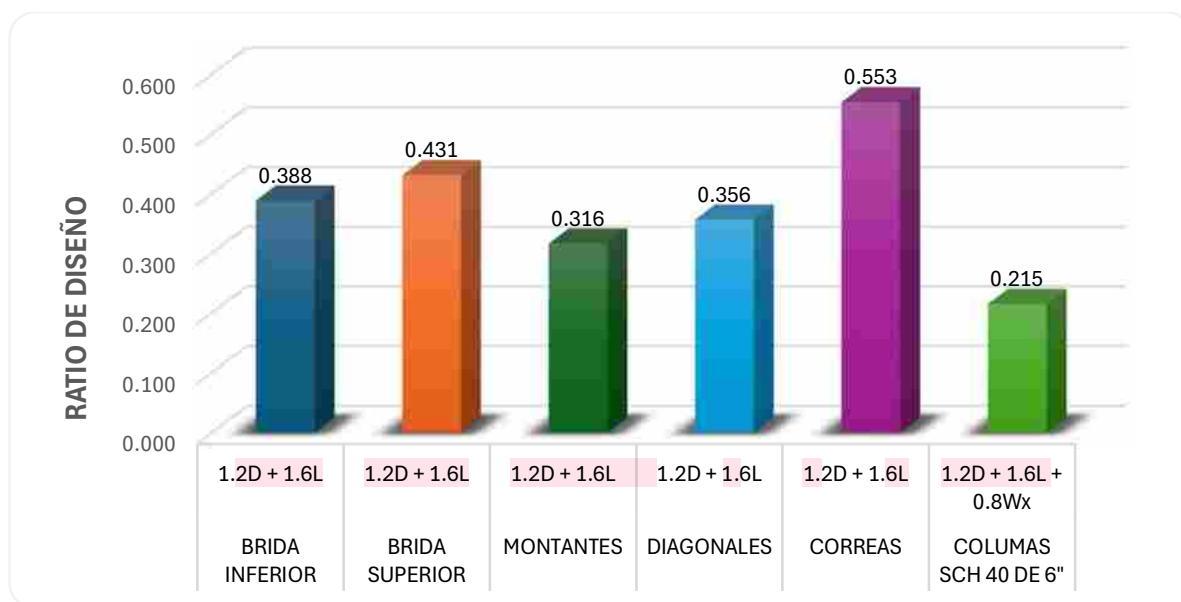
Proyecto San Gabriel Norma NBR 6123		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	1.2D + 1.6L	0.388
Brida Superior	1.2D + 1.6L	0.431
Montantes	1.2D + 1.6L	0.316
Diagonales	1.2D + 1.6L	0.356
Correas	1.2D + 1.6L	0.553
Columnas	1.2D + 1.6L + 0.8Wx	0.215

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de San Gabriel según la NBR.

6123

Figura 69

Gráfico de barras de ratios de diseños de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el grafico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.3. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en Ciudad de Dios utilizando la norma E.020 “cargas”

Tabla 55

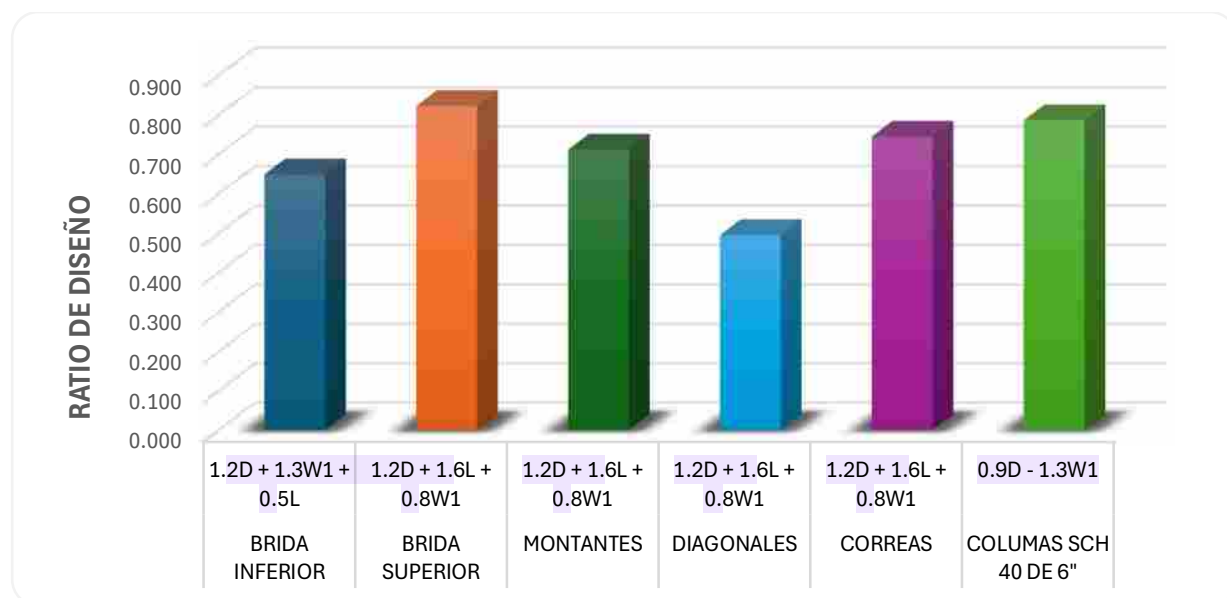
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

Proyecto Ciudad de Dios Norma E.020		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	1.2D + 1.3W1 + 0.5L	0.649
Brida Superior	1.2D + 1.6L + 0.8W1	0.822
Montantes	1.2D + 1.6L + 0.8W1	0.712
Diagonales	1.2D + 1.6L + 0.8W1	0.495
Correas	1.2D + 1.6L + 0.8W1	0.745
Columnas	0.9D - 1.3W1	0.786

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de Ciudad de Dios según la E.020

Figura 70

Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el grafico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.4. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en Ciudad de Dios utilizando la norma NBR 6123 “forças devido ao vento em edificações”

Tabla 56

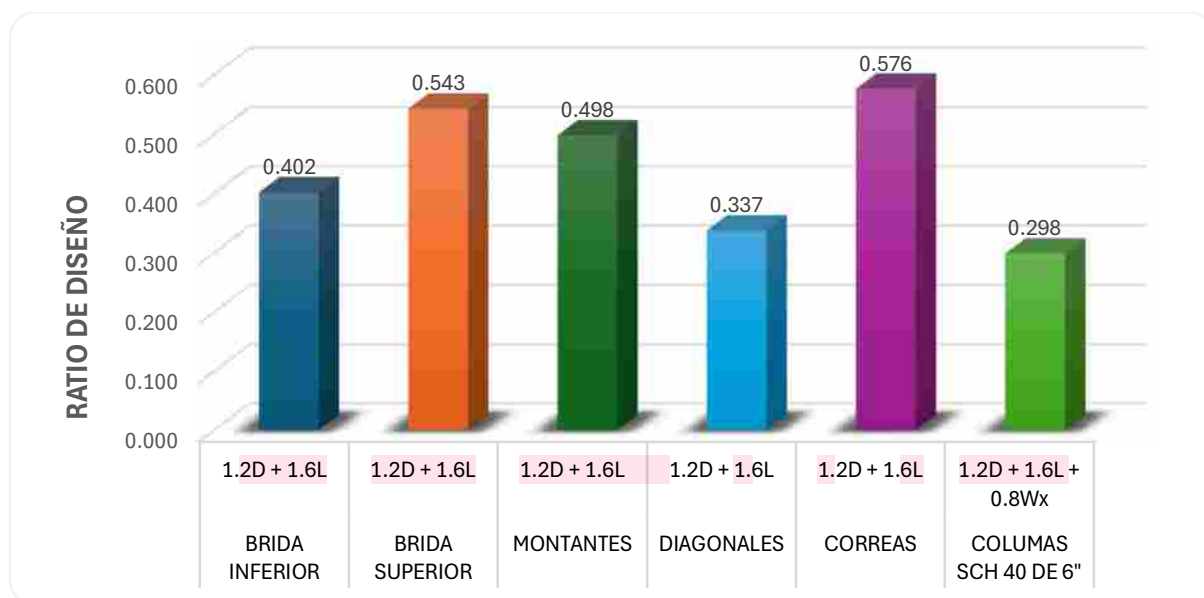
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

Proyecto Ciudad de Dios Norma NBR 6123		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	1.2D + 1.6L	0.402
Brida Superior	1.2D + 1.6L	0.543
Montante	1.2D + 1.6L	0.498
Diagonales	1.2D + 1.6L	0.337
Correas	1.2D + 1.6L	0.576
Columnas	1.2D + 1.6L + 0.8W _x	0.298

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de Ciudad de Dios según la NBR. 6123.

Figura 71

Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el gráfico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.5. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en Víctor Acosta

Ríos utilizando la norma E.020 “cargas”

Tabla 57

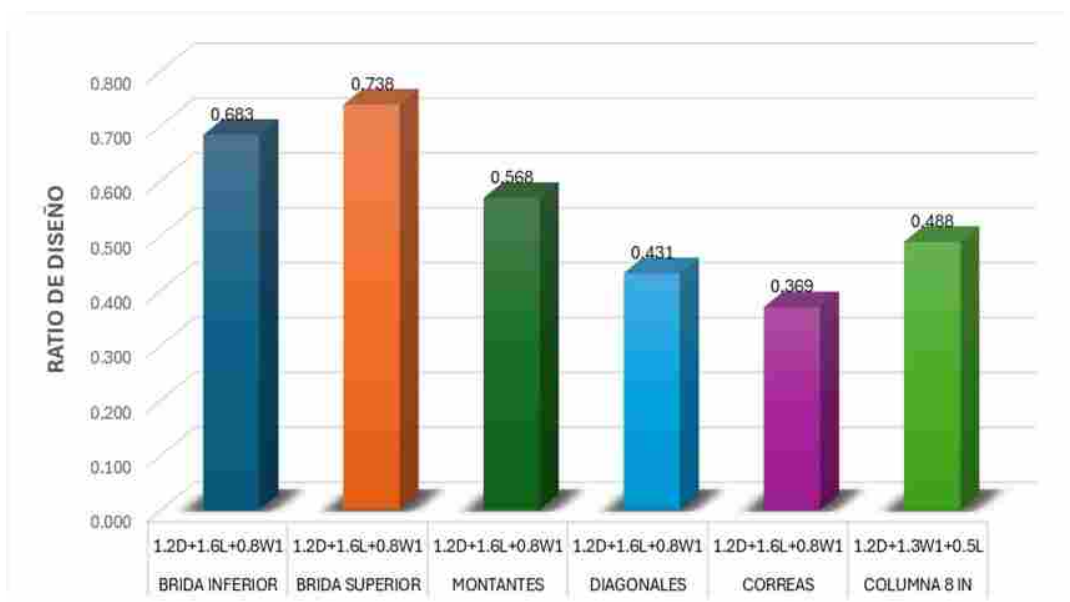
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

Proyecto Víctor Acosta Ríos Norma E.020		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	1.2D+1.6L+0.8W1	0.683
Brida Superior	1.2D+1.6L+0.8W1	0.738
Montantes	1.2D+1.6L+0.8W1	0.568
Diagonales	1.2D+1.6L+0.8W1	0.431
Correas	1.2D+1.6L+0.8W1	0.369
Columnas	1.2D+1.3W1+0.5L	0.488

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de Víctor Acosta Ríos según la E.020

Figura 72

Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el grafico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.6. Ratios de diseño obtenidos para la cobertura metálica en Víctor Acosta

Ríos utilizando la norma NBR 6123 “forças devido ao vento em edificações”

Tabla 58

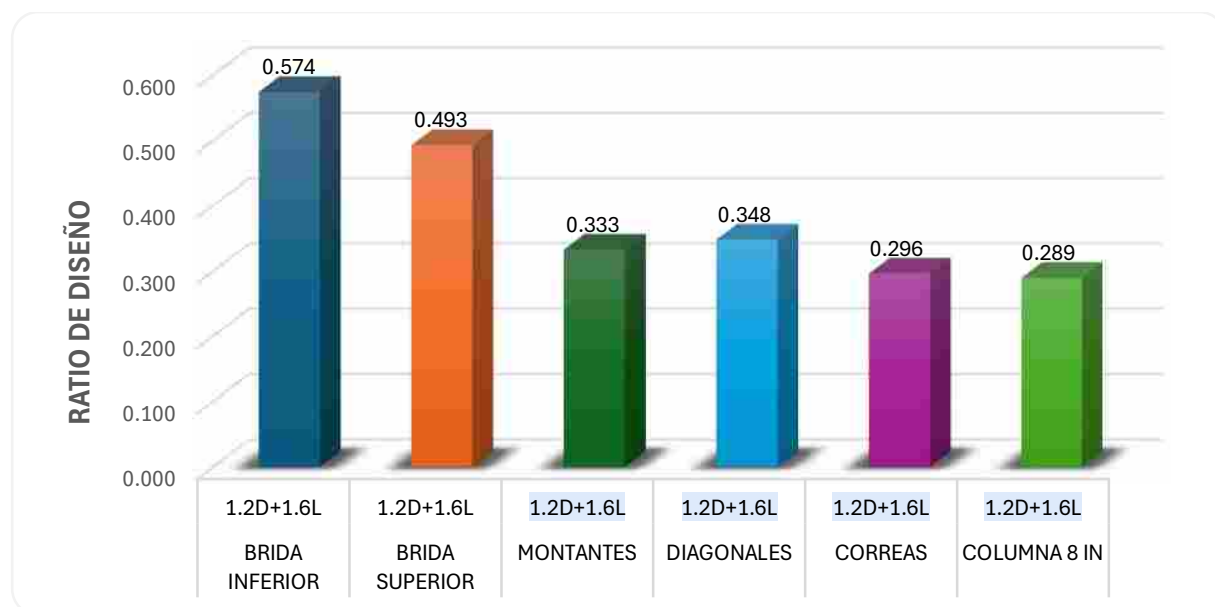
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales

Proyecto Víctor Acosta Ríos Norma NBR 6123		
Máximos Ratios de Diseño		
Elemento Estructural	Combinación	Ratio
Brida Inferior	1.2D+1.6L	0.574
Brida Superior	1.2D+1.6L	0.493
Montantes	1.2D+1.6L	0.333
Diagonales	1.2D+1.6L	0.348
Correas	1.2D+1.6L	0.296
Columnas	1.2D+1.6L	0.289

Nota. En la tabla se presentan los ratios calculados en la cobertura de Víctor Acosta Ríos según NBR. 6123.

Figura 73

Gráfico de barras de ratios de diseño de los elementos estructurales



Nota. En la figura se presenta el gráfico de barras de los ratios en los elementos estructurales

5.1.4.7. Comparación de ratios de diseño de los elementos estructurales aplicando las normas peruana y brasileña

Tabla 59

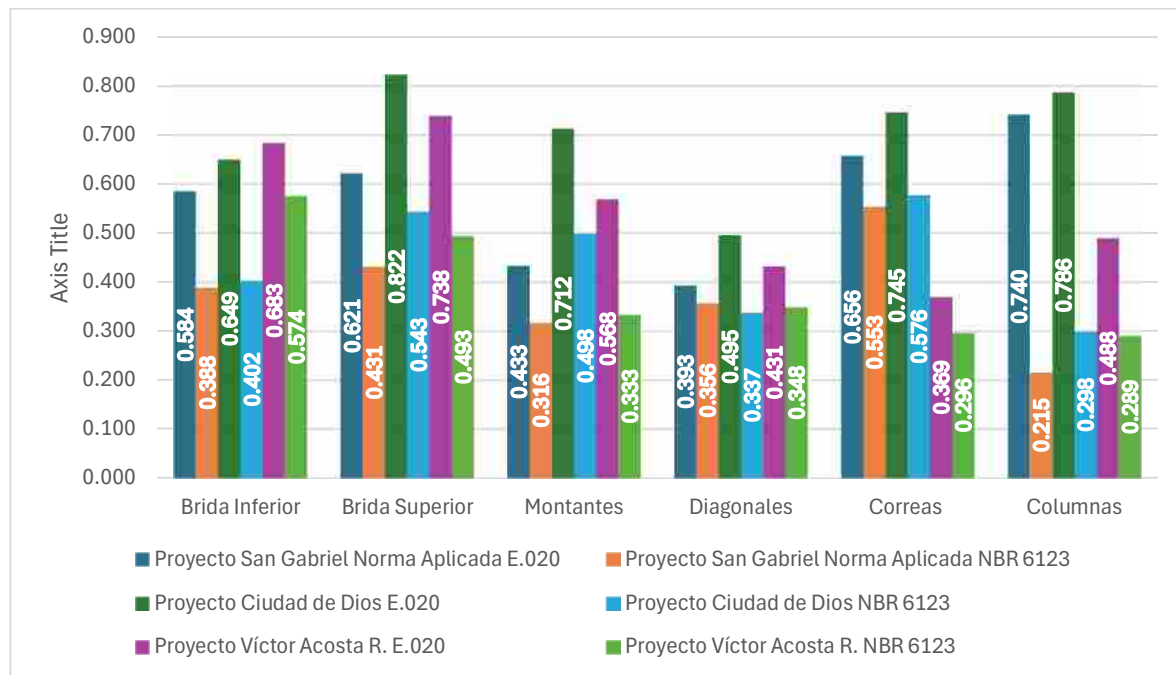
Máximos ratios de diseño de los elementos estructurales según normal aplicada

Máximos Ratios de Diseño						
Elemento Estructural	Proyecto San Gabriel		Proyecto Ciudad de Dios		Proyecto Víctor Acosta Ríos	
	Norma Aplicada					
	E.020	NBR 6123	E.020	NBR 6123	E.020	NBR 6123
Brida Inferior	0.584	0.388	0.649	0.402	0.683	0.574
Brida Superior	0.621	0.431	0.822	0.543	0.738	0.493
Montantes	0.433	0.316	0.712	0.498	0.568	0.333
Diagonales	0.393	0.356	0.495	0.337	0.431	0.348
Correas	0.656	0.553	0.745	0.576	0.369	0.296
Columnas	0.740	0.215	0.786	0.298	0.488	0.289

Nota. En la Tabla 59, se observa que, en la mayoría de los casos, los ratios de diseño obtenidos con la norma peruana E.020 “Cargas” son mayores que los obtenidos con la norma NBR 6123. Esto podría sugerir que la norma peruana permite mayores exigencias en los elementos estructurales antes de alcanzar su capacidad limite, mientras que la norma brasileña tiende a ser más conservadora.

Figura 74

Comparación grafica de ratios de diseño de los elementos estructurales aplicando ambas normas



Nota. La Figura 76, compara los valores de los ratios de diseño obtenidos con la norma peruana E.020 “Cargas” y la norma NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”, para distintos elementos estructurales en los tres proyectos seleccionados como muestra en el capítulo anterior.

5.2 Discusión de resultados

5.2.1. Discusión de los resultados del objetivo específico N° 01

En la presente tesis se estableció como objetivo específico N° 01 lo siguiente: Calcular las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay. Para ello, se calcularon las fuerzas de viento en cobertura metálicas ubicadas en los sectores de San Gabriel, Urb. Ciudad de Dios y Urb. Víctor Acosta Ríos.

Los resultados que fueron obtenidos mediante la aplicación de la norma peruana E.020 arrojaron presiones de viento de 29.21 kg/m^2 , 30.43 kg/m^2 y 30.75 kg/m^2 respectivamente. En contraste, al aplicar la norma brasileña NBR 6123, se obtuvieron valores considerablemente menores: 18.71 kg/m^2 , 17.25 kg/m^2 y 11.17 kg/m^2 . Esta variación se debe a que la norma peruana amplifica la velocidad de viento en función de la altura de la estructura, sin considerar otros factores importantes. Por lo contrario, la norma brasileña incorpora parámetros adicionales como la geometría de la estructura, la ubicación, la topografía y las características de entorno inmediato, lo cual permite un cálculo más detallado y específico de las presiones del viento.

En respaldo de estos hallazgos, Pacheco y Tohala (2015), realizaron una investigación comparativa sobre los métodos de cálculo de cargas de viento en edificaciones según las normativas de Ecuador, Estados Unidos, México, Perú y Colombia. Su estudio concluyó que las presiones de viento por las normas americana, colombiana y mexicana fueron similares, mientras que las obtenidas con las normas ecuatoriana y peruana resultaron ser mayores, lo cual coincide con los resultados obtenidos en la presente tesis respecto a la norma peruana.

Así mismo, Gómez (2018), llevo a cabo una comparación entre la norma peruana NTE E.020 y otras normativas internacionales como la norma mexicana, CIRSOC 102 y el Eurocodigo, evaluando su aplicación en edificios esbeltos. Su estudio reveló que las presiones de viento varían significativamente con el incremento de la altura de la edificación. En particular, concluyó que la norma peruana reporta mayores presiones que la norma mexicana, aunque menores que las obtenidas con el Eurocodigo y el CIRSOC 102. Además, destacó la necesidad de actualizar la norma peruana, ya que actualmente otorga poco énfasis a la acción del viento. Estas observaciones refuerzan la validez de los resultados obtenidos en el presente trabajo, evidenciando que la norma

peruana tiende a ofrecer valores de presión de viento más conservadores en comparación con otras normativas internacionales.

5.2.2. Discusión de los resultados del objetivo específico N° 02

En capítulos anteriores se estableció el objetivo específico N° 02 en el cual se indicó lo siguiente: Verificar la influencia de las cargas de viento en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay. Con base en este objetivo, y una vez calculadas las presiones de viento según ambas normativas, estas fueron asignadas a las estructuras modeladas en el software SAP 2000, correspondientes a las coberturas metálicas ubicadas en los sectores de San Gabriel, Urb. Ciudad de Dios, Urb. Víctor Acosta Ríos.

Los desplazamientos laterales obtenidos al aplicar la norma peruana E.020 fueron de 8.01 cm, 11.61 cm y 3.412 cm, respectivamente. En contraste, al aplicar las cargas de viento calculadas mediante la norma brasileña NBR 6123, se obtuvieron desplazamientos significativamente menores: 1.809 cm, 2.087 cm y 0.375 cm. Estos resultados guardan coherencia con las diferencias observadas en las presiones de viento presentadas en el objetivo específico N° 01, ya que los desplazamientos estructurales están directamente relacionados con la magnitud de las cargas aplicadas.

A pesar de que los desplazamientos resultantes con la norma peruana fueron mayores, en ningún caso se superó el límite permisible establecido por dicha normativa, lo que indica que la estructura mantiene un comportamiento aceptable frente a la acción de viento. No obstante, la diferencia entre ambos enfoques normativos es significativa y pone en evidencia que la elección de la norma influye directamente en la respuesta estructural, especialmente en lo que respecta a la flexibilidad y rigidez de la estructura.

Complementariamente, Ticona (2019), realizó una investigación enfocada en evaluar el desempeño estructural frente al viento de un edificio de concreto armado diseñado bajo criterios sísmicos. Su estudio concluyó que el comportamiento ante cargas de viento fue eficiente, y además destacó que la forma de la edificación influye considerablemente en su respuesta. En particular, se determinó que las edificaciones con planta cuadrada presentaron menores derivas y desplazamientos, debido a una distribución más uniforme de la rigidez estructural. Este hallazgo coincide con lo observado en la presente tesis, ya que la geometría y configuración estructural también condicionan el nivel de desplazamiento frente al viento.

En conjunto, los resultados demuestran que la norma peruana E.020 tiende a generar mayores desplazamientos debido a sus mayores exigencias en las cargas de viento, lo cual puede influir en las decisiones de diseño estructural, particularmente en edificaciones livianas donde la flexibilidad es un factor clave.

5.2.3. Discusión de los resultados de los objetivos específicos N° 03 y N° 04

Respecto al objetivo específico N° 03, se estableció analizar la influencia de las cargas de viento en las solicitaciones por tracción y compresión de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay. Los resultados obtenidos a través del software SAP 200 evidencian que la norma peruana E.020 genera solicitaciones de mayor magnitud en los miembros estructurales de las coberturas metálicas. Este comportamiento se debe, en gran medida, a la configuración curva de las estructuras analizadas, en las que los elementos trabajan predominantemente a compresión. La E.020 adopta un enfoque más conservador aplicando cargas de viento de mayor intensidad o con una distribución menos eficiente, lo cual incrementa las fuerzas internas resultantes.

En contraste, los resultados obtenidos bajo la norma brasileña NBR 6123 evidencian una distribución más equilibrada de los esfuerzos entre los distintos elementos estructurales. Esto genera menores solicitaciones puntuales en algunos componentes, manteniendo la estabilidad global de la estructura. Dicho comportamiento refleja que la NBR 6123 establece criterios de diseño que favorecen un análisis más uniforme y consistente con respecto a los efectos del viento, garantizando el cumplimiento de los estados límite último y de servicio.

En síntesis, puede afirmarse que la norma peruana E.020 tiende a generar diseños más robustos y conservadores, lo que se traduce en un mayor consumo de acero, mientras que la norma brasileña permite diseños más eficientes, aunque requiere un análisis más preciso y detallado.

Por otro lado, en relación con el objetivo específico N° 04, en el cual se evaluó la influencia de las cargas de viento en los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay. Los cálculos realizados y presentados en las tablas demuestran que los ratios de diseño más altos corresponden, en la mayoría de los casos, a los elementos sometidos a cargas de viento evaluadas según la norma peruana E.020. Este hecho guarda coherencia con lo observado en los esfuerzos de tracción y compresión, que también fueron mayores bajo esta normativa.

A continuación, se destacan los comportamientos más relevantes por tipo de elemento estructural:

- Bidas (superior e inferior): En los tres proyectos evaluados, los valores obtenidos con la norma E.020 son consistentemente más altos que los de la NBR 6123. En el caso de la brida superior del proyecto Ciudad de Dios, se alcanza un ratio de 0.822 con la E.020, frente a 0.543 con la NBR, evidenciando una mayor exigencia estructural bajo la normativa peruana.

- Montantes y diagonales: Los ratios de diseño calculados con la E.020 son considerablemente mayores. En particular, en el proyecto Ciudad de Dios, se identifican diferencias marcadas, lo que refleja un diseño más exigente en estos elementos.
- Correas: Aunque la diferencia no es tan significativa como en los casos anteriores, se mantiene la misma tendencia: la norma E.020 genera ratios de diseño más altos que la NBR 6123.
- Columnas: Este elemento presenta una de las mayores diferencias entre normativas. Por ejemplo, en el proyecto San Gabriel, el ratio obtenido con la E.020 es de 0.740, frente a solo 0.215 con la NBR 6123. Este resultado contradice la percepción inicial de que la NBR es más exigente en elementos verticales, confirmando que, en el contexto evaluado, la norma peruana genera mayores solicitaciones también en columnas.

Estos hallazgos refuerzan la conclusión de que la norma E.020 genera estructuras más exigidas, mientras que la norma NBR 6123 permite una distribución de cargas más eficiente, lo cual puede tener un impacto significativo en el diseño estructural.

Además, es necesario señalar que, durante la revisión bibliográfica, no se encontraron tesis ni investigaciones académicas que analicen específicamente la influencia de las cargas de viento en las solicitaciones por tracción y comprensión, ni en los ratios de diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, aplicando comparativamente la norma peruana E.20 y la norma brasileña NBR 6123. Esta ausencia de estudios previos representa una limitación en cuanto a la posibilidad de contrastar directamente los resultados obtenidos; sin embargo, también resalta el valor del presente trabajo, ya que aporta una mirada original y técnica a una problemática poco explorada

en el ámbito académico nacional. Por lo tanto, los resultados alcanzados constituyen una primera aproximación referencial que puede servir de base para futuras investigaciones orientadas al análisis normativo comparativo y a la mejora del diseño estructural frente a acciones de viento.

2 5.3 Prueba de hipótesis

5.3.1. Hipótesis general

Ho: No existen diferencias significativas en la influencia de las cargas de viento sobre las estructuras metálicas de cobertura liviana al aplicar la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay 2023.

Ha: La influencia de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana será diferente al aplicar la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay 2023.

5.3.1.1. Regla de decisión

- Si se afirma la H.E. 01, H.E. 02, H.E.03 y H.E. 04, se aprueba la Ha y se rechaza la Ho.
- Se no se afirma la H.E. 01, H.E. 02, H.E.03 y H.E. 04, se acepta la Ho y se rechaza la Ha.

8 En este sentido con esta regla de decisión se realiza la prueba de hipótesis para la hipótesis general para lo cual se recurrió a un análisis deductivo según los resultados de la hipótesis específica lo cual se muestra de la siguiente manera:

Tabla 60

Prueba de hipótesis general

Contrastación de Hipótesis General	
Hipótesis	Cumple
Hipótesis Especifica N° 01	Si
Hipótesis Especifica N° 02	Si
Hipótesis Especifica N° 03	Si
Hipótesis Especifica N° 04	Si
Decisión	Se acepta la Ha y se rechaza Ho

Nota: Para deducir la veracidad de la hipótesis general como se mencionó anteriormente se recurre al análisis deductivo, en la cual como se muestra en la Tabla 60, las hipótesis específicas de la presente tesis se acepta la hipótesis alterna, por lo tanto según la regla de decisión establecida para la presente prueba de hipótesis se acepta la hipótesis alterna (Ha), La influencia de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana será diferente al aplicar la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay 2023.

5.3.2. Hipótesis específica N° 01

Se definió la siguiente hipótesis: Aplicando la norma peruana E.020 se obtiene presiones de viento mayores que con la norma brasileña NBR 6123.

Donde los parámetros a evaluar son los siguientes:

Tabla 61

Valores estadísticos de la presión de viento

Estructura metálica de Cobertura Liviana	Norma Aplicada	
	NTP E.020	NBR 6123
Presión de Viento (kg/m ²)		
Cobertura metálica en San Gabriel	29.21	18.71
Cobertura metálica en Ciudad de Dios	30.43	17.25
Cobertura metálica en Víctor Acosta ríos	30.75	11.17

Nota. Se presenta los valores estadísticos de la presión de viento para la prueba t Student.

5.3.2.1. Formulación de hipótesis

- $H_0: (\mu_x = \mu_y)$ Aplicando la norma peruana E.020 se obtiene presiones de viento **menores** que con la norma brasileña NBR 6123.
- $H_a: (\mu_x \neq \mu_y)$ Aplicando la norma peruana E.020 se obtiene presiones de viento **mayores** que con la norma brasileña NBR 6123.

5.3.2.2. Determinación de nivel de significancia

Para la presente tesis se determinó utilizar un valor de significancia del 5% ($\alpha = 0.05$), sin embargo, al ser una prueba bilateral o de dos colas el valor de significancia es del 2.5% ($\alpha = 0.025$).

5.3.2.3. Estadístico de prueba, región crítica y toma de decisión

Para desarrollar el estadístico de prueba se hizo la utilización de las fórmulas mostradas en el anterior capítulo, y se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Tabla 62

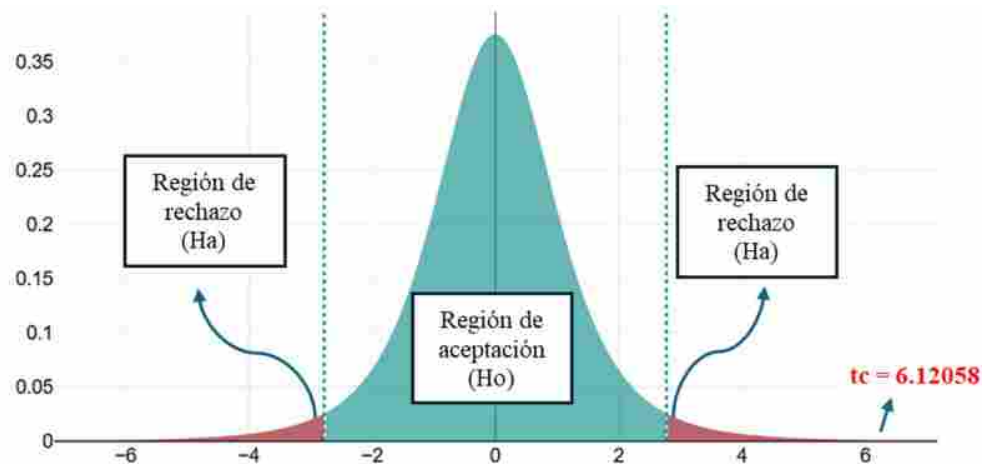
Resultado de la prueba de hipótesis específica N° 01

Descripción	Presión de Viento (kg/m ²)	
	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
Media ($\bar{x}$, $\bar{y}$)	30.13	15.71
Número de elementos (n_1 , n_2)	3	3
Varianza (V_1 , V_2)	0.6604	15.9916
Grados de libertad ($n_1 + n_2 - 2$)	4	
Varianza común (V_c)	8.326	
Nivel de significancia ($\alpha/2$)	2.50%	
Región crítica (R.C.)	± 2.776	
"t" calculado (t_c)	6.12058	
Condición	Si $t_c \in R.C. \Rightarrow$ Se rechaza la H_0	
Decisión	Se acepta la H_a	

Nota. Se presentan los valores calculados de la prueba t Student de la dimensión presión de viento.

Figura 75

Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 01



Nota. De la Figura 75 se indica que el valor “tc” pertenece a la región de rechazo esto quiere decir que las medias de ambas muestras son diferentes por lo cual para este caso se acepta la Ha. Por otro lado, con esta prueba de hipótesis se puede inferir que al utilizar la norma peruana E.020 “Cargas” para el cálculo de cargas de viento los valores de la presión son mucho mayores que al utilizar la norma brasileña NBR 6123 “Forças do vento em edificações”, esto es debido a que la norma peruana amplifica la carga de viento según la región y la altura de la edificación mientras que la norma brasileña evalúa de mejor manera las condiciones de sitio, topografía, geometría y utilización de la estructura.

5.3.3. Hipótesis específica N° 02

Se definió la siguiente hipótesis: Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan desplazamientos laterales mayores en estructuras metálicas de cobertura liviana, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

Donde los parámetros a evaluar son los siguientes:

Tabla 63

Valores estadísticos de los desplazamientos laterales

Estructura metálica de cobertura liviana	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
	Desplazamientos (cm)	
Cobertura metálica en San Gabriel	8.01	1.809
Cobertura metálica en Ciudad de Dios	11.613	2.087
Cobertura metálica en Víctor Acosta Ríos	3.412	0.375

Nota. Se presenta los valores estadísticos de los desplazamientos para la prueba t Student.

5.3.3.1. Formulación de hipótesis

- $H_0: (\mu_x = \mu_y)$ Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.0.20 y la norma brasileña NBR 6123 **no generan diferencias significativas** en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana.
- $H_a: (\mu_x \neq \mu_y)$ Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan desplazamientos laterales **mayores** en estructuras metálicas de cobertura liviana, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

5.3.3.2. Determinación del nivel de significancia

Para la presente tesis se determinó utilizar un valor de significancia del 5% ($\alpha = 0.05$), sin embargo, al ser una prueba bilateral o de dos colas el valor de significancia es del 2.5% ($\alpha = 0.025$).

5.3.3.3. Estadístico de prueba, región crítica y toma de decisión

Para desarrollar el estadístico de prueba se hizo la utilización de las fórmulas mostradas en el anterior capítulo, y se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Tabla 64

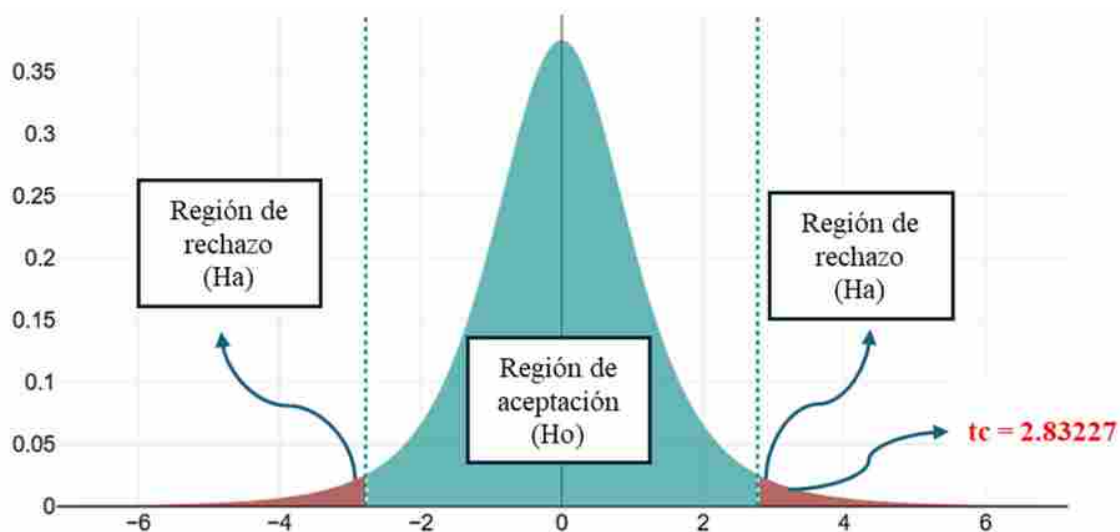
Resultados de la prueba de hipótesis específica N° 02

Descripción	Desplazamiento lateral (cm)	
	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
Media ($\bar{x}$, $\bar{y}$)	7.6783	1.4237
Número de elementos (n_1 , n_2)	3	3
Varianza (V_1 , V_2)	13.7861	0.8441
Grados de libertad ($n_1 + n_2 - 2$)	4	
Varianza común (V_c)	7.3151	
Nivel de significancia ($\alpha/2$)	2.50%	
Región crítica (R.C.)	± 2.776	
"t" calculado (t_c)	2.83227	
Condición	Si $t_c \in R.C. \Rightarrow$ Se rechaza la H_0	
Decisión	Se acepta la H_a	

Nota. Se presentan los valores calculados de la prueba t Student para la dimensión desplazamientos laterales.

Figura 76

Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 02



Nota. De la Figura 76, se puede observar que el valor estadístico “tc” cae dentro de la región de rechazo de la hipótesis nula (H_0), lo que fundamenta la decisión de aceptar la hipótesis alterna

(Ha). A partir de este análisis, se puede concluir que si bien es cierto y queda demostrado que los desplazamientos calculados por la norma peruana y brasileña son menores al límite establecido en la norma el cual indica que el máximo desplazamiento lateral generado por cargas de viento debe ser como máximo el 1% de la altura de la edificación.

1 Sin embargo, los resultados obtenidos demostraron que al realizar el cálculo de las cargas de viento con la norma peruana E.020 y aplicar estas cargas sobre la estructura, se generaron mayores desplazamientos laterales en comparación con el uso de la norma brasileña NBR 6123. Esta diferencia en los desplazamientos laterales de la estructura se dio debido a que, como se demostró en el punto anterior, la norma peruana E.020 establece un enfoque más conservador para el cálculo de las presiones de viento lo que implica que la estructura este sometida a mayores esfuerzos. Por el contrario, la NBR 6123 adoptó un enfoque más detallado y preciso en la determinación de la carga de viento, lo que dio como resultado un desplazamiento lateral menor respecto al calculado con la norma peruana. Este comportamiento resaltó la diferencia en los métodos de cálculo y sus efectos en el diseño estructural.

5.3.4. Hipótesis específica N° 03

Se definió la siguiente hipótesis: Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan solicitaciones por tracción y compresión mayores en estructuras metálicas de coberturas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

Donde los parámetros a evaluar son los siguientes:

Tabla 65

Valores estadísticos de fuerzas a tracción y compresión

Descripción de Elementos	Norma Aplicada			
	NTP E0.20		NBR 6123	
	Tracción	Compresión	Tracción	Compresión
Brida Inferior	6280.39	8270.33	1141.85	4181.02
	8553.35	9155.3	1477.62	5769.97
	6069.99	8137.88	1537.47	6532.61
Brida Superior	5842.01	7992.97	1125.61	4789.76
	6095.66	9376.66	1116.96	6130.63
	4125.43	9668.38	2071.96	6417.56
Montantes	1892.9	1169.93	1821.04	808.62
	2317.84	1703.61	1605.22	1101.14
	1800.39	1856.28	1453.07	1197.34
Diagonales	1306.42	3715.15	590.98	3149.92
	2441.03	4337.52	1046.27	2953.3
	2189.58	3781.66	1380.46	3051.63
Correas	327.11	715.91	223.32	608.14
	1009.66	3163.87	430.7	2315.51
	328.61	204.06	258.38	159.6
Columnas	537.93	5352.43	105.48	4783.49
	828.91	6213.93	61.81	5497.03
	922.17	6058.53	0	5017.44

Nota. Se presentan los valores de solicitaciones a tracción y compresión para la prueba t Student.

5.3.4.1. Formulación de hipótesis

- $H_0: (\mu_x = \mu_y)$ Las solicitaciones por tracción y compresión en estructuras metálicas de coberturas livianas, originadas por las cargas de viento según la norma peruana E.020, **no presentan valores significativamente mayores** que las obtenidas con la norma brasileña NBR 6123.
- $H_a: (\mu_x \neq \mu_y)$ Las cargas de viento determinadas mediante la norma peruana E.020 generan solicitaciones por tracción y compresión **mayores** en estructuras metálicas de coberturas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

5.3.4.2. Determinación del nivel de significancia

Para la presente tesis se determinó utilizar un valor de significancia del 5% ($\alpha = 0.05$), sin embargo, al ser una prueba bilateral o de dos colas el valor de significancia es del 2.5% ($\alpha = 0.025$).

5.3.4.3. Estadístico de prueba, región crítica y toma de decisión

Para desarrollar el estadístico de prueba se hizo la utilización de las fórmulas mostradas en el anterior capítulo, y se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Tabla 66

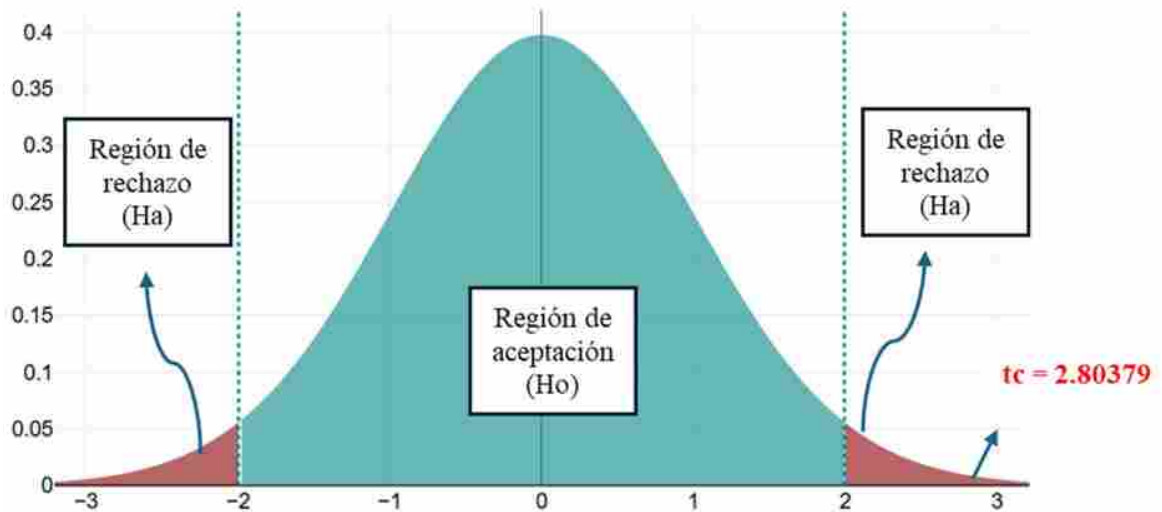
Resultados de la hipótesis específica N° 03

Descripción	Fuerzas de Tracción y Compresión (Kgf)	
	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
Media ($\bar{x}$, $\bar{y}$)	3992.8828	2275.3586
Número de elementos (n_1 , n_2)	36	36
Varianza (V_1 , V_2)	9268981.7	4239871.3
Grados de libertad ($n_1 + n_2 - 2$)	70	
Varianza común (V_c)	6754426.534	
Nivel de significancia ($\alpha/2$)	2.50%	
Región crítica (R.C.)	± 1.995	
"t" calculado (t_c)	2.803786033	
Condición	Si $t_c \in R.C. \Rightarrow$ Se rechaza la H_0	
Decisión	Se acepta la H_a	

Nota. Se presentan los valores calculados de la prueba t Student para la dimensión de solicitudes a tracción y compresión.

Figura 77

Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 03



Nota. De la Figura 77, se indica que en base a los cálculos realizados para la prueba de hipótesis mediante de la T de Student, el estadístico valor “tc” pertenece a la región de rechazo de la hipótesis nula por lo cual se determina aceptar la hipótesis alterna (Ha). Con base en este análisis, se puede establecer que los elementos estructurales de la cobertura liviana, sometidas a las cargas de viento calculadas según la norma peruana E.020, experimentan mayores solicitaciones de tracción y compresión. Esto se debe a que la norma peruana adopta un enfoque más conservador en la estimación de las fuerzas de viento y considera factores de amplificación en las combinaciones de carga, debido a esto se incrementan las fuerzas actuantes sobre los elementos estructurales.

En contraste, la norma brasileña NBR 6123 genera solicitaciones de tracción y compresión menores, debido a una metodología de cálculo de viento más detallada y específica.

Debido a todo ello, la norma peruana tiende a ser más conservadora en términos de solicitaciones de tracción y compresión en comparación con la norma brasileña.

5.3.5. Hipótesis específica N° 04

Se definió la siguiente hipótesis: Las cargas de viento obtenidas con la norma peruana E.020 induce a mayores ratios de diseño en los elementos estructurales de las coberturas metálicas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

Donde los parámetros a evaluar son los siguientes:

Tabla 67

Valores estadísticos de ratios de diseño

Descripción	Máximos Ratios de Diseño	
	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
Brida Inferior	0.584	0.388
	0.649	0.402
	0.683	0.574
Brida Superior	0.621	0.431
	0.822	0.543
	0.738	0.493
Montantes	0.433	0.316
	0.712	0.498
	0.568	0.333
Diagonales	0.393	0.356
	0.495	0.337
	0.431	0.348
Correas	0.656	0.553
	0.745	0.576
	0.369	0.296
Columnas	0.740	0.215
	0.786	0.298
	0.488	0.289

Nota. Se presentan los valores calculados de máximos ratios para la prueba t Student.

5.3.5.1. Formulación de hipótesis

- $H_0: (\mu_x = \mu_y)$ Los ratios de diseño en los elementos estructurales de las coberturas metálicas livianas **no presentan diferencias significativas** cuando las cargas de viento se obtienen según la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123.
- $H_a: (\mu_x \neq \mu_y)$ Las cargas de viento obtenidas a partir de la norma peruana E.020 **induce a mayores** ratios de diseño en los elementos estructurales de las coberturas metálicas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.

5.3.5.2. Determinación del nivel de significancia

Para la presente tesis se determinó utilizar un valor de significancia del 5% ($\alpha = 0.05$), sin embargo, al ser una prueba bilateral o de dos colas el valor de significancia es del 2.5% ($\alpha = 0.025$).

5.3.5.3. Estadístico de prueba, región crítica y toma de decisión

Para desarrollar el estadístico de prueba se hizo la utilización de las fórmulas mostradas en el anterior capítulo, y se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Tabla 68

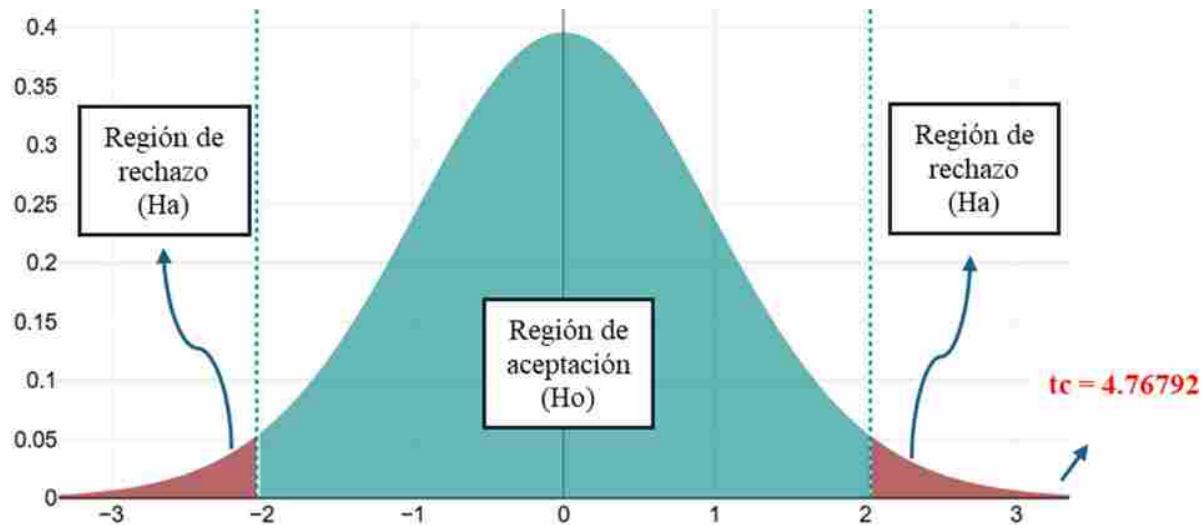
Resultados de la prueba de hipótesis N° 04

Descripción	Máximos Ratios de Diseño	
	Norma Aplicada	
	E.020	NBR 6123
Media ($\bar{x}$, $\bar{y}$)	0.606	0.403
Número de elementos (n_1 , n_2)	18	18
Varianza (V_1 , V_2)	0.0203697	0.0124965
Grados de libertad (n_1+n_2-2)	34	
Varianza común (V_c)	0.016433101	
Nivel de significancia ($\alpha/2$)	2.50%	
Región crítica (R.C.)	± 2.034	
"t" calculado (t_c)	4.767922044	
Condición	Si $t_c \in R.C. \Rightarrow$ Se rechaza la H_0	
Decisión	Se acepta la H_a	

Nota. Se presentan los valores calculados de la prueba t Student para la dimensión ratios de diseño.

Figura 78

Diagrama de prueba de hipótesis (región de aceptación o rechazo) hipótesis específica N° 04



Nota. A partir de la Figura 78, se observa que el valor estadístico “ t_c ” se encuentra dentro de la región de rechazo de la hipótesis nula (H_0), lo que implica que se acepte la hipótesis alterna (H_a). En consecuencia, del análisis previo se concluye que los ratios de diseño obtenidos a partir de las cargas de viento calculadas según la norma peruana E.020 son mayores en comparación con aquellos derivados de la norma brasileña NBR 6123. Esto indica que las estructuras de esta índole, cuando se diseñan con base en la norma peruana hacen que los elementos estructurales trabajen con niveles de solicitaciones más elevados, esto sin exceder su capacidad máxima. En contraste, el diseño basado en el cálculo de las cargas de viento con la norma brasileña NBR 6123, genera menores esfuerzos estructurales. Por lo tanto, de lo mencionado se puede inferir que la normativa peruana considera factores de seguridad más altos en el diseño estructural, en este entender, al utilizar la norma brasileña nos permite reducir la sección de los elementos estructurales sin comprometer el nivel de desempeño de la estructura.

VI. Conclusiones

1. Conclusión del objetivo general

Se concluyó que el efecto de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana, al aplicar la Norma Peruana E.020 y la Norma Brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay durante el año 2023, evidenciaron que la Norma Peruana E.020 ejerce una influencia estructural más significativa debido a su enfoque conservador. Esto se refleja en mayores presiones de viento, las cuales generan desplazamientos laterales, solicitaciones por tracción y compresión, y ratios de diseño más elevados, sin superar los límites de capacidad resistente establecidos por la normativa. Por su parte, la Norma Brasileña NBR 6123 incorporó parámetros como la dirección del viento, la rugosidad del terreno, los efectos topográficos y los factores geométricos, considerando un mayor número de variables que influyen en la acción del viento. En consecuencia, se obtienen menores esfuerzos, desplazamientos y ratios de diseño, sin comprometer la seguridad estructural. En este contexto, la Norma E.020 proporcionó amplios márgenes de seguridad, adecuados para el contexto peruano, donde aún existe limitada información local sobre las características del viento. No obstante, los resultados de esta investigación evidenciaron que la incorporación de criterios técnicos contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123 contribuyen al fortalecimiento de la normativa peruana, favoreciendo una evaluación más detallada de las acciones eólicas y un diseño más eficiente de las estructuras metálicas de cobertura liviana.

2. Conclusión del objetivo específico N° 01

Se concluyó que las presiones de viento obtenidas para las estructuras metálicas de cobertura liviana mediante la aplicación de la Norma Peruana E.020 fueron de 29.21 kg/m² (San Gabriel), 30.43 kg/m² (Ciudad de Dios) y 30.75 kg/m² (Víctor Acosta Ríos). En comparación, la

Norma Brasileña NBR 6123 presentó valores de 18.71 kg/m², 17.25 kg/m² y 11.17 kg/m², respectivamente, siendo la mayor diferencia la observada en la urb. Víctor Acosta Ríos.

Estas diferencias son producto de los criterios de cálculo establecidos por cada normativa. mientras la Norma Peruana E.020 empleó un procedimiento de carácter más conservador para garantizar adecuados márgenes de seguridad estructural, la Norma Brasileña NBR 6123 incorporó parámetros como la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento, considerando un mayor número de variables que influyen en la estimación de las presiones de viento.

En consecuencia, los resultados evidenciaron que la Norma Peruana E.020 generó presiones de viento mayores, mientras que la Norma Brasileña NBR 6123 proporcionó una estimación basada en criterios técnicos más detallados para la evaluación de la acción del viento sobre estructuras metálicas de cobertura liviana.

3. Conclusión del objetivo específico N° 02

Se concluyó que la evaluación de los desplazamientos laterales en las estructuras metálicas de cobertura liviana evidenció que la aplicación de la Norma Peruana E.020 generó valores superiores a los obtenidos con la Norma Brasileña NBR 6123. Los desplazamientos registrados con la E.020 fueron de 8.01 cm (San Gabriel), 11.613 cm (Ciudad de Dios) y 3.412 cm (Víctor Acosta Ríos); mientras que con la NBR 6123 fueron de 1.809 cm, 2.087 cm y 0.375 cm, respectivamente.

Esta diferencia se debió a que la Norma Peruana E.020 determinó presiones de viento más elevadas, lo que incrementó la respuesta estructural en términos de desplazamiento lateral. No obstante, en todos los casos, los valores obtenidos se mantuvieron dentro de los límites establecidos por la normativa vigente.

En consecuencia, los resultados evidenciaron que la normativa empleada influyó directamente en la magnitud de los desplazamientos laterales, y que la incorporación de criterios técnicos más específicos para la estimación de las cargas de viento, como los considerados en la Norma Brasileña NBR 6123, permitió una evaluación más detallada de la acción del viento sobre la estructura, manteniendo los niveles de seguridad establecidos por la normativa vigente.

4. Conclusión del objetivo específico N° 03

Se concluyó que el análisis de las solicitaciones por tracción y compresión en las estructuras metálicas de cobertura liviana evidenciaron que la aplicación de la Norma Peruana E.020 genera esfuerzos internos de mayor magnitud en los miembros estructurales, tales como bridas superior e inferior, diagonales, montantes, correas y columnas, como consecuencia de las mayores presiones de viento determinadas mediante su procedimiento de cálculo. En contraste, la Norma Brasileña NBR 6123 incorporó criterios técnicos más específicos para la estimación de las cargas de viento, lo que da lugar a menores esfuerzos internos en los elementos estructurales.

En consecuencia, los resultados demostraron que la normativa aplicada influyó directamente en las solicitaciones por tracción y compresión de las estructuras metálicas de cobertura liviana, evidenciando el carácter más conservador de la Norma Peruana E.020 y el enfoque más detallado de la Norma Brasileña NBR 6123 para la evaluación de la acción del viento, sin comprometer las condiciones de seguridad estructural previstas por ambas normativas.

5. Conclusión del objetivo específico N° 04

Se concluyó que la evaluación de la influencia de las cargas de viento en los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana evidenciaron que la aplicación de la Norma Peruana E.020 generó ratios de diseño mayores en elementos como columnas, bridas, montantes y diagonales. Esto se debe a que dicha norma determinó mayores presiones de viento mediante un

procedimiento de cálculo de carácter conservador, incrementando las solicitaciones internas de los elementos estructurales.

10 Por su parte, la Norma Brasileña NBR 6123 incorporó criterios técnicos más específicos para la estimación de las cargas de viento, considerando variables como la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento, lo que generó ratios de diseño más moderados sin comprometer la seguridad estructural.

En consecuencia, los resultados evidenciaron que la normativa aplicada influye directamente en los ratios de diseño y en la respuesta estructural de las coberturas metálicas livianas. Asimismo, en todos los casos evaluados, los elementos estructurales mantuvieron una capacidad resistente suficiente para satisfacer las exigencias de diseño establecidas por ambas normativas.

VII.Recomendaciones

1. Recomendación de la conclusión general

Se recomienda que, en el diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, los profesionales responsables evalúen la incorporación de criterios técnicos adicionales, como los contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123, especialmente aquellos relacionados con la dirección del viento, la rugosidad del terreno, los efectos topográficos y los factores geométricos. Esto permitiría realizar una evaluación más detallada de la acción del viento y contribuir a la optimización del diseño estructural, sin comprometer los niveles de seguridad exigidos por la normativa nacional.

Asimismo, se recomienda que las entidades competentes consideren los resultados de investigaciones comparativas como la presente para futuras revisiones de la Norma Peruana E.020, con el propósito de evaluar la incorporación de parámetros técnicos que fortalezcan los procedimientos para la estimación de las cargas de viento en estructuras metálicas de cobertura liviana.

2. Recomendación de la conclusión específica N° 01

Se recomienda que, durante la estimación de las presiones de viento en el diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, los profesionales responsables consideren la evaluación de parámetros como la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento, debido a su influencia en la determinación de las acciones eólicas sobre la estructura. La incorporación de estos criterios, contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123, puede contribuir a una evaluación más detallada de las presiones de viento, complementando los procedimientos establecidos por la Norma Peruana E.020.

3. Recomendación de la conclusión específica N° 02

Se recomienda que, durante el análisis y diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, los profesionales responsables evalúen la influencia de las cargas de viento sobre los desplazamientos laterales, incorporando criterios relacionados con la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento. La consideración de estos parámetros, contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123, puede contribuir a una evaluación más detallada de la respuesta estructural frente a la acción del viento, manteniendo los niveles de seguridad establecidos por la normativa vigente.

4. Recomendación de la conclusión específica N° 03

Se recomienda que, durante el análisis y diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, los profesionales responsables evalúen la influencia de las cargas de viento sobre las sollicitaciones por tracción y compresión de los elementos estructurales, considerando criterios técnicos relacionados con la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento. La incorporación de estos parámetros, contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123, puede contribuir a una estimación más detallada de las cargas de viento y, en consecuencia, a una evaluación más precisa de las sollicitaciones internas de los elementos estructurales, manteniendo los niveles de seguridad exigidos por la normativa vigente.

5. Recomendación de la conclusión específica N° 04

Se recomienda que, durante el diseño de estructuras metálicas de cobertura liviana, los profesionales responsables evalúen la influencia de las cargas de viento en los ratios de diseño de los elementos estructurales, considerando criterios relacionados con la rugosidad del terreno, la topografía, la geometría de la edificación y la dirección del viento. La incorporación de estos parámetros, contemplados en la Norma Brasileña NBR 6123, puede contribuir a una estimación

más detallada de las cargas de viento y a una evaluación más precisa del desempeño estructural de los elementos, manteniendo los niveles de seguridad exigidos por la normativa vigente.

6. Otras recomendaciones

Se recomienda a los profesionales encargados del diseño estructural de coberturas metálicas livianas en zonas intermedias o de topografía compleja, como se tiene en la ciudad de Abancay, que no se limiten únicamente al uso de la norma peruana E.020, sino que evalúen alternativas como la NBR 6123 u otras normativas internacionales, con el fin de lograr diseños más eficientes y personalizados. Esta práctica puede aportar soluciones estructurales seguras, económicamente viables y más acordes con las condiciones reales del sitio.

Se recomienda que, en futuras tesis, se amplíe el análisis comparativo entre normativas de diseño estructural frente a la acción del viento, incorporando un mayor número de casos de estudio. Asimismo, resulta necesario realizar evaluaciones más rigurosas de las cargas de viento con el fin de determinar de manera precisa los coeficientes a emplear y, de ser posible, proponer nuevas metodologías para su cálculo. Del mismo modo, sería valioso incluir en el análisis otras normativas internacionales, como la ASCE 7 o el Eurocódigo, con el propósito de enriquecer la base técnica y profundizar en la evaluación del equilibrio entre seguridad estructural y uso racional de materiales.

A partir de los hallazgos encontrados, se recomienda realizar una revisión técnica de la norma peruana E.020 “Cargas”, con el propósito de incorporar parámetros más completos y actualizados que reflejen de manera más precisa las condiciones del entorno. Esto permitiría obtener resultados de diseño más representativos y fortalecer la confiabilidad de las estructuras, garantizando en todo momento la seguridad de los usuarios.

VIII. Referencias Bibliográficas

Aguilar, R. (2008). Estructuras Metálicas: Comportamiento y Diseño. Editorial Pearson.

https://www.libreriaingeniero.com/2019/06/estructuras-de-acero-comportamiento-y-diseno-oscar-de-buen-lopez-de-heredia.html#google_vignette

Amador , M., Fernandez, I., Lopez, A., y Parnás, V. (2021). Estudio comparativo de coeficientes de presion normativos y experimentales en cubiertas de naves industriales. Ingenieria y Desarrollo, 20. <https://doi.org/10.14482/inde.39.2.725.4>

Ambrose, J., y Vergun, D. (2000). Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo. Limusa, S.A.

<https://bibliotecadigital.oducal.com/Record/oai:ucb.edu.bo:biblio:65752?sid=4469>

American Institute of Steel Construction (2016). Specification for Structural Steel Buildings. <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary.pdf>

Arias, F. (2012). El proyecto de investigación Introducción a la metodología científica. Editorial Episteme, C.A. <https://abacoenred.org/wp-content/uploads/2019/02/El-proyecto-de-investigaci%C3%B3n-F.G.-Arias-2012-pdf-1.pdf>

Arroyo, A. (2018). Informe de Tuneles de Veinto en el Mundo. Instituto Tecnologico de Costa Rica. <https://es.scribd.com/document/751514986/informe-tuneles-de-viento>

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações. <https://site.abece.com.br/em-vigor-a-nova-nbr-6123/>

Baena, G. (2017). Metodologia de la investigación. Grupo Editorial Patria. <https://books.google.com.pe/books?id=6aCEBgAAQBAJyprintsec=frontcover#v=onepage&q&f=false>

Behar, D. (2008). Metodología de la investigación. Editorial Shalom.

<https://escuelaesam.pe/biblioteca/libro.php?id=277>

Bellei, I. et al. (2008). Edificios de multiplos andares en acero. Editora Pini LTDA.

<https://www.doccity.com/pt/docs/edificios-de-multiplos-andares-em-aco/4912337/>

Beltrán, A. (2011). Efecto de las cargas de viento sobre las estructuras. Analisis de la norma NCH 432 of 71. [Tesis de pregrado de la Universidad Austral de Chile]. Repositorio institucional de la Universidad Austral de Chile.

<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2011/bmfcib453e/doc/bmfcib453e.pdf>

Bernal, C. (2010). Metodología de la investigación. Pearson Educación.

<https://biblioteca.unfv.edu.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=67813>

Carrasco, S. (2019). Metodología de la Investigacion Cientifica. San Marcos.

https://www.sancristoballibros.com/libro/metodologia-de-la-investigacion-cientifica_45761

Chamberlain, Z. et al. (2013). Proyeto e cálculo de estruturas de aço edificio industrial detalhado. Elsevier editoria limitada. <https://www.estantevirtual.com.br/livro/projeto-e-calculo-de-estruturas-de-aco-edificio-industrial-detalhado-0V5-1267-000-BK>

Comarazamy, D. et al. (2005). Mitigacion de Desastres en Instalaciones de Salud. 7.

http://www.proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/59/1/images/ae_guion.pdf

Comision Federal de Electricidad. (2008). Manual de diseño de obras civiles diseño por viento. Ciudad de Mexico, Mexico.

https://www.academia.edu/99055261/Manual_de_Dise%C3%B1o_de_Obras_Civiles_Dise%C3%B1o_por_viento_20_CFE

Computers y Structures, INC. (CSI). (s.f.). CSI Spain.

<https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>

Córdova, M. (2003). Estadística Descriptiva e Inferencial. Editorial Moshera S.R.L.

<https://archive.org/details/204984482CordovaZamoraManuelEstadisticaDescriptivaEInferencialAplicaciones5Ed>

Correa , D. et al. (2020). Clasificación pentadal de vientos frente a la costa Peruana.

Investigación de Física. <https://doi.org/10.15381/rif.v23i3.20315>

Curbelo, B. (2011). "Fuerzas de viento aplicando el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10".

https://www.academia.edu/25436038/FUERZAS_DE_VIENTO_APLICANDO_FUERZAS_DE_VIENTO_DEL_REGLAMENTO_COLOMBIANO_DE_CONSTRUCCION_SISMO_RESISTENTE_NS-10

Díaz, Y. y Naranjo, H. (2018). Comparación en el análisis de carga de viento entre las normas Australian/New Zealand standard, el Eurocódigo y la NSR-10. [Tesis de pregrado de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas]. Repositorio institucional de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

<http://hdl.handle.net/11349/13322>

Diez, G. (2005). Diseño estructural en arquitectura. Buenos Aires, Argentina: nobuko.

<https://books.google.com.ec/books?id=OzfgDJMEaqMC&printsec=frontcover#v=onepage&q&f=false>

Erazo, K. y Taveras, A. (2021). Demandas estructurales inducidas por vientos huracanados y terremotos en un edificio flexible en la República Dominicana. Ciencia, Ingeniería y

Aplicaciones, 57-78. <https://revistas.intec.edu.do/index.php/cite/article/view/2247>

- 82 Escalante, J. (1986). Efecto del viento sobre las estructuras. [Tesis de pregrado de la Universidad Nacional de Ingenieria]. Repositorio institucional de la Universidad Nacional de Ingenieria <http://hdl.handle.net/20.500.14076/20473>
- 109 Gamarra, G. et al. (2015). Estadística e Investigación con Aplicaciones de SPSS. Perú: Editorial San Marcos E.I.R.L. https://www.sancristoballibros.com/libro/estadistica-e-investigacion-con-aplicaciones-de-spss_45431
- 13 Gomez, J. (2018). "Revisión de la norma peruana y normas internacionales sobre edificios esbeltos de concreto armado por solicitaciones de viento". [Tesis de pregrado de la Universidad César Vallejo]. Repositorio institucional de la Universidad César Vallejo. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/24098>
- 2 Hernández, S. et al (2014). Metodología de la investigación (6ta. ed.). Mexico D.F, Mexico: McGraw-Hill/Interamericana editores, S.A. https://www.uv.mx/personal/cbustamante/files/2011/06/metodologia-de-la-investigaci%C3%83%C2%B3n_sampieri.pdf
- 112 Instituto de Hidrologia, Metereologia y Estudios Ambientales (2017). "Atlas de viento de Colombia". Bogotá, Colombia: Imprenta Nacional de Colombia. <https://www.andi.com.co/uploads/viento.compressed.pdf>
- 17 Instituto Nacional de Defensa Civil (2022). Vientos Fuertes en el Distrito de Abancay - Apurimac. Abancay. <https://portal.indeci.gob.pe/emergencias/reporte-complementario-no-5314-24-6-2022-coen-indeci-1600-horas-reporte-n-1-vientos-fuertes-en-el-distrito-de-abancay-apurimac/>
- 105 Instituto Nacional de Estadística e Informática (2024). Informe Técnico de Producción Nacional. Lima. <https://m.inei.gob.pe/biblioteca-virtual/boletines/produccion-nacional/2024/1/#lista>
- 63
- 73

- 58 Lopez, O. y Toledo, H. (2003). Estudio de la seguridad de las edificaciones de vivienda ante la incidencia de viento. Informe Tecnico.
- 56 http://www.proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/372/1/images/it_esevcv.pdf
- 103 McCormac, J. y Csernak, S. (2013). Diseño de estructuras de acero. Editorial Alfaomega Grupo Editor S.A.
- https://api.pageplace.de/preview/DT0400.9786077079279_A43616529/preview-9786077079279_A43616529.pdf
- 9 Meli, R. (1985). Diseño Estructural. Ciudad de Mexico: Limusa. <https://mialdeatdo.com/wp-content/uploads/2020/12/Diseno-Estructural-Meli-Piralla-ARQUILIBROS-AL-2.pdf>
- 24 Ministerio de Energia y Minas. (2016). "Atlas Eólico". Lima, Lima.
- <https://biblioteca.olade.org/opac-tmpl/Documentos/cg00367.pdf>
- 2 Morón, P. y Milón, A. (2019). "Propuesta de metodología para el analisis y diseño ante cargas de viento de estructuras metálicas de cobertura en infraestructuras deportivas menores en la ciudad de Arequipa". [Tesis de pregrado de la Universidad Católica de Santa Maria]. Repositorio institucional de la Universidad Católica de Santa Maria.
- 65 <https://repositorio.ucsm.edu.pe/handle/20.500.12920/9533>
- 20 Pacheco, A. y Tohala, H. (2015). Comparación de métodos para el cálculo de la carga de viento usada en la construccion de edificios en el Ecuador. [Tesis de pregrado de la Universidad San Francisco de Quito]. Repositorio institucional de la Universidad San Francisco de Quito. <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/4174>
- 102
- 51 Palella, S. y Martins, F. (2006). Metodología de la Investigación Cuantitativa (3da ed.). Caracas, Venezuela: Fondo Editorial de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador.

<https://metodologiaecs.wordpress.com/2015/09/06/metodologia-de-la-investigacion-cuantitativa-3ra-ed-2012-santa-palella-stracuzzi-y-feliberto-martins-pestana-2/>

Ministerio de la Produccion (2019). Ministerio de la Produccion. Obtenido de Plataforma digital unica del estado peruano: <https://www.gob.pe>

Quiroga, S. (2009). Factores que afectan al viento y su relacion con los huracanes, calentamiento global y el fenomeno del niño/la niña. [Tesis de posgrado de la Universidad Nacional Autonoma de Mexico]. Repositorio institucional de la Universidad Nacional Autonoma de Mexico. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000639882>

Salmon, C. et al. (2009). Steel Structure Desing and Behavior (5ta ed.). Editorial Pearson Prentice Hall

https://bibliotecadigital.uchile.cl/discovery/fulldisplay/alma991006451629703936/56UDC_INST:56UDC_INST

Sánchez, J. (2013). Paradigmas de investigacion educativa: de las leyes subyacentes a la modernidad reflexiva. Entelequia.

<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4768090>

Servicio Nacional de Capacitacion para la Industria de la Construccin. (2020). REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.020 CARGAS (SENCICO ed.). Lima,

Lima, Perú. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Servicio Nacional de Capacitacion para la Industria de la Construccin. (2020). Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030 Diseño Sismoresistente. Lima, Lima, Perú.

<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

- 1 Tamayo, M. (2003). El proceso de la investigacion cientifica. Mexico D.F., Mexico: Editorial Limusa S.A.
https://books.google.com.cu/books/about/El_proceso_de_la_investigaci%C3%B3n_cient%C3%ADf.html?id=BhymmEqkJwC&redir_esc=y
- 1 Ticona, F. (2019). Evaluación del desempeño por viento a partir de un diseño sismico de una edificacion de concreto armado en la ciudad de Juliaca. [Tesis de pregrado de la Universidad Peruana Union].
Urbán, P. (2006). Construcccion de estructuras metalicas (4ta ed.). Editorial Club Universitario.
https://books.google.com.pe/books?id=t8PnCcGAAQBAJ&printsec=copyright&redir_esc=y#v=onepage&q&f=false
- 34 Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD (1 era ed.). McGraw-Hill Interamericana. <https://ingsierra.wordpress.com/wp-content/uploads/2010/03/estructuras-de-acero-comportamiento-vinnakota-v-pdf.pdf>
- 7 Zambrano, E. y Ñaupari, E. (2021). "Diseño de nave industrial incorporando la norma E.020 en el análisis de viento de Robot Structural Analysis 2018". [Tesis de pregrado de la Universidad César Vallejo]. Repositorio institucional de la Universidad César Vallejo .
<https://hdl.handle.net/20.500.12692/65979>
- 14 Zapata, L. (1997). Diseño Estructural en Acero (1ra ed.).
<https://www.libreriaingeniero.com/2017/10/disenio-estructural-en-acero-luis-zapata-baglietto.html>

IX. Anexos

Anexo 1 Matriz de consistencia

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGIA
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General			➤ Tipo de Investigación: Aplicada ➤ Nivel de Investigación: Explicativa ➤ Diseño de Investigación: No Experimental ➤ Método de Investigación: Hipotético - deductivo ➤ Enfoque de Investigación: Cuantitativo ➤ Población: 22 Proyectos ➤ Muestra: 03 Proyectos
¿En qué medida el efecto de las cargas de viento influirá en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay - 2023?	Determinar en qué medida el efecto de las cargas de viento influirá en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.	La influencia de las cargas de viento en las estructuras metálicas de cobertura liviana será diferente al aplicar la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay 2023.	Cargas de viento	Presión de viento	
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Especifica			
¿Cuáles son las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de coberturas livianas aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?	Calcular las presiones de viento que se generan en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.	Aplicando la norma peruana E.020 se obtienen presiones de viento mayores que con la norma brasileña NBR 6123.			
¿De qué manera influye las cargas de viento en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?	Verificar la influencia de las cargas de viento en los desplazamientos laterales de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.	Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan desplazamientos laterales mayores en estructuras metálicas de cobertura liviana, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.	Estructuras metálicas de coberturas livianas	Desplazamientos laterales	
¿De qué manera influye las cargas de viento en las solicitaciones por tracción y compresión en las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?	Analizar la influencia de las cargas de viento en las solicitaciones por tracción y compresión de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023.	Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 generan solicitaciones por tracción y compresión mayores en estructuras metálicas de coberturas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.		Solicitaciones de tracción y compresión	
¿De qué manera influye las cargas de viento en los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023?	Evaluar la influencia de las cargas de viento en los ratios de diseño de las estructuras metálicas de cobertura liviana aplicando la norma peruana E.020 y la norma brasileña NBR 6123 en la ciudad de Abancay -2023	Las cargas de viento obtenidas mediante la norma peruana E.020 induce a mayores ratios de diseño en los elementos estructurales de las coberturas metálicas livianas, en comparación con la norma brasileña NBR 6123.		Ratios de diseño	

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2 Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Índice	Instrumento
Variable Independiente					
Cargas de Viento	Para Zapata (1997), Son las fuerzas que se producen sobre una estructura como resultado de la acción de la acción de viento. Estas cargas pueden ser de carácter estático o dinámico, y su magnitud y dirección dependen de factores como la velocidad y dirección del viento, la altura de la estructura, la forma y dimensiones de esta. En el caso de estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas de viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.	Se medirá la carga de viento mediante la aplicación de los procedimientos y ecuaciones de cálculo establecidos en las normas RNE E.020 y NBR 6123, obteniéndose valores de presión de viento sobre las estructuras estudiadas.	Presión de viento	(Kg/m ²)	RNE E.020 “Cargas”. ABNT NBR 6123 “Forças devido ao vento em edificações”.
Variable Dependiente					
Estructuras metálicas de cobertura liviana	Para Aguilar (2008), Las estructuras metálicas de cobertura liviana se componen de elementos esbeltos que trabajan principalmente a tracción y comprensión, y cuya capacidad resistente depende de la sección transversal y de las características mecánicas del material. Por lo tanto, su diseño requiere un análisis riguroso de las solicitaciones y de las propiedades de los elementos y de las uniones.	Se evaluará mediante el análisis estructural desarrollado en SAP 2000, aplicando las cargas de viento determinadas según las normas RNE E.020 y NBR 6123. La medición se basará en parámetros cuantificables como desplazamientos, solicitaciones internas y ratios de diseño.	Desplazamiento lateral	(cm)	RNE E.020 “Cargas”.
			Solicitaciones de tracción y comprensión	(Kgf)	CSI SAP 2000. RNE E.090 “Estructuras Metálicas”
			Ratio de diseño	(adim.)	CSI SAP 2000. RNE E.090 “Estructuras Metálicas”

Fuente; Elaboración propia.

1

Anexo 3 Memoria de cálculo estructural de cobertura metálica

Anexo 4 Memoria de cálculo de Velocidad de viento

Anexo 5 Memorias de cálculo estructural de proyectos aprobados

Anexo 6 Informe de Estudio de vientos en la ciudad de Abancay

Anexo 7 Validación de Velocidades de viento del SENAMHI

Anexo 8 Normas utilizadas

Anexo 9 Planos