



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS
COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO
ENTRE SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y
SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8
PISOS”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR (ES):

**SALINAS TOMALÁ CINDY LISSETTE
TOMALÁ CATUTO ANTHONY ENRIQUE**

TUTOR:

**ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE
ROVELLO. MSc**

LA LIBERTAD, ECUADOR

2023

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**“DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS
COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA
DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

**SALINAS TOMALÁ CINDY LISSETTE
TOMALÁ CATUTO ANTHONY ENRIQUE**

TUTOR:

**ING. VIANNA ANDREA
PINOARGOTE ROVELLO. MSc**

LA LIBERTAD – ECUADOR

2023

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



**ING. JONNY RAUL VILLAO
BORBOR. MSc
DIRECTOR DE CARRERA**



**ING. VIANNA PINOARGOTE
ROVELLO. MSc
DOCENTE TUTOR**



**ING. JAIME FERNANDO ARGUDO
RODRÍGUEZ. PhD
DOCENTE ESPECIALISTA**



**ING. LUCRECIA MORENO
ALCÍVAR. PhD
DOCENTE UIC**

Dedicado a nuestro futuro como ingenieros civiles especialistas
en estructuras.

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **CINDY LISSETTE SALINAS TOMALÁ Y ANTHONY ENRIQUE TOMALÁ CATUTO**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “**DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS**”, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la **FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**, Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondiente a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente



CINDY LISSETTE SALINAS TOMALÁ

Autora de Tesis

C.I. 2400242307



ANTHONY ENRIQUE TOMALÁ CATUTO

Autor de Tesis

C.I. 0926464389

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. Msc.

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“Diseño sismorresistente y análisis comparativo técnico - económico entre sistema de hormigón armado y sistema drywall para edificio de 8 pisos”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por la Srta. Cindy Lisette Salinas Tomalá y el Sr. Anthony Enrique Tomalá Catuto, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR



ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MGS.

CI. 2400061632

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

Magister En Diseño Y Evaluación

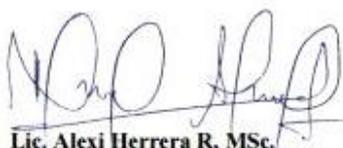
De Modelos Educativos

La Libertad, febrero 15 del 2023.

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de **INGENIERO CIVIL** de: **SALINAS TOMALÁ CINDY LISSETTE & TOMALÁ CATUTO ANTHONY ENRIQUE**, cuyo tema es: **“DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS”**, me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para la defensa del tema en mención.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.

Docente de Español A: Literatura

Cel: 0962989420

e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com



CERTIFICACIÓN DE ANTIPLAGIO

La Libertad, 15 de febrero del 2023

En mi calidad de Tutor del presente trabajo de investigación para titulación del tema **“DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS”** previo a la obtención del Título de **INGENIERO CIVIL** elaborado por los estudiantes **SALINAS TOMALA CINDY LISSETTE** y **TOMALA CATUTO ANTHONY ENRIQUE**, egresados de la **CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**, de la Facultad **CIENCIAS DE LA INGENIERIA** de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que una vez analizada en el sistema antiplagio COMPILATION luego de haber cumplido con los requerimientos exigido de valoración la presente tesis, se encuentra con un 10% de la valoración permitida.

Adjunto mi reporte de solicitud

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. MSc

CI. 2400061632



CERTIFICADO DE ANÁLISIS
magister

TE SALINAS TOMALA Y TOMALA CATUTO

10%
Similitudes

3%

Texto entre comillas
< 1% similitudes entre comillas

12% Idioma no reconocido

Nombre del documento: TE SALINAS TOMALA Y TOMALA CATUTO.docx
ID del documento: 7c824f48a3182f574b25564fb06134134eb80446
Tamaño del documento original: 23,06 Mo
Autor: Anthony Tomala

Depositante: Anthony Tomala
Fecha de depósito: 15/2/2023
Tipo de carga: ur_submission
fecha de fin de análisis: 15/2/2023

Número de palabras: 34.942
Número de caracteres: 266.269

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes

Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.ecoar.in Ventajas y Desventajas Del Acero Como Material Estructural - Ec... https://www.ecoar.in/Ventajas-y-desventajas-del- acero-como-material-estructural/ 14 Fuentes similares	2%		Palabras idénticas : 2% (893 palabras)
2	www.sioingenieria.com VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL https://www.sioingenieria.com/sioinformados_imo.php?ite=8 5 Fuentes similares	1%		Palabras idénticas : 1% (438 palabras)
3	repositorio.uta.edu.ec Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tre... http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/bitstream/123456789/8503/1/Tesis 831 - Montachana Soquea Ricard... 5 Fuentes similares	1%		Palabras idénticas : 1% (437 palabras)
4	repositorio.upse.edu.ec Diseño estructural de un pabellón de tres plantas para la ... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6950/1/JPSE-TIC-2022-0016.pdf 6 Fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (401 palabras)
5	Documento de otro usuario #497941 El documento proviene de otro grupo 1 Fuente similar	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (362 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas) Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

- <https://themaetscientia.fag.edu.br/index.php/rtes/article/view/7244<electronic-resource-num</record</Cite</EndNote>>
- <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/935/1/26836.pdf<electronic-resource-num</record</Cite</EndNote>>
- <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8733<electronic-resource-num</record</Cite</EndNote>>
- <https://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10541<electronic-resource-num</record</Cite</EndNote>>
- <http://www.repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/779<electronic-resource-num</record</Cite</EndNote>>

DEDICATORIA

Cuando me preguntan por mi mamá miro hacia el firmamento y contesto una está en el cielo, y la otra esperándome en casa. La que no está conmigo me enseñó a luchar por mis sueños y objetivos, a levantarme de mis caídas, pero cada vez con más fuerzas; la que me espera en casa forjó mi carácter, paciencia y a defender mis ideales en cualquier circunstancia. Ambas mujeres hicieron de mi la persona que soy ahora, por eso y más les dedico este trabajo de investigación que me llevará a obtener el título de Ingeniera Civil, logro que no es solo mío sino de las tres. Un abrazo al cielo mami Elsa.

También le dedico este logro académico a mi pequeño Dylan el principal motivador de mi vida, a mi amado padre por ser el acero en la estructura de mi vida y porque sin su amor y apoyo incondicional no habría llegado hasta donde estoy. A mi esposo por estar ahí en mis momentos de debilidad, dicen que la novia del estudiante no es la esposa del profesional, pero no es nuestro caso ya que juntos disfrutaremos del tan anhelado éxito.

CINDY.

El presente trabajo investigativo lo dedico a Dios, por ser el inspirador y darme fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de mis anhelos más deseados.

A mis padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy.

A mi hermana y sobrinas por estar siempre presentes, acompañándome y por el apoyo moral, que me brindaron a lo largo de esta etapa de mi carrera.

ANTHONY

AGRADECIMIENTOS

Quien me conoce más que yo misma, el que me otorgó habilidades y sabiduría, el que dispuso lo que quería para mi vida, a Dios a él le estoy eternamente agradecida, le agradezco también a mi pequeño Dylan que fue mi motivación para tomar la decisión de estudiar y poder darle un futuro mejor, a mi papá Fausto Antonio Salinas Severino por estar a mi lado de forma incondicional apoyándome y quitando las piedras del camino y evitar que tropiece. A mi querido esposo Manuel Rodríguez, que a lo largo de estos años de estudio fue el confidente de los altibajos de mi vida estudiantil. A mis hermanos Santiago y Marlon por ser los mejores niños cuando era necesario dejar de ser madre y ser estudiante. A mi tía Betty Tomalá, hubo momentos en que todo era complejo y ella despejaba la incógnita, y, por último, pero no menos importante, le agradezco a mi compañero de tesis Anthony Tomalá por confirmar los aciertos dentro de nuestra investigación.

CINDY.

Agradezco primeramente a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de la carrera, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a mis padres y a mi hermana, por ser los principales promotores de mis sueños, por confiar y creer en mis expectativas, por los consejos, valores y principios que me han inculcado.

ANTHONY

CONTENIDO

Pág.

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	v
CERTIFICACIÓN DE ANTIPLAGIO	vii
DEDICATORIA	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xxviii
LISTA DE TABLAS.....	xxxiii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	5
1.2. ANTECEDENTES	6
<i>Internacionales</i>	6
<i>Nacionales</i>	8
<i>Locales</i>	9
1.3. HIPÓTESIS	11
1.3.1. Hipótesis General	11
1.3.2. Hipótesis específicas.....	11
1.4. OBJETIVOS	11
1.4.1. Objetivo General.....	11
1.4.2. Objetivos Específicos	12
1.5. ALCANCE	12
1.6. VARIABLES.....	13
1.6.1. Variables Independientes.....	13

1.6.2.	Variables Dependientes	13
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO		14
2.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO.....	14
2.2.	SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO RESISTENTE A MOMENTOS... 15	
2.2.1.	Hipótesis de diseño de Hormigón Armado.....	15
2.2.2.	Ventajas del Hormigón Armado como material estructural.....	16
2.2.3.	Desventajas del Hormigón Armado como material estructural.....	17
2.2.4.	Grados del acero de refuerzo	18
2.2.5.	Requisitos de resistencia.....	20
2.2.6.	Resistencia a la compresión.....	21
2.2.7.	Resistencia a la fluencia.	21
2.2.8.	Factores de reducción por resistencia.....	22
2.2.9.	Elementos a flexión.	22
2.2.9.1.	Requisitos para elementos a flexión.....	22
2.2.9.2.	Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión. ...	23
2.2.9.3.	Capacidad de momento.	24
2.2.9.4.	Estribos para confinamiento.....	24
	<i>Requisitos generales.</i>	24
	<i>Ubicación de los estribos para confinamiento</i>.....	25
2.2.10.	Elementos a flexo-compresión	27
2.2.10.1.	Requisitos para elementos a flexo-compresión.....	27
2.2.10.2.	Momentos últimos.....	27
2.2.10.3.	Factor sobre resistencia.	27
2.2.10.4.	Cuantía máxima de refuerzo longitudinal	28
2.2.11.	Diseño de losa.....	32

2.3. Estructura de acero con sistema DryWall y muros de corte con placas de acero.....	36
2.3.1. Diseño Estructural en Acero.....	37
2.3.2. Ventajas del acero como material estructural.....	38
<i>Alta resistencia</i>	38
<i>Uniformidad</i>	38
<i>Flexibilidad</i>	39
<i>Durabilidad</i>	39
<i>Plasticidad</i>	39
<i>Rigidez</i>	39
2.3.3. Desventajas del acero como material estructural	40
<i>Corrosión</i>	40
<i>Costo de la protección contra el fuego</i>	40
<i>Susceptibilidad al pandeo</i>	40
<i>Fatiga</i>	41
<i>Fractura frágil</i>	41
2.3.4. Perfiles estructurales de acero.	41
2.3.5. Normas extranjeras y nacionales.	42
2.3.6. Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) y diseño por esfuerzos permisibles (ASD).	42
2.3.6.1. Resistencia nominal.....	42
2.3.6.2. Combinaciones de carga para método LRFD.....	43
2.3.6.3. Factor de seguridad para (LRFD).....	43
2.3.7. Análisis de miembros a tensión.....	44
2.3.7.1 Resistencia nominal de miembros a tensión.....	44
2.3.8. Tipos de Conexiones	45

Conexión Viga – Columna	46
2.3.9. Sistema DryWall.....	46
2.3.9.1. Características.....	48
a. Versátil:	48
b. Liviano:.....	49
c. De fácil instalación:	49
d. Rapidez en la ejecución:	49
e. Costos y tiempos:.....	49
f. Durabilidad o vida útil:	49
g. Recuperable:.....	49
2.3.9.2. Propiedades.....	50
a. Acústico:	50
b. Térmico:.....	50
c. Incombustible:	50
d. Asísmico:	50
2.3.10. Muros de corte.....	51
2.3.11. Muros Cortina.....	51
2.4. Análisis sismo resistente.....	52
2.4.1. Códigos de diseño.....	52
2.4.2. Clasificación de Cargas	53
Cargas Permanentes.....	53
Instalaciones	54
Cargas Variables.....	54
Cargas Accidentales	55
Cargas Sísmicas	55
Zona sísmica y factor Z	55

2.4.3.	Geología Local	57
2.4.3.1.	Perfiles de suelos para el diseño sísmico	57
2.4.4.	Combinaciones De Carga	57
2.4.5.	Diseño Sismo resistente.....	58
	Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	58
	Fa. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	58
	Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	59
	Fs. Comportamiento no lineal de los suelos	60
	Razón de aceleración espectral y el PGA, h.....	60
	Factor r.....	61
	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	61
	Factor de reducción de resistencia sísmica R y Ductilidad.	62
	Límites permisibles de las derivas de piso.	63
	Control de Deriva de Piso.....	63
	Periodos Límites de Vibración Establecen límites para conformar el espectro de diseño.....	65
	Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.....	66
	<i>Configuración estructural</i>	66
	<i>Configuraciones más complejas</i>	67
	<i>Regularidad en planta y elevación</i>	68
	<i>Irregularidades y coeficientes de configuración estructural</i>	69
2.5.	Presupuesto de Construcción.....	72
2.5.1.	Análisis de Precio Unitario.....	72
	<i>Costos Directos</i>	73
	<i>Costos indirectos</i>	73

<i>Mano de Obra</i>	73
<i>Maquinaria y Equipo</i>	73
<i>Materiales</i>	73
<i>Rendimiento</i>	73
<i>Transporte</i>	74
2.5.2. Comparación Económica De Diseños	74
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	75
3.1. ARQUITECTURA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	75
3.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE 8 PISOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.....	77
<i>Características Estructurales y Arquitectónicas</i>	77
3.2.1. Cargas	77
Carga Muerta	77
<i>Mampostería</i>	77
<i>Enlucido</i>	78
<i>Recubrimiento de Piso</i>	78
<i>Tumbado</i>	78
Carga Viva.....	78
3.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales.	78
3.2.2.1. Predimensionamiento de Losa	78
Cálculo de Carga Muerta y Carga Viva.....	81
3.2.2.2. Predimensionamiento de vigas.....	82
Mayoración de cargas	83
<i>Mayoración de carga piso 1</i>	83
<i>Mayoración de carga de piso 2</i>	83
<i>Mayoración de carga de piso 3-8</i>	83

<i>Carga actuante total de la estructura</i>	83
<i>Carga Última</i>	83
<i>Momento Último</i>	84
<i>Dimensión de viga</i>	84
<i>Viga del eje E entre los ejes 5-6</i>	84
<i>Carga ultima</i>	84
<i>Momento ultimo</i>	84
<i>Dimensión de viga</i>	85
3.2.2.3. Predimensionamiento de columnas	85
Columnas Centrales	85
3.2.2.4. Diseño de cimentación	86
<i>Diseño de Zapata corrida</i>	86
<i>Cortante ultimo del diseño</i>	87
<i>Momento último de diseño</i>	87
<i>Capacidad de carga neta</i>	89
<i>Ancho de la zapata</i>	89
<i>Resistencia que ejerce el suelo sobre la zapata</i>	90
<i>Sección crítica para Mu</i>	90
<i>Resistencia al corte en una dirección</i>	91
<i>Momento flexionante ejercido en la sección crítica</i>	92
<i>Acero de refuerzo para resistir Mu</i>	92
<i>Acero por contracción y temperatura</i>	92
<i>Acero de zapata centrales</i>	93
<i>Acero de zapata laterales</i>	93
3.2.2.5. Diseño de losa Nervada en dos direcciones.	94
<i>Diseño de losa e=25 cm</i>	95

Análisis a flexión	96
3.2.3. Análisis sísmico.....	97
3.2.3.1. Parámetros del análisis sísmico.....	97
<i>Zonificación</i>	97
<i>Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs</i>	97
<i>Coefficiente de Importancia</i>	98
<i>Coefficiente de configuración en Planta y Elevación</i>	98
<i>Factor de reducción de resistencia sísmica</i>	98
<i>Período de vibración fundamental de la estructura</i>	100
<i>Cálculo del coeficiente sísmico</i>	101
3.2.3.2. Análisis modal espectral.....	101
3.2.3.3. Corrección del cortante basal	104
<i>Expresión de cortante basal</i>	104
<i>Corrección del cortante basal estático</i>	105
<i>Corrección del cortante basal dinámico</i>	106
3.2.3.4. Control de derivas de pisos	107
3.3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO CON MUROS NO ESTRUCTURALES WRYWALL Y MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO DE 8 PISOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.	111
3.3.1. Características Estructurales y Arquitectónicas	111
3.3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales	111
3.3.2.1. Predimensionamiento de Losa	111
<i>Carga muerta de la losa</i>	112
Predimensionamiento de vigas secundarias	113
3.3.2.2. Predimensionamiento de vigas principales	116
3.3.2.3. Predimensionamiento de columnas	119

3.3.3.	Análisis sísmico.....	124
3.3.3.1.	<i>Parámetros del análisis sísmico</i>	124
	<i>Zonificación</i>	124
	<i>Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs</i>	124
	<i>Coefficiente de Importancia</i>	124
	<i>Coefficiente de configuración en Planta y Elevación</i>	124
	<i>Factor de reducción de resistencia sísmica</i>	125
3.3.3.2.	<i>Cálculo del coeficiente sísmico</i>	126
3.3.3.3.	Análisis modal espectral.....	127
3.3.3.4.	Corrección del cortante basal	130
	<i>Corrección del cortante basal estático</i>	130
	<i>Corrección del cortante basal dinámico</i>	131
3.3.3.5.	Control de derivas de pisos	132
3.3.4.	Diseño de elementos estructurales de sistema de acero estructural con Drywall y muros de corte de placa de acero.....	139
	<i>3.3.4.1. Diseño de vigas</i>	139
	<i>Cortante torsional de St. Venant</i>	140
	<i>Cortante torsional de Alabeo</i>	140
	<i>Arriostramiento Lateral</i>	140
	<i>Determinación relación ancho-espesor</i>	141
	<i>Resistencia nominal en flexión para miembros compactos</i>	142
	<i>Pandeo lateral torsional</i>	142
	<i>Estado límite de pandeo lateral – torsional</i>	143
	<i>Interacción de flexión y compresión</i>	143
	<i>Diseño de miembro a corte</i>	144
	<i>Cálculo del área del alma del perfil Aw</i>	144

<i>Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma K_v</i>	144
<i>Cálculo del coeficiente de corte del alma C_v</i>	144
<i>Resistencia de corte de diseño</i>	145
3.3.4.2. Diseño de columnas	147
<i>Columna HSS12x12x5/8</i>	147
<i>Coeficiente de esbeltez</i>	147
<i>Determinación de Esbeltez</i>	148
<i>Pandeo por flexión</i>	148
<i>Tensión de pandeo por flexión</i>	149
<i>Resistencia de compresión nominal</i>	149
<i>Resistencia de diseño en compresión</i>	149
<i>Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales</i>	150
<i>Tensión de pandeo por flexión</i>	151
<i>Resistencia de compresión nominal</i>	151
<i>Resistencia de diseño en compresión</i>	152
<i>Determinación relación ancho- espesor</i>	152
<i>Resistencia de flexión nominal</i>	153
<i>Pandeo Local de Ala</i>	154
<i>Pandeo Local de Alma</i>	154
<i>Pandeo lateral torsional</i>	154
<i>Interacción de flexión y compresión</i>	155
<i>Columna HSS10x10x1/2</i>	156
<i>Coeficiente de esbeltez</i>	156
<i>Determinación de Esbeltez</i>	156
<i>Pandeo por flexión</i>	157
<i>Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales</i>	158

<i>Tensión de pandeo por flexión.....</i>	<i>159</i>
<i>Determinación relación ancho- espesor</i>	<i>160</i>
<i>Resistencia de flexión nominal</i>	<i>161</i>
<i>Pandeo Local de Ala.....</i>	<i>162</i>
<i>Pandeo Local de Alma.....</i>	<i>162</i>
<i>Pandeo lateral torsional</i>	<i>162</i>
<i>Interacción de flexión y compresión.....</i>	<i>163</i>
<i>3.3.4.3. Diseño de correa.....</i>	<i>164</i>
<i>Coefficiente de esbeltez.....</i>	<i>164</i>
<i>Determinación de Esbeltez.</i>	<i>164</i>
<i>Pandeo por flexión.....</i>	<i>165</i>
<i>Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.</i>	<i>167</i>
<i>Resistencia de diseño en compresión.....</i>	<i>169</i>
<i>Determinación relación ancho- espesor</i>	<i>169</i>
<i>Resistencia de flexión nominal</i>	<i>171</i>
<i>Interacción de flexión y compresión.....</i>	<i>173</i>
<i>3.3.4.4. Diseño de muro de corte de placa de acero.....</i>	<i>173</i>
<i>Prediseño VBE y HBE.....</i>	<i>175</i>
<i>Elemento VBE</i>	<i>176</i>
<i>Elemento HBE.....</i>	<i>177</i>
<i>Diseño para columna VBE de la estructura de acero con perfil HSS.....</i>	<i>178</i>
<i>Coefficiente de esbeltez.....</i>	<i>179</i>
<i>Determinación de Esbeltez.</i>	<i>179</i>
<i>Pandeo por flexión.....</i>	<i>180</i>
<i>Tensión de pandeo por flexión</i>	<i>180</i>
<i>Resistencia de compresión nominal.....</i>	<i>180</i>

<i>Resistencia de diseño en compresión.</i>	181
<i>Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.</i>	181
<i>Tensión de pandeo por flexión.</i>	182
<i>Resistencia de compresión nominal.</i>	182
<i>Resistencia de diseño en compresión.</i>	183
<i>Determinación relación ancho- espesor</i>	183
<i>Resistencia de flexión nominal</i>	184
<i>Pandeo Local de Ala</i>	185
<i>Pandeo Local de Alma</i>	185
<i>Pandeo lateral torsional</i>	185
<i>Interacción de flexión y compresión</i>	186
<i>Diseño de vigas HBE</i>	187
<i>Cortante torsional de St. Venant</i>	187
<i>Cortante torsional de Alabeo</i>	188
<i>Arriostramiento Lateral</i>	188
<i>Determinación relación ancho-espesor</i>	188
<i>Resistencia nominal en flexión para miembros compactos</i>	189
<i>Pandeo lateral torsional</i>	189
<i>Estado límite de pandeo lateral – torsional</i>	190
<i>Interacción de flexión y compresión</i>	191
<i>Diseño de miembro a corte.</i>	191
<i>Cálculo del área del alma del perfil A_w</i>	191
<i>Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma K_v</i>	191
<i>Cálculo del coeficiente de corte del alma C_v</i>	192
<i>Resistencia de corte de diseño.</i>	192
3.3.4.5. Diseño de la cimentación	193

<i>Diseño de Zapata Aislada</i>	193
<i>Esfuerzo último de diseño</i>	194
<i>Análisis estructural</i>	194
<i>Cortante último</i>	195
<i>Cortante en 1 dirección.</i>	197
<i>Cantidad de varillas</i>	199
<i>Cálculo de área de acero de zapata</i>	200
<i>Zapata combinada</i>	200
<i>Predimensionamiento de Zapata Combinada</i>	201
<i>Esfuerzo efectivo de diseño</i>	201
<i>Cálculo de Área</i>	201
<i>Cargas Últimas</i>	203
<i>Diagrama de momentos</i>	205
<i>Verificación corte flexión</i>	205
<i>Resistencia al corte del concreto</i>	205
<i>Verificación por funcionamiento</i>	206
<i>Columna Exterior</i>	206
<i>Fuerza cortante ultima</i>	206
<i>Resistencia al corte del concreto</i>	206
<i>Columna Interior</i>	206
<i>Fuerza cortante última</i>	206
<i>Resistencia al corte del concreto</i>	207
<i>Diseño de refuerzo longitudinal</i>	207
<i>Cuantía balanceada</i>	208
3.3.4.6. Diseño de pedestal.....	210
<i>Cálculo de acero longitudinal del pedestal</i>	210

3.3.4.7.	Diseño de placa base	213
	<i>Momento de magnitud pequeña.....</i>	<i>216</i>
	<i>Cálculo de longitud de soporte y tensión en los pernos.</i>	<i>216</i>
	<i>Determinar espesor requerido.....</i>	<i>217</i>
	<i>Determinar resistencia a tensión del perno.</i>	<i>218</i>
a.	<i>Resistencia a la tensión ϕR_n del perno.</i>	<i>218</i>
	<i>Cono de ruptura del perno</i>	<i>219</i>
	<i>Área proyectada de falla de un grupo de pernos.</i>	<i>220</i>
	<i>Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-14)</i>	<i>224</i>
	<i>Capacidad a cortante en la base.....</i>	<i>226</i>
3.4.	PAREDES NO ESTRUCTURALES DRYWALL.	229
3.5.	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	231
3.5.1.	Análisis económico de la estructura de hormigón armado resistente a momentos y estructura de acero con drywall y muros de corte de placa de acero.....	231
3.5.1.1.	Memoria de calculo.....	231
3.5.1.2.	Análisis de precios unitarios.	232
3.5.1.3.	Presupuesto de estructuras	232
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		234
4.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE ENTRE EL SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL CON DRYWALL Y MUROS DE CORTE DE PLACA DE ACERO.	234
	Torsión.....	234
	Cortante basal	234
	Derivas.....	235
	Peso.....	235
	Modos de vibración	235

4.2.	ANÁLISIS DE MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL DRYWALL.	236
4.3.	ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO.	236
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		238
5.1.	CONCLUSIONES	238
5.2.	RECOMENDACIONES	240
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		241
ANEXOS.....		246
	Apéndice A.....	246
	Apéndice B	266
	Apéndice C	311

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 <i>Estructura de un edificio de hormigón armado</i>	15
Figura 2 <i>Características de elementos a flexión.</i>	23
Figura 3 <i>Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión</i>	24
Figura 4 <i>Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal</i>	25
Figura 5 <i>Separación de estribos para elemento viga</i>	26
Figura 6 <i>Separación de estribos para elemento columna</i>	30
Figura 7 <i>Ejemplo de refuerzo transversal en columnas</i>	32
Figura 8 <i>Coeficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 1-5.</i>	33
Figura 9 <i>Coeficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 6-10.</i>	34
Figura 10 <i>Coeficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 11-15.</i>	35
Figura 11 <i>Coeficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 16-18.</i>	36
Figura 12 <i>Estructura de un edificio de acero.</i>	37
Figura 13 <i>Perfiles laminados de acero.</i>	41
Figura 14 <i>Tipos de miembros a tensión</i>	44
Figura 15 <i>Detalle de conexión viga W - columna HSS</i>	45
Figura 16 <i>Detalle de la conexión de plancha apernada al ala. Adaptado de la Norma ANSI/AISC 358-10</i>	46
Figura 17 <i>Composición de sistema Drywall</i>	47
Figura 18 <i>Elaboración de una pared DryWall no estructural</i>	48
Figura 19 <i>Edificio de acero estructural</i>	52

Figura 20 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	56
Figura 21 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a	64
Figura 22 Detalle arquitectónico del nivel #1 de la estructura.....	75
Figura 23 Detalle arquitectónico del nivel #2 de la estructura.....	76
Figura 24 Detalle arquitectónico de los niveles 3, 4, 5, 6, 7 y 8 de la estructura.	76
Figura 25 Sección "T" losa $h=25\text{cm}$	79
Figura 26 Sección de la losa.	80
Figura 27 Pórtico del edificio con la Ocupación de cada piso	82
Figura 28 Detalle de Zapata corrida.....	87
Figura 29 Sección transversal de la Zapata Corrida	88
Figura 30 Capacidad de carga neta	89
Figura 31 Carga ultima de la zapata.....	90
Figura 32 Análisis de zapata mediante la fuerza cortante en una dirección	91
Figura 33 Arquitectura de la losa.	95
Figura 34 Clasificación de losa según las tablas del coeficiente.	96
Figura 35 Sección transversal de losa.	96
Figura 36 Coeficiente de diseño de la estructura.	97
Figura 37 Condiciones de borde.....	97
Figura 38 Espectro Elástico de la provincia de Santa Elena suelo tipo C.....	100
Figura 39 Gráfica de Espectro inelástico.....	103
Figura 40 Gráfica de comparación entre el espectro elástico y el espectro inelástico.	104
Figura 41 Peso de la estructura.....	105
Figura 42 Datos de cortante dinámico	105
Figura 43 Corrección del coeficiente sísmico	106

Figura 44	<i>Datos del cortante basal dinámico en dirección X y Y</i>	106
Figura 45	<i>Corrección de la aceleración del espectro Santa Elena</i>	107
Figura 46	<i>Gráfica de derivas máximas Edificio de Hormigón Armado</i>	107
Figura 47	<i>Detalle de la losa</i>	112
Figura 48	<i>Predimensionamiento de vigas secundarias</i>	113
Figura 49	<i>Momento último de la viga secundaria</i>	114
Figura 50	<i>Detalle de la viga secundaria W8x28</i>	116
Figura 51	<i>Diagrama de viga con su respectiva carga puntual</i>	117
Figura 52	<i>Detalle de la figura W12x53</i>	118
Figura 53	<i>Detalle de la viga W10x45</i>	118
Figura 54	<i>Detalle de la viga W12x40</i>	118
Figura 55	<i>Vista en planta de áreas tributarias</i>	120
Figura 56	<i>Tabla 4-14 AISC</i>	122
Figura 57	<i>Detalle de la Columna HSS12x12x1/2</i>	123
Figura 58	<i>Detalle de Columna HSS12x12x5/8</i>	123
Figura 59	<i>Espectro elástico de la provincia de Santa Elena suelo tipo C</i>	126
Figura 60	<i>Espectro inelástico</i>	129
Figura 61	<i>Espectro Sísmico</i>	129
Figura 62	<i>Peso total de la estructura</i>	130
Figura 63	<i>Corrección del coeficiente de dirección.</i>	131
Figura 64	<i>Valores del cortante Vasal Dinámico</i>	131
Figura 65	<i>Corrección del Cortante Vasal Dinámico</i>	132
Figura 66	<i>Grafica de Deriva máxima Edificio de Acero Estructural DryWall</i>	133
Figura 67	<i>Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K</i>	147
Figura 68	<i>Pu de E5 (HSS12x12x5/8) resultado de Etabs</i>	149
Figura 69	<i>Demanda sobre capacidad radio resultado de Etabs</i>	155

Figura 70	<i>Pu de F5 (HSS10x10x1/2) resultado de Etabs</i>	158
Figura 71	<i>Demanda sobre capacidad radio Etabs</i>	163
Figura 72	<i>Demanda sobre capacidad Radio resultado de Etabs</i>	173
Figura 73	<i>Conexión alma - marco del muro</i>	175
Figura 74	<i>Pu de VBE (HSS16x16x1) resultado de Etabs</i>	181
Figura 75	<i>Demanda sobre capacidad Radio resultado de Etabs</i>	186
Figura 76	<i>Fuerza Cortante</i>	193
Figura 77	<i>Detalle de zapata aislada Cortante en 2 direcciones</i>	194
Figura 78	<i>Detalle zapata aislada Cortante en 1 dirección</i>	197
Figura 79	<i>Detalle de Zapata Combinada</i>	202
Figura 80	<i>Gráfica de cargas aplicadas sobre la zapata</i>	204
Figura 81	<i>Diagrama de corte</i>	204
Figura 82	<i>Diagrama de momentos</i>	205
Figura 83	<i>Verificación por corte a flexión</i>	205
Figura 84	<i>Verificación por funcionamiento</i>	206
Figura 85	<i>Diseño de refuerzo longitudinal</i>	207
Figura 86	<i>Diseño de refuerzo transversal</i>	209
Figura 87	<i>]Diseño de refuerzo transversal corte A´</i>	209
Figura 88	<i>Separación de acero transversal</i>	212
Figura 89	<i>Pedestal de concreto para placa base</i>	214
Figura 90	<i>Detalle arquitectónico de la placa base</i>	215
Figura 91	<i>Corte A-A de la placa base</i>	217
Figura 92	<i>Área proyectada de falla de un grupo de pernos</i>	220
Figura 93	<i>Edificio de acero estructural con perfiles tipo Cx8x4x1.5 asignados</i>	229
Figura 94	<i>Edificio de acero estructural sin mampostería estructural DryWall</i>	230

Figura 95 <i>Grafica de derivas máximas para Edificio sin mampostería DryWall estructural.....</i>	231
Figura 96 <i>Comparación de costos de elementos estructurales y no estructurales.....</i>	237

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 <i>Características dimensionales y físicas de las varillas corrugadas para hormigón</i>	19
Tabla 2 <i>Especificaciones mecánicas de las varillas lisas y corrugadas para hormigón</i>	20
Tabla 3 <i>Factores de reducción.</i>	22
Tabla 4 <i>Normas extranjeras y nacionales.</i>	42
Tabla 5 <i>Materiales (estructurales y no estructurales).</i>	53
Tabla 6 <i>Cargas no sísmicas</i>	54
Tabla 7 <i>Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.</i>	56
Tabla 8 <i>Clasificación de perfiles de suelo.</i>	57
Tabla 9 <i>Combinaciones de carga para el diseño por resistencia última</i>	58
Tabla 10 <i>Valores del coeficiente Fa</i>	59
Tabla 11 <i>Valores del coeficiente Fd</i>	59
Tabla 12 <i>Valores de coeficiente Fs</i>	60
Tabla 13 <i>Valores de la razón espectral</i>	60
Tabla 14 <i>Factor r</i>	61
Tabla 15 <i>Categoría de edificio y coeficiente de importancia I</i>	61
Tabla 16 <i>Factor de reducción de resistencia sísmica</i>	62
Tabla 17 <i>Valores máximos de derivas de piso.</i>	63
Tabla 18 <i>Valores de Ct y a según el tipo de edificio.</i>	65
Tabla 19 <i>Configuración estructural recomendada</i>	67
Tabla 20 <i>Irregularidades de elevación y en planta</i>	68

Tabla 21	<i>Coficiente de irregularidad en planta.</i>	69
Tabla 22	<i>Coficiente de irregularidad en elevación.</i>	70
Tabla 23	<i>Propiedades del Hormigón.</i>	77
Tabla 24	<i>Detalle de la carga viva por niveles.</i>	78
Tabla 25	<i>Resultados de la inercia de la losa.</i>	80
Tabla 26	<i>Peso propio de la losa</i>	81
Tabla 27	<i>Análisis de carga viva y carga muerta.</i>	81
Tabla 28	<i>Peso de las cargas según el nivel de ocupación.</i>	81
Tabla 29	<i>Carga muerta.</i>	82
Tabla 30	<i>Predimensionamiento de vigas</i>	86
Tabla 31	<i>Predimensionamiento de Columnas.</i>	86
Tabla 32	<i>Especificaciones del ACI 218-14.</i>	86
Tabla 33	<i>Datos de cargas para la zapata corrida.</i>	88
Tabla 34	<i>Datos de dimensiones Zapata corrida.</i>	88
Tabla 35	<i>Datos para el cálculo de la carga neta</i>	89
Tabla 36	<i>Datos para el cálculo de B (ancho de zapata)</i>	89
Tabla 37	<i>Detalle de ϕ Acero de Zapatas corridas centrales</i>	93
Tabla 38	<i>Verificación del cortante</i>	93
Tabla 39	<i>Acero de refuerzo para momentos (M_u)</i>	93
Tabla 40	<i>Acero por contracción y temperatura</i>	93
Tabla 41	<i>Detalle de ϕ Acero de Zapatas corridas laterales.</i>	94
Tabla 42	<i>Normas de diseño de losa.</i>	94
Tabla 43	<i>Fa, Fd y Fs para suelo tipo C.</i>	98
Tabla 44	<i>Factores para el cálculo del Cortante Basal</i>	98
Tabla 45	<i>Valores para el Espectro Elástico</i>	101
Tabla 46	<i>Espectro elástico para factor de reducción R=5</i>	102

Tabla 47	<i>Derivas de piso Edificio de Hormigón Armado</i>	108
Tabla 48	<i>Participación Modal de la estructura.</i>	110
Tabla 49	<i>Propiedades de acero</i>	111
Tabla 50	<i>Volúmenes de hormigón para losa</i>	111
Tabla 51	<i>Propiedades de placa colaborante obtenido de catálogo</i>	112
Tabla 52	<i>Peso propio de la losa</i>	113
Tabla 53	<i>Detalle de dimensiones de la viga W8x28</i>	116
Tabla 54	<i>Detalle de la Viga W12x53</i>	118
Tabla 55	<i>Detalle de las vigas W12x40 y W10x45</i>	119
Tabla 56	<i>Peso propio de la losa</i>	119
Tabla 57	<i>Detalle de columnas HSS</i>	123
Tabla 58	<i>Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs</i>	124
Tabla 59	<i>Coefficiente de importancia.</i>	124
Tabla 60	<i>Factor de reducción de resistencia sísmica</i>	125
Tabla 61	<i>Factores según el tipo de suelo</i>	127
Tabla 62	<i>Valores según factor de reducción R=5</i>	127
Tabla 63	<i>Derivas de piso Edificio de Acero Estructural DryWall</i>	133
Tabla 64	<i>Participación modal de la estructura Edificio de Acero Estructural DryWall</i>	138
Tabla 65	<i>Propiedades de la viga</i>	139
Tabla 66	<i>Arriostamiento lateral vigas</i>	145
Tabla 67	<i>Verificación del ala de la viga compactada</i>	145
Tabla 68	<i>Verificación del alma de la viga compactada</i>	146
Tabla 69	<i>Verificación de resistencia del elemento viga</i>	146
Tabla 70	<i>Diseño a corte de vigas.</i>	146
Tabla 71	<i>Características del elemento columna HSS12x12x5/8</i>	147

Tabla 72	<i>Características del elemento columna HSS12x12x1/2</i>	156
Tabla 73	<i>Detalle del elemento correa G8x4x1.5</i>	164
Tabla 74	<i>Detalle de muro de corte placa de acero</i>	173
Tabla 75	<i>Fuerzas de piso y cortante en cada muro</i>	174
Tabla 76	<i>Factor B de amplificación para cada piso del muro</i>	175
Tabla 77	<i>Detalle del elemento VBE</i>	176
Tabla 78	<i>Elemento Columna diseñado para soportar el muro de corte</i>	176
Tabla 79	<i>Detalle del elemento HBE</i>	177
Tabla 80	<i>Elemento Viga diseñado para soportar el muro de corte</i>	177
Tabla 81	<i>Detalle de elementos estructurales que sostienen los muros de corte</i>	178
Tabla 82	<i>Detalle de la columna VBE</i>	179
Tabla 83	<i>Propiedades de la viga HBE</i>	187
Tabla 84	<i>Resultados del análisis de diseño zapata aislada</i>	199
Tabla 85	<i>Datos de la Zapata Aislada</i>	200
Tabla 86	<i>Cargas para el diseño del pedestal</i>	201
Tabla 87	<i>Datos de la zapata combinada</i>	201
Tabla 88	<i>Cargas para el diseño de Zapata Combinada</i>	203
Tabla 89	<i>Datos de refuerzo longitudinal para el diseño de Zapata combinada</i>	207
Tabla 90	<i>Acero de refuerzo para momentos (M_u -)</i>	208
Tabla 91	<i>Acero de refuerzo para momentos (M_u +)</i>	208
Tabla 92	<i>Distribución de acero longitudinal de la zapata</i>	208
Tabla 93	<i>Área de Acero de refuerzo transversal</i>	210
Tabla 94	<i>Detalle de ϕ acero para Zapata</i>	210
Tabla 95	<i>Datos de las columnas para cada pedestal</i>	210
Tabla 96	<i>Acero longitudinal para pedestal</i>	211
Tabla 97	<i>Detalle del armado del pedestal para cada columna</i>	211

Tabla 98 <i>Resistencia a la compresión del concreto</i>	212
Tabla 99 <i>Zona de confinamiento</i>	212
Tabla 100 <i>Separación de estribos</i>	213
Tabla 101 <i>Datos de la placa base</i>	213
Tabla 102 <i>Datos geométricos de la placa base</i>	214
Tabla 103 <i>Datos Geométricos del pedestal de concreto</i>	215
Tabla 104 <i>Datos de excentricidad</i>	216
Tabla 105 <i>Longitud de soporte y tensión en los pernos</i>	217
Tabla 106 <i>Espesor requerido de la placa base</i>	218
Tabla 107 <i>Resistencia a la tensión del perno</i>	219
Tabla 108 <i>Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto.</i>	219
Tabla 109 <i>Cono de ruptura local de un perno</i>	222
Tabla 110 <i>Resistencia de desprendimiento</i>	223
Tabla 111 <i>Resistencia de arrancamiento</i>	225
Tabla 112 <i>Capacidad a cortante en la base</i>	226
Tabla 113 <i>Espesor de placa base</i>	227
Tabla 114 <i>Tensión de pernos</i>	227
Tabla 115 <i>Ruptura del concreto</i>	227
Tabla 116 <i>Desprendimiento</i>	228
Tabla 117 <i>Capacidad de corte</i>	228
Tabla 118 <i>Casos de interacción</i>	228
Tabla 119 <i>Presupuesto Edificio de Hormigón Armado</i>	232
Tabla 120 <i>Presupuesto Edificio de Acero Estructural</i>	233
Tabla 121 <i>Comparación de torsión en la estructura</i>	234
Tabla 122 <i>Comparación de cortante basal</i>	234

Tabla 123	<i>Comparación de derivas</i>	235
Tabla 124	<i>Comparación de peso</i>	235
Tabla 125	<i>Modos de vibración</i>	235
Tabla 126	<i>Modos de vibración UX, UY, UZ</i>	236
Tabla 127	<i>Comparación de costos de Sistemas de Construcción.</i>	236

“DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS COMPARATIVO
TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE SISTEMA DE HORMIGÓN
ARMADO Y SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS”

Autores: Salinas Tomalá Cindy Lissette y
Tomalá Catuto Anthony Enrique
Tutor: Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. Msc

RESUMEN

Se realizó el diseño de dos estructuras con diferentes sistemas constructivos; sistema de hormigón armados con pórticos resistentes a momentos y sistema de acero estructural con DryWall y muros de corte, para suelo tipo C predominante en la provincia de Santa Elena. Localidad en donde predomina la construcción con el sistema tradicional. Es por tal motivo que en el presente trabajo de titulación se ejecutó el respectivo análisis sismorresistente espectral dinámico para ambas estructuras y se realizó la comparación de dichos sistemas y su posible comportamiento ante un evento sísmico. La estructura de acero fue diseñada con tabiquería estructural DryWall para paredes perimetrales, y mediante la observación de resultados de derivas de la estructura de acero con y sin DryWall estructural en el programa Etabs, concluimos que dichas paredes estructurales aportan rigidez a la estructura. Otro aspecto que se comparó fue el económico, al término de la presente investigación se afirma que la estructura de acero es más eficiente durante el sismo, pero económicamente más costosa.

PALABRAS CLAVE: ANÁLISIS SISMORRESISTENTE, DRYWALL, COMPARACIÓN, ECONÓMICO.

**“SEISMIC RESISTANT DESIGN AND TECHNICAL-ECONOMIC
COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN REINFORCED CONCRETE
SYSTEM AND DRYWALL SYSTEM FOR 8-STORY BUILDING”**

Authors: Salinas Tomalá Cindy Lissette y
Tomalá Catuto Anthony Enrique

Tutor: Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello. Msc

ABSTRACT

The design of two structures with different construction systems was carried out; a reinforced concrete system with moment-resistant frames and a structural steel system with DryWall and shear walls, for soil type C predominant in the province of Santa Elena. This is a place where the traditional construction system predominates. For this reason, the respective dynamic spectral seismic-resistant analysis was carried out for both structures and a comparison of these systems and their possible behavior in a seismic event was made. The steel structure was designed with DryWall structural partitions for perimeter walls, and by observing the results of drifts of the steel structure with and without structural DryWall in the Etabs program, we concluded that these structural walls provide stiffness to the structure. Another aspect that was compared was the economic one, at the end of the present investigation it is affirmed that the steel structure is more efficient during the earthquake but economically more expensive.

KEYWORDS: SEISMIC-RESISTANT ANALYSIS, DRYWALL, COMPARISON,
ECONOMIC.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

En la actualidad los avances en ciencia y tecnología están a la vanguardia de innovación en los diferentes campos de la sociedad, por tal motivo el área de la construcción civil debe adaptarse a estos cambios en cuanto al ámbito estructural, económico y técnico mediante la implementación de nuevos sistemas constructivos. (Quimbay Herrera, 2019), cita que, son muchas las razones por las que las empresas de construcción y la industria de materiales de construcción pueden implementar la innovación en todos sus procesos, incluyendo el uso de nuevas tecnologías constructivas, desarrollo y uso de materiales optimizados, nuevos métodos de control, aplicación de tecnología y equipos y modelos de gestión hacia la innovación. Según (Ghio Castillo, 1995) las diferentes disciplinas ingenieriles avanzan cada año en cuanto a desarrollos y descubrimientos que, con el soporte de la ciencia, le brindan mejores alternativas de vida a la sociedad.

Una opción viable que se debe poner en práctica para nuevas y modernas construcciones es la aplicación del Sistema de Construcción DryWall (muro seco), en la investigación de (Rachid & Santos, 2016) menciona que este sistema está presente en algunas obras, abaratando costes, reduciendo tiempo de construcción, ofreciendo una reducción de la carga total soportada por un edificio, posibilitando la reducción de residuos y el aislamiento acústico de la urbanización, que puede sumar cualidades superiores al uso de mampostería convencional. (Aguiar, Del Castillo, Mizobe, & Mendoza, 2016) evaluaron otras ventajas del sistema Drywall una de ellas es que permite colocar con mucha facilidad las instalaciones Eléctricas, Hidrosanitarias, instalaciones de Voz y Datos, y en caso de existir algún daño, presta mucha facilidad para desmontar las planchas de Gypsum y proceder a las reparaciones necesarias.

El Sistema de Construcción DryWall (muro seco) no estructural, propuesto en el presente trabajo de investigación es una tabiquería con estructura de acero usando perfiles tipo C laminados en caliente, (Espinosa Brenes, 2006) en su trabajo de grado tuvo como objetivo primordial elaborar un manual para el diseño de estructuras metálicas laminadas en caliente, considerando las nuevas

especificaciones utilizadas por el AISC (American Institute of Steel Construction) y las cuales se basan en la teoría de factores de carga (LRFD: Load Resistance Factor Design), comúnmente usado en estructuras metálicas. (Nájera Ocampo, 2014) afirma que los perfiles laminados en caliente son Isotrópicos, tienen buena tenacidad, su estructura es cristalina y homogénea, además existen piezas de gran tamaño. Además de que aporta estructuralmente a la edificación según resultados obtenidos del programa ETABS.

El Sistema de Hormigón Armado, en esta ciudad y región del país, se ha utilizado por varias décadas, haciendo que los métodos de construcción se vuelvan convencionales y habituales, dejándonos en desventaja referente a los sistemas constructivos de otros países. (Borja Fernández, 2020) recomienda que no se debe dejar de tomar en cuenta el comportamiento de una estructura ante un posible evento sísmico, diseñada bajo normas actuales. El problema radica en conseguir departamentos seguros, puesto que pertenecemos a una zona sísmica, es por ello necesario evaluar otros tipos de sistema que ofrezcan seguridad. Uno de estos sistemas son las estructuras de acero afirma (Untiveros Acuña, 2020).

Con el fin de evaluar las ventajas y desventajas de dos métodos constructivos, (Carphio Martínez & Estrada Aguayo, 2017) plantea realizar una comparación técnica económica entre el sistema tradicional de Hormigón Armado y el de Acero estructural que ha ido ganando espacio en el sector de la construcción, por su parte (REYES, 2014) en su trabajo de titulación de Estudio comparativo de sistemas estructurales opto por estructuras aporticadas para el diseño de un edificio tanto en el caso del Hormigón armado como del acero estructural en la ciudad de Cuenca concluyendo que el sistema de optima ejecución es el de acero estructural, pero los parámetros técnicos y formas de construcción han variado en el transcurso de estos años, es necesario realizar un estudio más profundo de las diferencias de estos dos materiales, con el propósito de determinar cuál resultaría el óptimo y viable para la construcción.

(Henaó Ángel, 2013) en su proyecto de grado para optar por el título de Magister afirma que la finalidad última del diseño sísmico y las construcciones sismo-resistentes es la de proporcionar estructuras seguras que preserven la vida humana

ante fenómenos naturales que alteran las condiciones normales de una edificación. Para lograr este objetivo, la ingeniería estructural ha propuesto modelos y metodologías de diseño. (Jaramillo Castillo & Zumba Quinde, 2021) en su trabajo de titulación de Desempeño sísmico evalúan el comportamiento sísmico del edificio donde funciona Delgado Travel en la provincia de Santa Elena, se revisaron los planos estructurales, para observar la configuración de plantas, elevaciones, armado de hierro en columnas y vigas, se elaboró el modelado de dicha estructura para conocer si mantenía los lineamientos establecidos en la NEC-15, se realizó un análisis lineal estático (Modal Espectral), análisis que se efectuó en el presente tema de investigación para verificar el cortante basal, chequeo de derivas y desplazamientos laterales generados por cargas gravitacionales.

La acelerada progresión demográfica que existe en Ecuador según (Campoverde Piguave, 2022) y riesgos sísmicos de la zona, motiva a realizar este tipo de estudio y análisis comparativo mediante la aplicación de cálculos estructurales y diseño sismorresistente. Verificando los resultados obtenidos de los cálculos, por medio de software estructural ETABS.

(Guzmán Sáenz, 2014), recomienda que para realizar un diseño sismorresistente los cálculos deben estar basados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, American Concrete Institute ACI-316 y American Institute of Steel Construction AISC16.

(Cepeda & Telmo, 2017) en su análisis estructural y económico comparativo recalca que en la actualidad prevalece la influencia tecnológica norteamericana, de tal forma que nuestro actual código de construcciones está basado y es una traducción del norteamericano.

La actual condición social y económica que deja la crisis sanitaria en el país (Naranjo, Navas, Riascos, & Malla, 2022), implica buscar nuevas alternativas en los métodos de construcción, que sean potencialmente económicos para que se ejecuten en la región, en este trabajo de investigación se determina y detalla la diferencia de costos de materiales de construcción, mano de obra y sus respectivos análisis de precios unitarios, entre el Sistema de Hormigón Armado con Pórticos Dúctiles Resistente a Momentos y Sistema DryWall con muros de corte resistentes

a sismo, y así evidenciar que sistema de construcción es económicamente rentable de ejecutar, similar al trabajo de investigación de (Cruz Castro, 2018) que consta con criterios de estructuración y redimensionamiento, metrado de cargas, análisis y diseños de manera conjunta para su evaluación sísmica, estructural, cimentaciones y costos.

Para determinar cuál de estos sistemas presenta una mejor viabilidad en la construcción del proyecto mediante el análisis técnico se pretende realizar un estudio que abarque todas las etapas constructivas del proyecto, desde el desarrollo de planos arquitectónicos, planos estructurales, procesos constructivos para ambos sistemas, y en base a esta información realizar el análisis económico del proyecto en el que se espera obtener. (Saldaña Galvez & Corzo Soldevilla, 2017) en su tesis de grado al concluir el diseño, procedieron a realizar el presupuesto y programación para la ejecución, obteniendo así el costo y tiempo.

Finalmente, seleccionar la propuesta que cumpla los requerimientos técnico – económicos, con el cual el dueño del proyecto realice la menor inversión para su implementación tal como lo realizó (Pazmiño Ordóñez & Ushiña Paredes, 2022).

Realizar la determinación del precio unitario de una actividad o partida (estructura de costos) a ejecutar en una obra, o cuando el constructor la estudia para preparar su proposición al momento de concursar o licitar un proyecto determinado como lo hizo (Pazmiño Ordóñez & Ushiña Paredes, 2022).

Determinar las unidades de medida (m, m², m³, kgf, pza, punto, entre otras) y los precios unitarios, tomando en cuenta para estos últimos no solo el precio de los materiales, equipos y mano de obra, sino las circunstancias especiales en las que se va a realizar la obra (% administración, % utilidad I.V.A., financiamiento, bonos, entre otros. Esto obliga a realizar un análisis profundo de la estructura de costos (VILLEGAS LUIS, 1998). Por su parte (Correa Vallejo & Machado Salazar, 2012), en el análisis de precios unitarios, se tomó en consideración la actual base de datos de la Cámara de la Construcción de Quito, los mismos que se manejan en el software Pro Excel, programa muy útil en la elaboración de presupuestos. Como

referencia a este estudio se utiliza como base de datos: tablas de la Contraloría General del Estado y la Cámara de la Construcción de Guayaquil.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

¿Por qué es importante realizar un análisis comparativo entre el sistema de construcción tradicional y otro sistema de construcción?, que probablemente sea beneficioso en cuanto a costo y tiempo de ejecución, sin dejar de lado los parámetros sísmicos y de seguridad.

Dentro del campo de la ingeniería civil en países subdesarrollados prevalece la construcción de edificaciones con el sistema de hormigón armado, por este motivo es fundamental buscar una nueva alternativa y preguntar ¿Qué diferencias hay entre el sistema tradicional de hormigón armado y el particular sistema de acero estructural con DryWall?, para un edificio de 8 pisos que sea tan funcional y eficiente como en el sistema tradicional.

Actualmente en la Provincia de Santa Elena y en el país comúnmente se aplica el sistema de hormigón armado, debido a tener escaso conocimiento de los demás sistemas de construcción que generalmente pueden presentar mejores técnicas y costos de ejecución, entonces es de gran importancia proponer un análisis técnico y económico para un diseño de una edificación de 8 plantas para poder comparar estos dos sistemas tanto hormigón armado como DryWall (muros secos no estructurales reforzados), las ventajas que puede tener el uno con el otro al construir este tipo de edificación, y verificando mediante software si la construcción en DryWall es eficiente para 8 plantas.

Se debe tener en cuenta que las edificaciones deben ser diseñadas para complacer las necesidades de la sociedad, pero, teniendo principalmente en cuenta el costo y seguridad que va a tener la estructura, en pocas palabras hacer un análisis técnico y económico considerando los requerimientos que exige la norma sísmica NEC-15 vigente y la norma estadounidense ASCE 7-16 para lograr una edificación resistente, dúctil y sobre todo estable.

1.2. ANTECEDENTES

Internacionales

En el barrio Ex - Aeroclub de la ciudad de Corrientes Argentina (Arengo Piragine, Breard, & Pilar, 2020) realizaron la comparación de dos sistemas constructivos para viviendas de interés social. Los elegidos para la comparación son: el sistema húmedo a base de mampuestos y el steel framing, que significa “bastidor o estructura de acero” y la construcción húmeda tradicional que es un sistema constructivo formado por una estructura de paredes portantes, constituidas por mampuestos de diferentes materiales relacionados entre sí mediante morteros y elementos rigidizantes de hormigón armado.

Para posibilitar el análisis comparativo de ambas viviendas el tipo de fundación adoptada es una platea de hormigón (compatible con ambos sistemas, con adecuada seguridad estructural y con un costo razonable) con vigas perimetrales para su rigidización en coincidencia con las principales paredes portantes. También se consideran dos espesores de la losa de fundación, de menores dimensiones a los alrededores de la vivienda, generando una vereda perimetral, que resulta una medida preventiva para evitar la humedad de cimientos. Una vez dimensionada la fundación se procede al análisis estructural de la vivienda. Al ser un prototipo de una sola planta, no se realiza un cálculo para el prototipo tradicional, solo se reprodujo la misma teniendo como base una vivienda propuesta por el Instituto de Vivienda de Corrientes (INVICO).

Por otro lado, se realiza el análisis estructural de los perfiles que componen el entramado metálico del prototipo con steel framing. Al consistir éste en una estructura muy liviana se tienen en mayor consideración las cargas de succión generadas por la acción del viento que las gravitatorias por su peso propio.

En el cálculo y verificación de los perfiles se toma como hipótesis que sólo la estructura metálica es la encargada de resistir todos los esfuerzos a los que está sometida la vivienda. Se estudian uniones entre los elementos metálicos y los paneles a reforzar con sus respectivas cargas en función de la combinación de éstas

que generan los efectos más perjudiciales en la estructura, en búsqueda de los perfiles que se encuentran más solicitados a cada uno de los respectivos esfuerzos. Una vez identificados se calcula sus resistencias de diseño en función de lo establecido en el reglamento CIRSOC 303, buscando que sean mayores a las resistencias requeridas.

Ejecutado el cómputo de cada vivienda, se procede a realizar el costo – costo mediante el método de análisis de precios unitarios, discriminando el costo de los materiales y el de la mano de obra. Para el análisis del costo de los materiales se realizan consultas a proveedores locales y revistas especializadas (Arquitectura & Construcción N°398, noviembre 2018), mientras que para el análisis del costo de la mano de obra se obtiene multiplicando la cantidad de horas necesarias para la ejecución de la obra por ítem por el jornal real del obrero. En el caso de steel framing, se consideran obreros con el rango de oficiales especializados, mientras que las horas necesarias de ejecución de cada tarea se calculan en base al rendimiento provisto por empresas privadas que se dedican a realizar el sistema en la región. El costo – costo se calcula entonces sumando los costos de material más los costos por mano de obra por rubro. El costo es el resultado de la suma del costo – costo y los gastos generales de la obra. En estos gastos generales se incluyeron por un lado los gastos generales directos, propios de la obra y los gastos generales indirectos, propios de la empresa.

En una tesis realizada en el Distrito de Lurigancho– Perú por (Saldaña Galvez & Corzo Soldevilla, 2017) se estudió la “Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares”, se desarrolló con la finalidad de comprobar que la construcción de una edificación diseñada con estructuras metálicas destinada a vivienda para múltiples familias sea de igual o mayor factibilidad que la misma edificación diseñada en concreto armado. La presente tesis responde a un tipo de investigación cuantitativo, de nivel descriptivo y diseño transversal, no experimental. Mediante un trabajo en gabinete, el diseño de una edificación para ambos sistemas estructurales acero y concreto armado, del cual se obtiene su comportamiento sísmico, presupuesto y programación de ejecución. El diseño de los elementos estructurales de concreto armado se realizó

siguiendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú; en el caso del diseño de las estructuras metálicas, se realizó siguiendo las normas del American Institute of Steel Construction (AISC). En el caso de la edificación de concreto armado, primero se pre dimensionan los elementos estructurales, buscando que sean los más óptimos, para que su definición en el programa asistido por computadora ETABS 2016, software de diseño de edificios integrados, se acerque más al comportamiento real de los sismos, una vez evaluado los resultados de los desplazamientos laterales, se pasa a sustraer las fuerzas internas para el diseño; al concluir el diseño, se procede a hacer el presupuesto y programación para la ejecución, obteniendo así el costo y tiempo.

Al concluir el diseño, se procede a hacer el presupuesto y programación para la ejecución, obteniendo así el costo y tiempo. Finalmente, se demuestra la rentabilidad del uso de las estructuras metálicas como una alternativa en la construcción de viviendas multifamiliares.

Nacionales

El trabajo de titulación analizado y estudiado en la “Urbanización Manta 2000”, Lote No. 4 de la manzana 22, sector Barbasquillo de la Parroquia y Cantón Manta -Ecuador por (Pazmiño Ordóñez & Ushiña Paredes, 2022) se comparó una edificación en hormigón armado con un $f'c$ de 210 kg/cm² y acero estructural ASTM A36 laminado en caliente con un f_y de 36 ksi. En la estructura de hormigón armado se presentan los siguientes elementos: Losa tipo deck, vigas en hormigón armado, viguetas laminadas en caliente, columnas en hormigón armado y vigas de cimentación tipo T en dos sentidos. En la edificación en acero estructural se presentan los siguientes elementos estructurales: Losa tipo deck, vigas, viguetas, columnas laminadas en caliente y vigas de cimentación tipo T en dos sentidos. Respecto al diseño se utilizó los planos arquitectónicos provistos con los cuales se elaboró el pre-dimensionamiento de los elementos de cada tipo de estructura, para posteriormente su implementación en el programa SAP2000 y de esta manera obtener las dimensiones finales. Finalmente, con los datos obtenidos se realiza las APUS, cronogramas y así elaborar el presupuesto final de cada estructura.

La necesidad de gestionar el análisis comparativo entre estructuras de hormigón armado y paneles de poliestireno para el mercado de la ciudad de Calceta, mediante el uso de alternativas estructurales viables para la reconstrucción del mercado de la ciudad de Calceta, Cantón Bolívar, Provincia de Manabí, a fin de que el conjunto de estudios y evaluaciones socioeconómicas permitan tomar la decisión de realizar o no una inversión para la reconstrucción del mercado de la ciudad de Calceta, destinados a satisfacer una determinada necesidad colectiva. El presente trabajo realizado por (Reyes López & Camana Moreira, 2018) fue modelado en el software ETABS, posteriormente se generaron dos modelos, que corresponden a los sistemas estudiados con estructuras de hormigón armado y otro con el sistema de paneles de poliestireno. Estos sistemas fueron incluidos en los modelos estructurales con el objetivo de determinar los aportes de estos. En cuestión de costos de los sistemas constructivos, el sistema de paneles de poliestireno presenta un costo mayor que el sistema de estructuras de hormigón armado, aumentando en un 7,56% el valor total del proyecto; el sistema constructivo de estructuras de hormigón armado costaría \$268.215,11 y el sistema propuesto con paneles de poliestireno costaría \$290.143,03; además el beneficio de este sistema se centra en la parte constructiva, otorgando ganancias en cuanto al tiempo de ejecución.

Locales

(Mateo Villao & Medina Carvajal, 2021) realizaron un estudio de diseño y análisis de una vivienda con pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado destacando las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas, en la provincia de Santa Elena mostrando nuevas propuestas en el ámbito de la construcción de obras civiles tomando en consideración el análisis comparativo técnico y económico de los dos sistemas. En la investigación primero se realiza un modelamiento de la vivienda de dos pisos en el programa Etabs para los dos sistemas. Se realiza los cálculos de los elementos estructurales para que cumplan con los requerimientos de resistencia establecidos en la norma NEC-15 y ACI318-19, lo que permite determinar cómo se está comportando la estructura ante las cargas introducidas. A partir de este diseño se realizó el análisis presupuestario de cada sistema de construcción con el fin de compararlos a gran escala y determinar que, al construir doce viviendas con el sistema de muros portantes, este

presenta un menor costo y tiempo de ejecución en comparación con el de pórticos de hormigón armado que solo se podría construir dos viviendas, considerando que el encofrado que se compra sirve para la construcción de las otras viviendas.

Durante mucho tiempo atrás las antiguas edificaciones eran hechas de elementos estructurales en madera, pero luego ese elemento quedo atrás porque se empezó a utilizar otro elemento llamado hormigón. Siendo este material muy bueno ha tenido sus desventajas como el factor tiempo ya que necesita una cierta cantidad de días para llegar a su resistencia deseada, y en cambio la madera nunca tuvo ese problema. Este trabajo realizado por (Córdova Molina, 2015) en la ciudad de La Libertad, provincia de Santa Elena, ayuda a discernir entre estos 2 tipos de metodología constructiva cual es mejor viendo la parte económica y el tiempo de construcción para una vivienda de una planta tipo miduvi de 36 m² en la ciudad de La Libertad, provincia de Santa Elena. Para realizar este trabajo se tomaron en cuenta una madera que se encuentre en el mercado ecuatoriano y que tenga unas características necesarias para el proyecto tomando en cuenta su resistencia y su precio. Con el desarrollo de este trabajo, se quiere ayudar y dar un beneficio a las personas, dando a conocer las diferentes formas constructivas que existen en nuestro país y explicando cual es más económica viendo los siguientes puntos que se van a comparar.

Con este proyecto se concluye y se observa otro tipo de metodología constructiva basada en madera. No quedando demostrado que es más económico realizar viviendas de madera en La Libertad, provincia de Santa Elena. Este método constructivo resulta más rápido para la elaboración de una vivienda de una planta tipo MIDUVI de 36 m² al compararlo con la construcción tradicional en hormigón armado. En cuanto a su calidad, la madera es excelente para trabajar como elemento estructural ya que su alta dureza la hace resistente a los agentes externos. Nuestra principal preocupación es la afectación que tienen las construcciones de hormigón dada su contaminación por el ambiente salino en la península que corroe el acero de refuerzo. La Libertad cuenta con abundante madera tipo guayacán que se pueden adquirir con facilidad en las madereras del sector.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General

El análisis comparativo del comportamiento sismorresistente los aspectos técnicos – económicos, entre el sistema constructivo de hormigón armado tradicional y el sistema de acero estructural con drywall implementando muros de corte de placas de acero, permitirá evaluar las ventajas y desventajas de ambos sistemas e interpretar cual será más favorable.

1.3.2. Hipótesis específicas.

H1. El análisis sismorresistente de una estructura permite conocer el desempeño y eficiencia ante un evento sísmico, según el sistema constructivo que se aplica, ya sea el de hormigón armado o el sistema acero estructural con Drywall con muros de corte de palcas de acero.

H2. La evaluación del sistema Drywall con muros no estructurales permitirá comprobar si este método de construcción aportará rigidez a la estructura de acero con muros de corte resistente a sismo.

H3. El estudio económico y comparativo de estos sistemas constructivos permitirá identificar cuál de las estructuras es económicamente más favorable.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Diseñar una estructura sismorresistente de 8 niveles con el sistema de hormigón armado de pórticos dúctiles resistentes a momentos y con el sistema de acero estructural con DryWall implementando muros de corte de palcas de acero, mediante las especificaciones de las normas vigentes, evaluado con el programa ETABS, para realizar un análisis comparativo técnico-económico.

1.4.2. Objetivos Específicos

Realizar el análisis y diseño sismo resistente de un edificio de 8 pisos con un sistema de hormigón armado resistentes a momentos y con el sistema de acero estructural con DryWall y muros de corte de placas de acero, utilizando el programa ETABS y Análisis estructural Espectral Dinámico para evaluar que el comportamiento ambos sistemas cumplan con las especificaciones técnicas de las normas.

Aplicar el sistema constructivo Drywall como muros no estructurales para un edificio de 8 pisos y con muros de corte de placas de acero resistentes a sismo utilizando perfiles laminados en caliente para evaluar si el sistema cumple con las especificaciones técnicas de las normas.

Hacer una comparación económica mediante análisis de precios de los sistemas constructivos mencionados, para evaluar las ventajas y desventajas de cada sistema.

1.5. ALCANCE

En la provincia de Santa Elena se observan gran cantidad de edificaciones, en una gran parte ubicadas frente al mar, estas construcciones están elaboradas comúnmente con el sistema de hormigón armado, es por ello por lo que nuestro tema de investigación se basa en comparar tanto en lo técnico como en lo económico estos sistemas en un edificio de 8 plantas.

Para la elaboración de esta investigación se aplicará las normas vigentes de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y la norma estadounidense ASCE 7-16 estas normas serán la guía de nuestra investigación.

El sistema de hormigón armado como se ha dicho anteriormente es el sistema comúnmente más utilizado al momento de construir. Por todas esas ventajas es que el sistema de hormigón armado es más utilizado, pero, en esta investigación se dará a conocer las ventajas y desventajas de construcción del sistema de acero estructural

con DryWall y muros de corte estructurales y las desventajas del sistema de hormigón armado en una edificación de ocho pisos.

Para la comparación de ambos sistemas primero se debe recabar toda la información necesaria, para luego diseñar la edificación en el software ETABS (Análisis Espectral Dinámico)., una vez elaborado la edificación de 8 pisos con sus respectivas normas de construcción se podrá ver la diferencia en la forma de actuar de ambos sistemas.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Independientes

- Diseño sísmico para suelo tipo C (Perfiles de suelo muy denso o roca blanda) predominante en la provincia de Santa Elena.
- Diseño sísmico espectral dinámico.
- Los costos serán tomados de la base de datos la Contraloría General del Estado y de la Cámara de la construcción, para el cálculo de APU de ambos sistemas constructivos

1.6.2. Variables Dependientes

- Sistema de hormigón armado resistente a momentos.
- Sistema de acero estructural con Drywall y muros de corte.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANÁLISIS COMPARATIVO.

En un sentido amplio, no propiamente científico-social, del concepto de comparación pueden derivarse dos acepciones: una general, que se refiere a la actividad mental lógica, presente en multitud de situaciones de la vida humana, que consiste en observar semejanzas y diferencias en dos o más objetos; y una acepción más reducida, que considera a la comparación como un procedimiento sistemático y ordenado para examinar relaciones, semejanzas y diferencias entre dos o más objetos o fenómenos, con la intención de extraer determinadas conclusiones. Es en esta última acepción donde el término comparación es sinónimo de método comparativo (MC), y su uso suele ir asociado al de método científico afirma (Colino, 2009).

En la provincia de Santa Elena comúnmente se presentan y se ejecutan obras con el sistema tradicional de hormigón armado, careciendo de innovación, los ejecutores de dichas construcciones civiles no se arriesgan a usar otro método o sistema de construcción, quizás por hábito o por falta de conocimientos acerca de una alternativa que puede resultar más favorable a la hora de construir.

Por lo anterior, es importante el desarrollo de este tipo de documentos donde se busca realizar un análisis comparativo que evidencien los procesos constructivos que se llevan a cabo con cada una de estas estructuras, pero no solo, emitiendo conceptos básicos sino también más actualizados sobre el tema, desde un contexto técnico y normativo. Esto, con el fin de ampliar el conocimiento en las diferentes metodologías, de modo que la información esté compilada y sea un análisis más puntual y enfocado a brindar información clara y con especificaciones determinantes para su aplicación, recomienda (Pérez Tovar).

2.2. SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO RESISTENTE A MOMENTOS.

De acuerdo con cifras oficiales presentadas por el INEC, el 94% de los edificios en el Ecuador han sido construidos con hormigón armado, siendo los pórticos a momento casi exclusivamente el sistema estructural utilizados para edificios de baja y mediana altura. Además, es una práctica generalizada en el país el uso de particiones de mampostería no reforzada, con el 54% de los edificios utilizando bloque hueco de hormigón y el 44% haciendo uso de ladrillo macizo. A pesar de no estar reconocido como un sistema estructural en la NEC-15, afirma (Bernal & Loyola, 2022) en su artículo científico.

2.2.1. Hipótesis de diseño de Hormigón Armado.

Cuando se diseña hormigón estructural, los elementos deben diseñarse con suficiente resistencia y todos los elementos de una armadura o estructura continua deben diseñarse para una carga de impacto máxima. De acuerdo con el Diseño Estándar Ecuatoriano, la resistencia de diseño del elemento, su conexión con otros elementos y su sección transversal en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, debe ser considerada como el índice de resistencia de diseño multiplicado por el factor de reducción de ϕ (NEC, 2015).

Figura 1

Estructura de un edificio de hormigón armado



Nota: Tomado de (RIBECOSL, 2019)

2.2.2. Ventajas del Hormigón Armado como material estructural.

En el libro de Diseño de Concreto Reforzado según (McCormac & Brown, 2017). El concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción. Puede usarse en una u otra forma para casi todas las estructuras, grandes o pequeñas en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, instalaciones de drenaje e irrigación, tanques, etcétera.

(Cadme Vera & Estrella Salinas, 2016), afirman que para la fabricación de miembros en hormigón armado no se generan grandes dificultades, ya que existe fácil acceso a todos los materiales componentes, en casi cualquier lugar del mundo y facilidad de producirlo en obra, siempre bajo supervisión de personal calificado. Es necesario apoyarse en ensayos posteriores de resistencia, para garantizar la calidad del hormigón armado y que cumplan las especificaciones técnicas definidas en el proyecto.

El gran éxito de este material universal en la construcción puede entenderse fácilmente si se consideran sus numerosas ventajas. Algunas de éstas son las siguientes:

- Tiene una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con muchos otros materiales.
- El concreto reforzado tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua y, de hecho, es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua esté presente.
- Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las varillas de refuerzo sufren sólo daño superficial sin fallar.
- Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
- Requiere de poco mantenimiento.

- Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin reducción en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
- Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de sótano, pilares y construcciones similares.
- Una característica especial del concreto es la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas, hasta grandes arcos y cascarones.
- En muchas regiones, el concreto aprovecha para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava y agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales puede ser necesario conseguir en otras regiones del país.
- Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural (McCormac & Brown, 2017).

2.2.3. Desventajas del Hormigón Armado como material estructural.

Para usar con éxito el concreto, el proyectista debe estar completamente familiarizado con sus puntos débiles, así como con sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas son las siguientes:

- El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión.
- Se requieren cimbras (encofrado) para mantener el concreto en posición hasta que se endurezca lo suficiente. Además, pueden requerirse obras falsas

o apuntalamiento para apoyar la cimbra de techos, muros, pisos y estructuras similares hasta que los miembros de concreto adquieren suficiente resistencia para soportarse por sí mismos.

- La obra falsa es muy cara. Su costo es de uno a dos tercios del costo total de una estructura de concreto reforzado, con un valor promedio aproximado de 50%. Debe ser claro que cuando se trata de mejorar el costo de las estructuras de concreto reforzado, el factor principal reside en la reducción del costo de la cimbra.
- La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro, en donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes. Pueden usarse agregados ligeros para reducir el peso del concreto, pero el costo del concreto aumenta.
- Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es de una considerable importancia en edificios altos y en estructuras de grandes claros.
- Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las modificaciones en su proporción y mezclado. Además, el colado y curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales; por ejemplo, el acero estructural y la madera laminada (McCormac & Brown, 2017).

2.2.4. Grados del acero de refuerzo

Hay varios tipos de varillas de refuerzo con designaciones de la ASTM estos aceros están disponibles en grados diferentes como el Grado 50, Grado 60, etc., donde Grado 50 significa que el acero tiene un punto de fluencia específico de 50000 lb/plg², el Grado 60 significa 60000 lb/plg², etcétera.

a. Requisitos dimensionales del acero.

Tabla 1

Características dimensionales y físicas de las varillas corrugadas para hormigón

Diámetro nominal (mm)	Dimensiones de los resaltes (mm)			Masa (kg/m)		
	e máx ^a	H prome min ^b	A máx ^c	Nominal ^d	máx ^e	min ^e
8	5.60	0.32	3.10	0.395	0.418	0.371
10	7.00	0.40	3.90	0.617	0.654	0.580
12	8.40	0.48	4.70	0.888	0.941	0.835
14	9.80	0.67	5.50	1.208	1.281	1.136
16	11.20	0.72	6.20	1.578	1.673	1.484
18	12.60	0.88	7.00	1.998	2.117	1.878
20	14.00	1.01	7.80	2.466	2.614	2.318
22	15.40	1.11	8.60	2.984	3.163	2.805
25	17.50	1.26	9.60	3.853	4.085	3.622
28	19.60	1.39	11.00	4.834	5.124	4.544
32	22.40	1.64	12.00	6.313	6.692	5.935
36	25.20	1.84	14.00	7.990	8.470	7.511
40	28.00	1.96	15.70	9.865	10.456	9.273

^a Espaciamiento promedio de los resaltes transversales.

^b Altura promedio mínima de los resaltes transversales.

^c Separación entre los extremos de los resaltes transversales (máximo 12,5 % del perímetro nominal).

^d Valor calculado a partir del diámetro nominal, considerando una densidad del acero de 7 850 kg/m³.

^e Límites en la masa por metro para cada una de las unidades de muestreo (= 6 % según 5.5 literal b).

Nota: Tomado de (INEN, 2017)

b. Requisitos mecánicos del acero.

Tabla 2

Especificaciones mecánicas de las varillas lisas y corrugadas para hormigón

Ensayo	Propiedad	Unidad	Grado de acero		
			42	55	
Tracción	Límite de fluencia, mínimo	MPa	420	550	
	Límite de fluencia, máximo		540	675	
	Resistencia a la tracción, mínima.		550	690	
	Alargamiento, mínimo en $L_0 = 200\text{ mm}$	$d \leq 20$	%	14	12
		$22 \leq d \leq 36$		12	12
$d > 36$		10		10	
Doblado a 180°	$d < 18$	mm	$D = 3d$	$D = 3.5d$	
	$18 \leq d \leq 25$		$D = 4d$	$D = 5d$	
	$25 < d \leq 36$		$D = 6d$	$D = 7d$	
	$d > 36$		$D = 8d$	$D = 9d$	

d = diametro de la varilla en mm

D = diametro de mandril en mm

L₀ = longitud inicial

NOTA.1 MPa equivale a 10.197 kgf/cm²

Nota: Tomado de (INEN, 2017)

2.2.5. Requisitos de resistencia.

La resistencia requerida o últimas U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas de la NE-SE-CG. Las combinaciones de carga para el método de última resistencia utilizado en las NECs se encuentran descritas en la sección 3.4 de la NE-SE-CG. La resistencia de diseño

proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción (NEC, 2015).

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

$$\mathbf{Resistencia\ de\ diseño} \geq \mathbf{Resistencia\ requerida} \quad (1)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (2)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4)$$

Donde:

P_u = Resistencia a carga axial requerida.

M_u = Resistencia a momento requerida.

V_u = Resistencia a cortante requerida.

2.2.6. Resistencia a la compresión.

El hormigón debe cumplir y satisfacer los requisitos de resistencia estructural.

- Valor mínimo para hormigón normal:

$$f'c = 21 \text{ MPa}$$

- Valor máximo para elementos de hormigón liviano

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

2.2.7. Resistencia a la fluencia.

- La resistencia a la fluencia no debe ser mayor que f_y en más de 1.25 MPa .
- El valor de f_{yt} usado para calcular la cuantía del refuerzo de confinamiento no debe exceder 700 MPa .

2.2.8. Factores de reducción por resistencia.

Tabla 3

Factores de reducción.

SOLICITACIONES	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial.	0.90
Secciones controladas por compresión.	
Elementos con refuerzo transversal en espiral.	0.75
Otros elementos reforzados.	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.2.9. Elementos a flexión.

2.2.9.1. Requisitos para elementos a flexión.

Las vigas y otros elementos estructurales de pórticos en flexión deberán presentar las siguientes características:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas,
- Resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión,
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento, P_u , no exceden $0.10 f'c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas (véase en la sección 3.4.2 de la NEC-SE-CG),

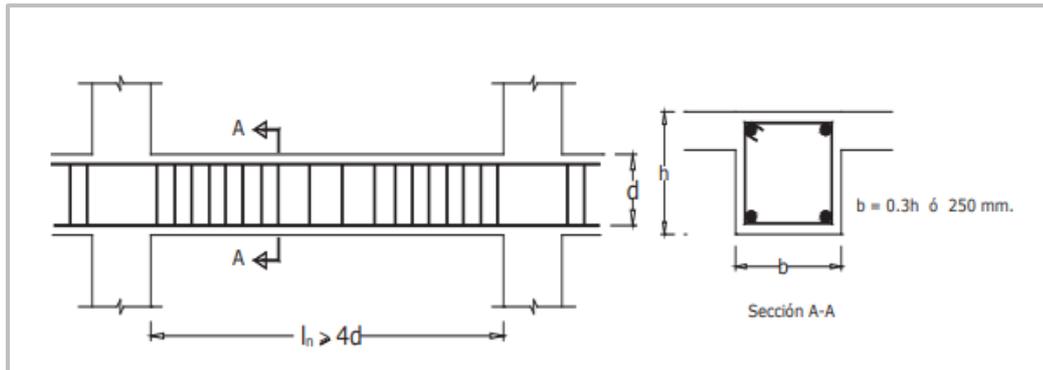
$f'c =$ Resistencia a la compresión de Hormigón (MPa)

$A_g =$ Área bruta de la sección (mm^2)

- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal (véase Figura 2),
- El ancho mínimo b sea 250 mm (véase Figura 2),
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5 (“control de las deflexiones”) (NEC, 2015).

Figura 2

Características de elementos a flexión.



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.2.9.2. Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión.

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de A_s , *min* es tal como sigue:

Según la norma (NEC, 2015) en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \right] \quad (5)$$

Donde:

$A_{s,min}$ Área mínima de refuerzo de flexión (mm²)

b_w Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_c Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa)

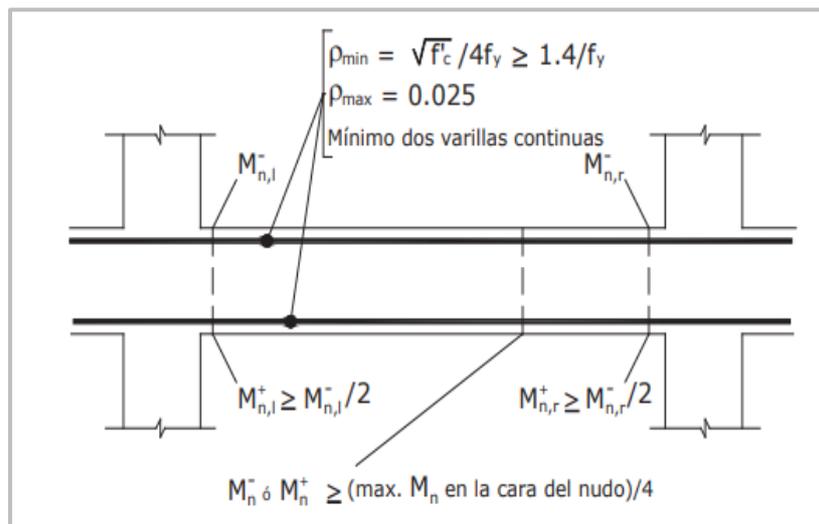
2.2.9.3. Capacidad de momento.

La capacidad del momento positivo M_+ , en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo M_- en ese extremo: $M_+ \geq 0.5M_-$

Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos (véase Figura 3) (NEC, 2015).

Figura 3

Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.2.9.4. Estribos para confinamiento.

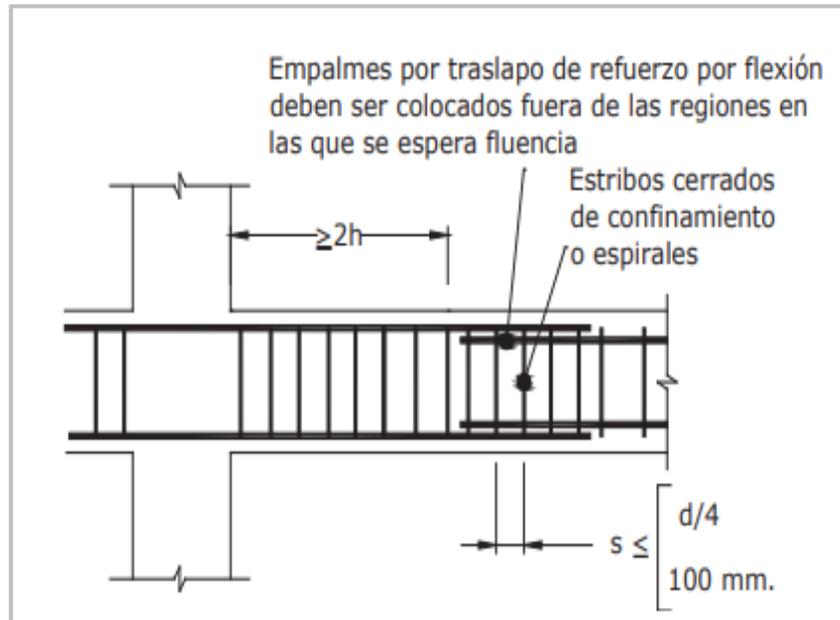
Requisitos generales.

Se deberá prever estribos para confinamiento, de al menos 10 mm de diámetro, en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder $d/4$ ó 100 mm, tal como se muestra en la Figura 3: Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal. No se debe hacer traslapes en:

- Los nudos,
- Una distancia menor que $2h$ de los extremos del elemento, donde h es su peralte,
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas (NEC, 2015).

Figura 4

Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones (véase Figura 4):

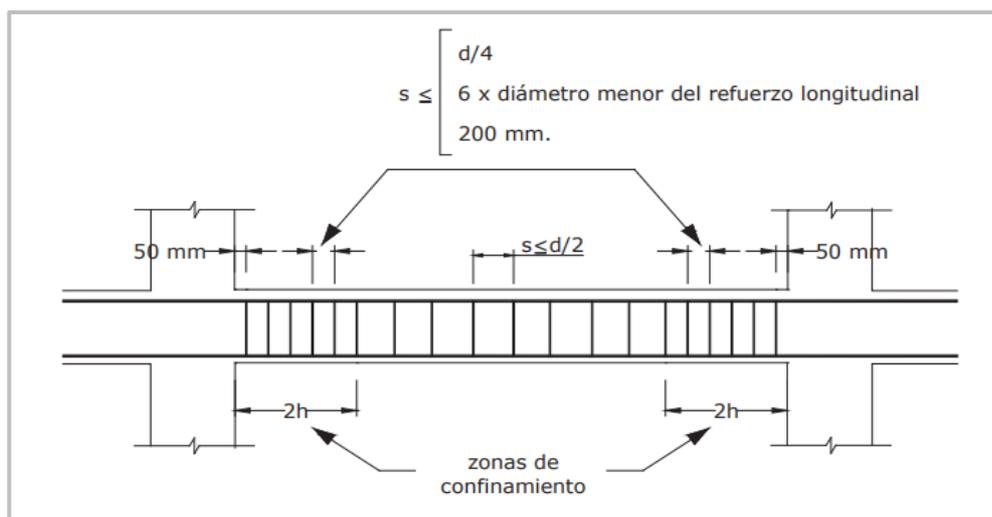
- En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia $2xh$ de la cara de la conexión,
- En longitudes $2xh$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas (NEC, 2015).

Además, se destaca lo siguiente:

- $>2h$ Estribos cerrados de confinamiento o espirales

- Empalmes por traslapo de refuerzo por flexión deben ser colocados fuera de las regiones en las que se espera fluencia $d/4 \leq s < 49$
- En estas regiones de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de (véase Figura 6):
 - $d/4$,
 - 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
 - 200 mm
- Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde colocar refuerzo de confinamiento sea de menor importancia, se debe colocar estribos con varillas de 10 mm o mayores, con espaciamiento máximo de $d/2$ (véase Figura 4).
- En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.
- En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 800 mm o más se colocarán varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del estribo con separación no mayor a 350mm (NEC, 2015).

Figura 5
Separación de estribos para elemento viga



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.2.10. Elementos a flexo-compresión

2.2.10.1. Requisitos para elementos a flexo-compresión.

Los requisitos de esta sección se aplicarán a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas,
- Soporten fuerzas axiales que excedan $0.10 f_c A_g$ en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas (véase en la sección 3.4.2 de la NEC-SE-CG),
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento (NEC, 2015).

2.2.10.2. Momentos últimos.

Según (NEC, 2015) las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos (en ambas direcciones horizontales) y carga axial. Los momentos últimos para el diseño no deberán ser menores a los calculados con la siguiente ecuación:

$$S_{CP} = \phi^{\circ} W_f S_E \quad (6)$$

Donde:

- S_{CP} Momentos últimos para el diseño
- S_E Fuerza sísmica obtenida en un análisis elástico,
- ϕ° Factor de sobre resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña
- f_y Factor de amplificación dinámica.

2.2.10.3. Factor sobre resistencia.

Según (NEC, 2015) el valor del factor de sobre resistencia de una rótula plástica ϕ° se calcula como la relación entre la capacidad máxima de momento y la capacidad requerida por el análisis. La capacidad máxima se la obtiene con la

cuantía real de refuerzo que detallará en los planos. El valor del factor de sobre-resistencia ϕ es el cociente entre la capacidad en sobre resistencia de las rótulas plásticas M_0 en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y la capacidad requerida M_{req} por el análisis. Se calculará conforme a:

$$\phi = \frac{M_0^- + M_0^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad (7)$$

Donde:

M_0 Capacidad en sobre resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña M_{req}

M_{req} Capacidad requerida

Para secciones que tienen el refuerzo distribuido en dos capas ubicadas a una distancia d y d' de la fibra extrema en compresión, la capacidad en sobre resistencia podrá estimarse como sigue:

$$M_0 = 1.25 A_s f_y (d - d') \quad (8)$$

Donde:

M_0 Capacidad en sobre resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña

A_s Área de refuerzo longitudinal no pre esforzado a tracción (mm²).

D Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

d' Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión (mm)

2.2.10.4. *Cuantía máxima de refuerzo longitudinal*

Refuerzo transversal, confinamiento

Según (NEC, 2015) en los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud L_o medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud L_o no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento,
- La máxima dimensión de su sección transversal,
- 450 mm.

Separación.

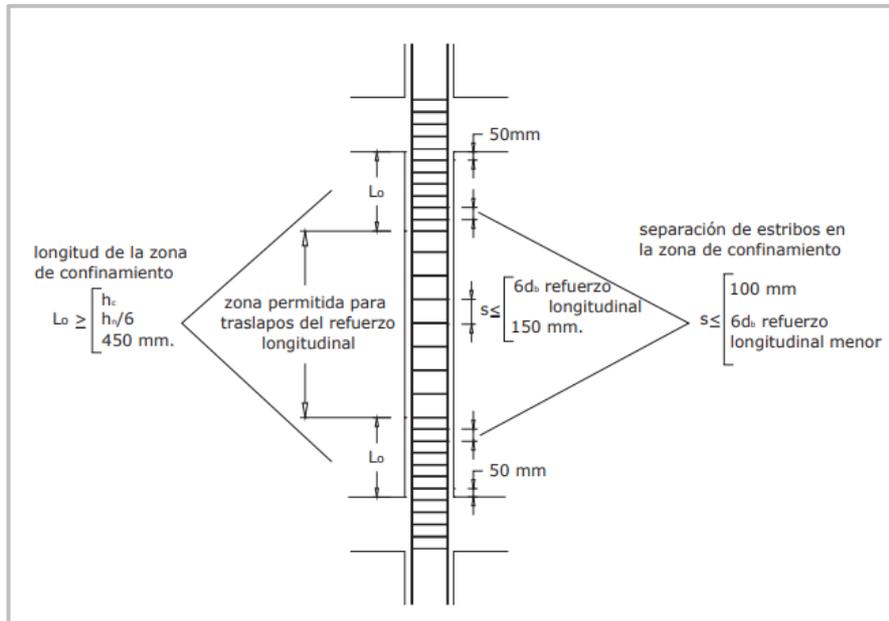
El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro (NEC, 2015).

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (9)$$

Donde:

- S_0 Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm
- h_x Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos

Figura 6
Separación de estribos para elemento columna



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Cuantía de refuerzo.

Según (NEC, 2015) el confinamiento especial en la región definida en lo anterior debe tener las siguientes características:

- La razón del volumen de refuerzo en espiral o estribos circulares, ρ_s , respecto al volumen de la conexión confinada por dicho refuerzo (medido de extremo a extremo externo del estribo) no puede ser menor que:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'c}{f_{yt}} \quad (10)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_{yt}} \quad (11)$$

Donde:

A_g Área bruta (mm²)

A_{ch} Área de la conexión interior confinada (mm²)

f_{yt} Esfuerzo de fluencia del acero transversal (MPa).

- El área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \quad (12)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \quad (13)$$

Donde:

A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión bc , mm².

s Separación, centro a centro, entre estribos, mm.

bc Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm

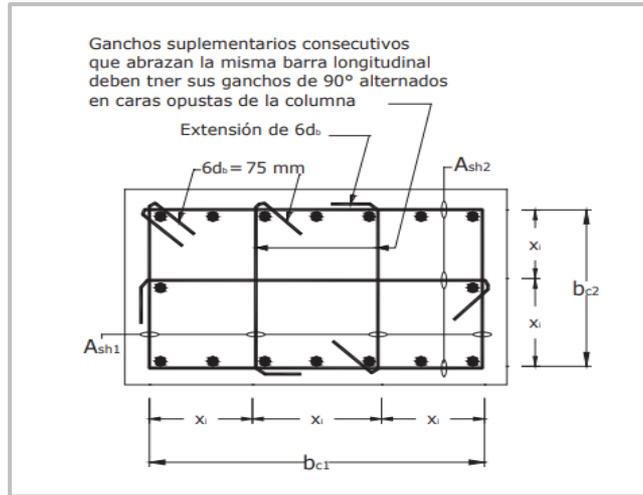
Separación entre estribos (s)

Más allá de la longitud L_0 , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento s medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que lo estipulado al respecto en el capítulo 21 del ACI318 requiera mayores cantidades de refuerzo transversal.

Se destaca lo siguiente:

- La separación s máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100 mm en L_0 .
- En las regiones fuera de L_0 , la separación s máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200 mm.
- Cuando una dimensión del elemento sea 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más $s_{\perp} = 350$ mm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (ver Figura 7).

Figura 7
Ejemplo de refuerzo transversal en columnas



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

- No se permiten traslapes en las regiones de confinamiento especial definidas a principio de esta sección. En estructuras de cualquier tipo que no cumplan el requisito de regularidad en altura se debe proveer confinamiento especial, con las características indicadas en esta sección en toda la altura de aquellos elementos de flexo-compresión situados en pisos cuya rigidez sea menor que la de alguno de los pisos superiores (NEC, 2015).

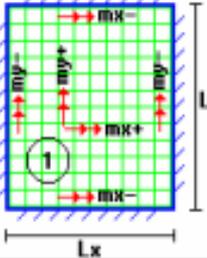
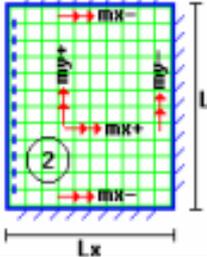
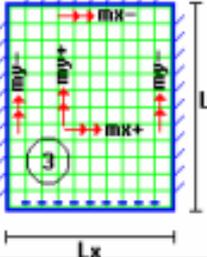
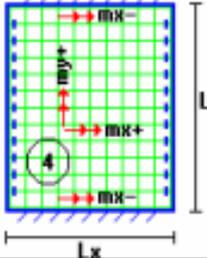
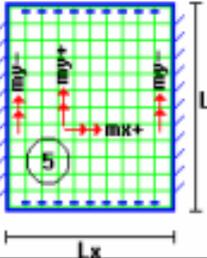
2.2.11. Diseño de losa.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que las magnitudes de los esfuerzos en dos direcciones ortogonales sean comparables, se denominan Losas Bidireccionales. Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, se llaman Losas Unidireccionales (Proaño Romo, 2008).

Figura 8

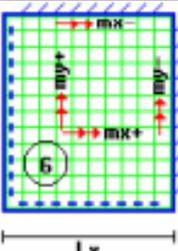
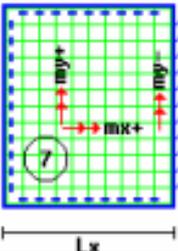
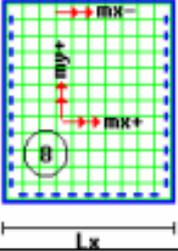
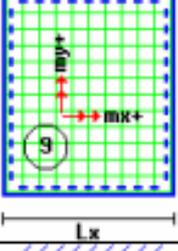
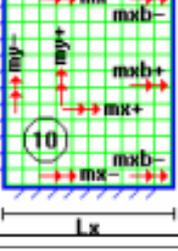
Coefficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 1-5.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>1</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
 <p>2</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
 <p>3</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
 <p>4</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
 <p>5</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008).

Figura 9

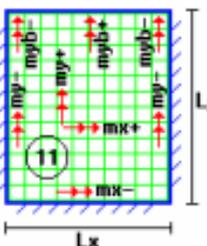
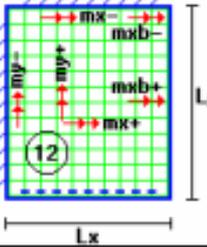
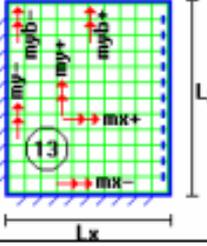
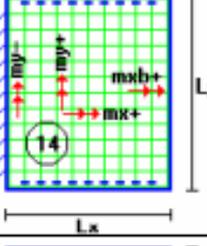
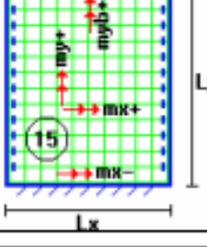
Coefficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 6-10.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	577	644	693	717
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	355	567	944	1637	2935	5348

Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008).

Figura 10

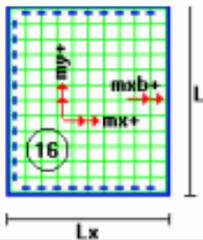
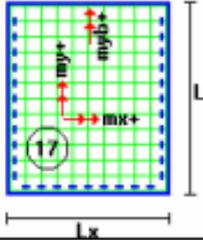
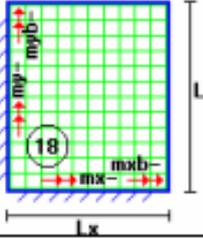
Coefficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 11-15.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>11</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
 <p>12</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
 <p>13</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
 <p>14</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
 <p>15</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008).

Figura 11

Coefficiente para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes 16-18.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008).

2.3. ESTRUCTURA DE ACERO CON SISTEMA DRYWALL Y MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO.

Para la construcción de estructuras de acero se utiliza acero estructural que es conformado en caliente con la finalidad de obtener una alta resistencia y una baja aleación en su composición. Para los elementos estructurales se pueden encontrar varios tipos de acero estructural, tales como acero A36, A572, A992, los mismos que siguen las especificaciones y normativas que rigen la ASTM. Es posible encontrar el acero estructural en varias presentaciones tales como perfiles estructurales tipo W o I, HSS rectangulares, HSS Circulares, tipo T, tipo ángulo, también es posible encontrar elementos como placas, planchas, losas deck, etc. Para el proyecto y diseño de los marcos resistentes a momento se utilizará perfiles tipo

W o I, debido a las conexiones existentes entre viga – columna (Estrella Reinoso, 2022).

Figura 12

Estructura de un edificio de acero.



Nota: Tomado de (VEKON, 2015) pagina wed

2.3.1. Diseño Estructural en Acero

El diseño estructural para las estructuras es el proceso que se realiza para que los elementos como vigas, columnas, losas y conexiones cumplan con las especificaciones y requerimientos establecidos por las diferentes normativas de cada país. Es un proceso en el cual se busca la mayor eficiencia con respecto a la demanda versus la capacidad de los elementos, tomando en cuenta que la estructura debe ser estable, resistente y rígida. Cuando se realiza el diseño estructural de una estructura de acero se debe tomar en cuenta varias consideraciones, tales como el diseño por capacidad de los elementos, diseño por resistencia a fuerzas sísmicas y diseño de conexiones. Sin embargo, existen diferentes tipos de estructuras de acero, pero principalmente se dividen en dos grupos, estructuras de acero con pórticos arriostrados y estructuras de acero con pórticos no arriostrados. Ambos sistemas estructurales se rigen ante las disposiciones y requerimientos que se mencionan en

la normativa de Estados Unidos, AISC – 360 – 16, donde se toma en cuenta todas las especificaciones con respecto a los elementos estructurales que conforman la estructura de acero (Estrella Reinoso, 2022).

2.3.2. Ventajas del acero como material estructural.

El acero estructural se presenta por lo general en forma de perfilera o laminas. Es un material que posee alta resistencia a compresión como a tracción, por lo que no necesita de otro tipo de material para trabajar. Debido a su vulnerabilidad a la corrosión por lo general va acompañado de un recubrimiento el cual puede ser galvanizado (recubrimiento de zinc), recubierto de anticorrosivo, de pintura o una mezcla de ellos (Rojas López & Arenas Giraldo, 2008).

Una persona que viaje por Estados Unidos podría concluir que el acero es el material estructural perfecto; vería un sinnúmero de puentes, edificios, torres y otras estructuras de este material.

(McCormack & Csernak, 2012) en su libro mencionan que después de ver estas numerosas estructuras metálicas, se sorprendería al saber que el acero no se fabricó económicamente en Estados Unidos sino hasta finales del siglo XIX, y que las primeras vigas de patín ancho no se laminaron sino hasta 1908. La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Éstas y otras ventajas del acero estructural se analizarán con más detalle en los párrafos siguientes.

Alta resistencia

Una alta resistencia por unidad de peso de acero significa que el peso de la estructura será relativamente bajo, lo cual es muy importante para puentes con luces largas, edificios altos y estructuras con malas condiciones de cimentación.

Uniformidad

Al igual que con las estructuras de hormigón armado, las propiedades del acero no cambian significativamente con el tiempo.

Flexibilidad

El acero se comporta más cerca de las suposiciones de diseño que la mayoría de los materiales porque obedece la ley de Hooke con cargas bastante altas. El momento de inercia de una estructura de acero se puede calcular con precisión, mientras que el momento de inercia de una estructura de hormigón armado es relativamente impreciso.

Durabilidad

Si las estructuras de acero se mantienen adecuadamente, durarán indefinidamente. Los estudios del acero moderno han demostrado que bajo ciertas condiciones no hay necesidad de mantenimiento a base de pintura.

Plasticidad

La ductilidad es la capacidad de un material para resistir grandes deformaciones bajo un alto esfuerzo de tracción sin sufrir daños. Cuando se prueba la tracción con acero dulce o dulce, habrá una reducción significativa en la sección transversal y un gran alargamiento a la rotura antes de la fractura. Los materiales que carecen de esta propiedad son generalmente inaceptables y pueden endurecerse, volverse quebradizos y romperse cuando se someten a un impacto repentino.

Rigidez

Los aceros estructurales son dúctiles, lo que significa que tienen resistencia y flexibilidad. Los miembros de acero cargados antes de grandes deformaciones aún podrán soportar grandes fuerzas. Esta es una propiedad muy importante porque significa que los miembros de acero pueden soportar deformaciones significativas durante la fabricación y el montaje sin agrietarse, y pueden doblarse, martillarse, cortarse y taladrarse sin daños apreciables. La construcción en acero es ideal para posibles ampliaciones. Se pueden agregar nuevas bahías o incluso alas enteras a las estructuras de acero existentes, y los puentes de acero a menudo se pueden extender (McCormack & Csernak, 2012).

2.3.3. Desventajas del acero como material estructural

Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones tiende a eliminar este costo. Aunque los aceros intemperizados pueden ser bastante efectivos en ciertas situaciones para limitar la corrosión, hay muchos casos donde su uso no es factible. En algunas de estas situaciones, la corrosión puede ser un problema real. Por ejemplo, las fallas por corrosión fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede reducirse apreciablemente cuando los miembros se usan en ambientes químicos agresivos y sometidos a cargas cíclicas.

Costo de la protección contra el fuego

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios devastadores en inmuebles vacíos en los que el único material combustible es el mismo inmueble. Además, el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad en que se halle.

Susceptibilidad al pandeo

Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen. Esto tiende a reducir su economía.

Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

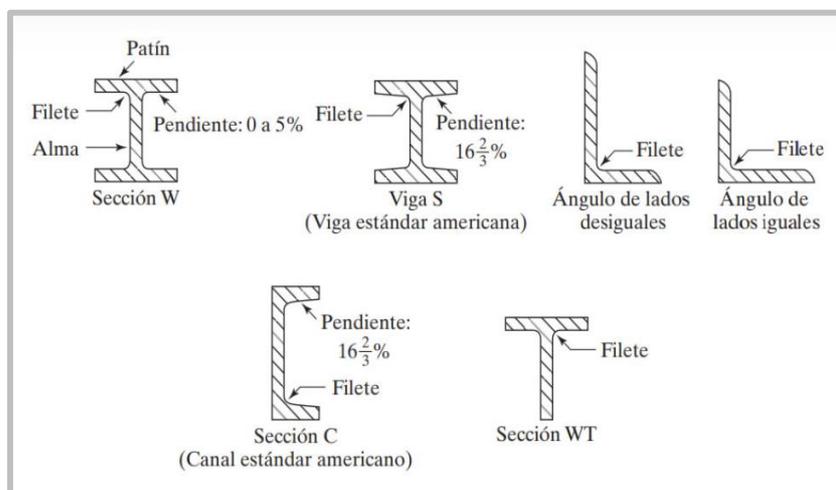
Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil (McCormack & Csernak, 2012).

2.3.4. Perfiles estructurales de acero.

Los perfiles estructurales se identifican mediante un cierto sistema descrito en el Manual para usarse en planos, especificaciones y diseños. Este sistema está estandarizado de modo que todos los molinos de acero puedan usar la misma nomenclatura para propósitos de órdenes, facturación, etc.

Figura 13
Perfiles laminados de acero.



Nota: Tomado de (McCormack & Csernak, 2012)

2.3.5. Normas extranjeras y nacionales.

Tabla 4

Normas extranjeras y nacionales.

ABREVIACIÓN	NOMBRE Y DETALLES
ANSI/AISC 360-10	Specification for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction (AISC))
ANSI/AISC 358-10	Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (American Institute of Steel Construction (AISC))
NEC_SE_AC	Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Acero
ANSI/AISC 341-16	INSTITUTO AMERICANO DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO 130 East Randolph Street, Suite 2000, Chicago, Illinois 60601

2.3.6. Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) y diseño por esfuerzos permisibles (ASD).

(McCormack & Csernak, 2012) La Especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design). Como se aprende en este libro de texto, ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural.

2.3.6.1. Resistencia nominal.

En ambos métodos, LRFD y ASD, se usa constantemente el término resistencia nominal. La resistencia nominal de un miembro es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad (Ω_s) o de resistencia (ϕ_s). En el método LRFD, se multiplica un factor de resistencia, generalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del miembro, o en el método ASD, la resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, generalmente mayor que 1.0, para considerar las variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, y la

mano de obra, así como la manera y las consecuencias de la falla (McCormack & Csernak, 2012).

2.3.6.2. Combinaciones de carga para método LRFD

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción (McCormack & Csernak, 2012).

(Grande & Grande, 2009) indica que este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla. De manera matemática la relación que describe el método es la siguiente:

$$\begin{aligned} &(\text{Factor de reducción } \phi) (\text{Resistencia nominal de un miembro}) \geq \\ &\text{fuerza factorizada calculada en el miembro, } R_u \\ &\phi R_n \geq R_u \end{aligned} \tag{14}$$

2.3.6.3. Factor de seguridad para (LRFD)

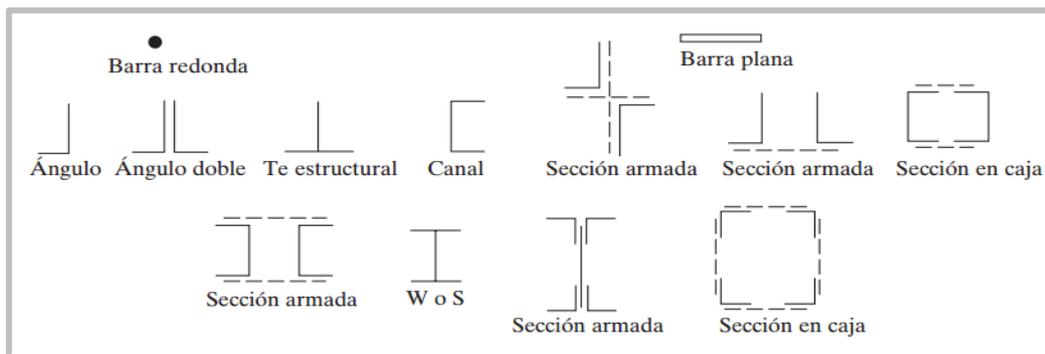
Un factor de seguridad, Ω , es un número que generalmente es mayor que 1.0, que se usa en el método LRFD. La resistencia nominal para un estado límite dado se divide entre Ω y el resultado se compara con la condición aplicable de carga de servicio.

Un factor de resistencia, ϕ , es un número generalmente menor que 1.0, que se usa en el método LRFD. La resistencia nominal para un estado límite dado se multiplica por ϕ y el resultado se compara con la condición aplicable de carga factorizada (McCormack & Csernak, 2012).

2.3.7. Análisis de miembros a tensión.

Los miembros a tensión en puentes y armaduras de techos grandes pueden consistir en canales, secciones W o S, o incluso secciones armadas a partir de alguna combinación de ángulos, canales y placas. Las canales simples se usan con frecuencia, ya que tienen poca excentricidad y son fáciles de conectar.

Figura 14
Tipos de miembros a tensión



NOTA: Tomado de (McCormack & Csernak, 2012)

2.3.7.1 Resistencia nominal de miembros a tensión.

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir un alargamiento excesivo del miembro)

$$P_n = F_y A_g \quad (15)$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = \text{resistencia de diseño a la tensión por el metodo LRFD } (\phi_t = 0.9) \quad (16)$$

Para fractura por tensión en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches,

$$P_n = F_u A_e \quad (17)$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = \text{resistencia de diseño a la tensión por el metodo LRFD } (\phi_t = 0.75) \quad (18)$$

En las expresiones anteriores, F_y y F_u son los esfuerzos mínimos de fluencia y de tensión especificados, respectivamente, A_g es el área bruta del miembro, y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros (McCormack & Csernak, 2012).

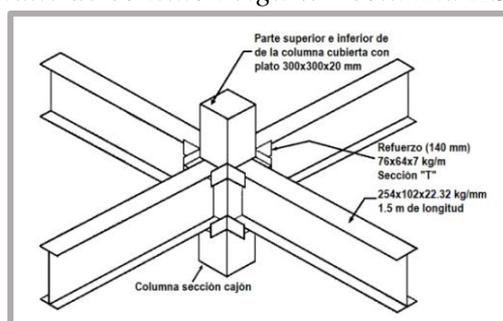
2.3.8. Tipos de Conexiones

Las conexiones pueden clasificarse como: Simples, Semirrígidas y Rígidas según (Guerra & Chacón, 2010), que para las conexiones las especificaciones de acero permiten cuatro tipos de sujetadores, como son: La soldadura, los tornillos sin toronar, los tornillos de alta resistencia y los remaches. Para la selección del tipo de sujetador puede ser tomada de acuerdo con lo siguiente:

- Las conexiones soldadas y las conexiones con tornillos de alta resistencia completamente tensados ofrecen un comportamiento bastante aceptable ante cargas de fatiga.
- Las conexiones soldadas ahorran un porcentaje importante de acero, a diferencia de las conexiones apernadas, que además de los tornillos se necesitan placas de sujeción.
- En elementos de espesor considerable se recomiendan las conexiones apernadas.

En la figura de continuación presenta una conexión típica de una columna cajón y vigas tipo I.

Figura 15
Detalle de conexión viga W - columna HSS



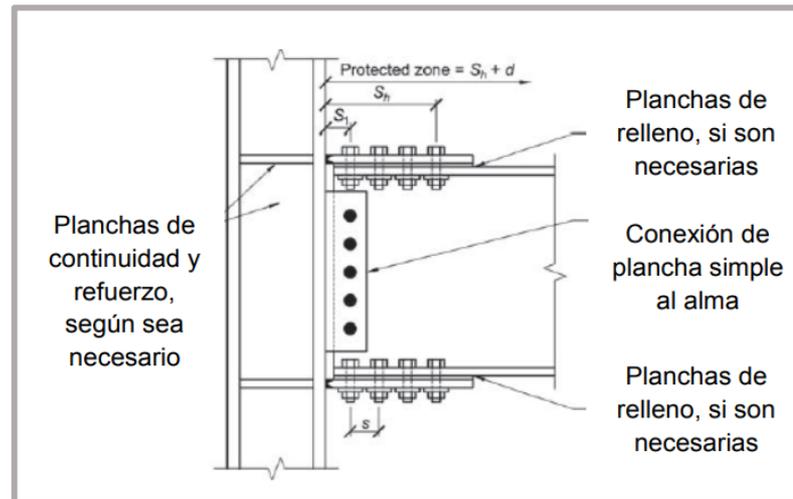
Nota: Tomado de (Tapia., et al 2020)

Conexión Viga – Columna

La conexión viga – columna se presentan variedad de opciones, para el presente tema de investigación se utiliza la conexión doble placa conectados a las alas de la viga y una placa en el alma de la viga como se muestra a continuación:

Figura 16

Detalle de la conexión de plancha apornada al ala. Adaptado de la Norma ANSI/AISC 358-10



Nota: Tomado de (Aguilera & Silva, 2016)

2.3.9. Sistema DryWall

Un sistema de construcción destacado es el Drywall, de construcción en seco de perfiles galvanizados en paredes y rieles sobre paneles de yeso. Consecuentemente, este tipo de estructuras flexibles y de fácil montaje es comúnmente utilizado para divisiones y muros no estructurales internos y externos, ya que no son aptos para soportar grandes cargas, pero pueden contar con refuerzos para aumentar su resistencia al momento de hacer alguna instalación donde se deba intervenir el muro o el cielo fabricados con este tipo de sistema (Ospina Salazar, 2021).

Uno de los países pioneros en utilizar el sistema de tabiquería ligera, empleando placas de yeso, lo que actualmente se conoce como drywall, fue USA durante la Segunda Guerra Mundial, dando solución a la escasez de mano de obra y reduciendo el tiempo de construcción debido a que este material era ligero y fácil de instalar. Los sistemas de tabiques ligeros son los que se utilizan con mayor

frecuencia en EE. UU., Reino Unido, Chile, Países Bajos y Perú. En Norteamérica donde el uso de las mamparas aligeradas es excesivo, se ha trabajado en la mejora del producto para reducir la entrada de ruido, lo que fue determinante a la hora de evaluar la viabilidad de utilizar este sistema (Sabău & Ayala., 2018).

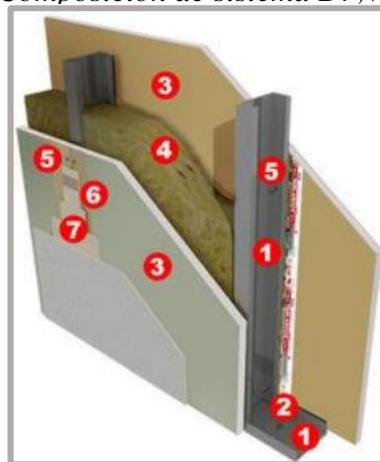
El sistema Drywall es un método constructivo americano consistente en placas de yeso (gypsum) o fibrocemento, que a su vez van fijadas a una estructura de perfil de acero galvanizado, en cuyo proceso de fabricación y acabado no se utiliza agua, de ahí el nombre de Drywall o pared en seco. Este sistema, es una tecnología utilizada en todo el mundo para la construcción de paredes, cielo raso y cerramientos, en todo tipo de proyectos como en hoteles, oficinas, restaurantes y de vivienda, tanto unifamiliar como multifamiliar. (Pacheco Bautista, 2016).

Composición

El sistema Drywall viene compuesto de la siguiente manera:

1. Parantes y rieles metálicos de acero galvanizado.
2. Tornillo de fijación entre metales.
3. Placa de gypsum o fibrocemento.
4. Lana de fibra de vidrio.
5. Tornillo de fijación entre placa y metal.
6. Cinta para juntas
7. Masillado de la junta.

Figura 17
Composición de sistema Drywall



Nota: Tomado de (Pacheco Bautista, 2016)

Si bien en el ámbito comercial el drywall es muy utilizado, se observa cierta resistencia en cuanto a su uso en obras residenciales. Tal aversión no proviene de las empresas constructoras, sino del consumidor final que desconoce la calidad y desempeño del producto. La falta de más información para el mercado consumidor genera prejuicios con relación a este tipo de estructuras. La percepción es que la mayor parte del mercado juzga la estructura como frágil, con bajo rendimiento acústico y térmico, lo que no es cierto como lo demuestra (da Silva Dias & Neto, 2021) en su estudio realizado. Hacer inversiones sólidas en una campaña publicitaria fomentaría la curiosidad y el conocimiento sobre los paneles de yeso, demostrando sus beneficios y limitaciones.

Figura 18

Elaboración de una pared DryWall no estructural



Nota: Tomado de (Arquitectura, 2021) página web.

2.3.9.1. Características

La investigación de (Quesquén Alcántara, 2019) sostiene que según diversos manuales de construcción con sistema drywall, editados por empresas como Eternit y Construtek de Perú, Pizarreño y Romeral de Chile, Colombit de Colombia, Pladur de España, USG de México, Shetrock de USA y otros, las características principales son:

a. Versátil:

Son adaptables a requerimientos especiales, permite desarrollar cualquier tipo de proyectos arquitectónicos, puede cubrir espacios muy amplios según diseño.

b. Liviano:

Su peso en promedio del tabique de drywall es 25 Kg/m² aproximadamente, comparado con el peso de un tabique de albañilería (ladrillo hueco tartajado), que es 182 kg/m² aproximadamente, es entre 7 a 10 veces menos pesado.

c. De fácil instalación:

Su instalación es sencilla, se reduce los errores en la ejecución de la obra. Los tubos de PVC de las instalaciones eléctricas, sanitarias, telefónicas, entre otros, pasan por las aberturas de los parantes o perfiles y se instalan simultáneamente con el armado de las placas.

d. Rapidez en la ejecución:

Los plazos de obra se reducen sustancialmente con respecto a la construcción tradicional, al realizarse algunas tareas en forma simultánea.

e. Costos y tiempos:

Como los tiempos de ejecución de obra son muy reducidos, y su peso (cargas muertas) representa el 10% de un tabique de ladrillo, entonces las exigencias estructurales se reduzcan en las dimensiones de cimentaciones, vigas y columnas, entre otros, existiendo un ahorro significativo en los costos directos (mano de obra, materiales, equipos y herramientas) e indirectos (utilidades, fletes, etc.) Los costos administrativos y financieros se reducen aproximadamente en un 30% en comparación con el sistema tradicional.

f. Durabilidad o vida útil:

Su durabilidad, esta dada por los principales materiales y el mantenimiento que se le da a la edificación, pudiendo llegar a tener un promedio de vida útil de 50 años.

g. Recuperable:

Se puede recuperar hasta el 80% del material para ser usados nuevamente; dependerá de cómo se ha instalado y cómo se retiran los materiales.

2.3.9.2. Propiedades

De la misma forma (Quesquén Alcántara, 2019) consulto diversos manuales de construcción con sistema drywall, editados por empresas como Eternit y Construtek de Perú, Pizarreño y Romeral de Chile, Colombit de Colombia, Pladur de España, USG de México, Shetrock de USA y otros, definiendo algunas de las características más importantes en las que coinciden:

a. Acústico:

El sistema Drywall es calificado por la ASTM (American Society For Testing and Materials) en su proceso E90-75, como un material altamente acústico. Para mejores resultados, se puede colocar en el interior del tabique (cámara de aire), materiales aislantes como láminas de fibra de vidrio o láminas de plomo (según necesidad del uso de la edificación).

b. Térmico:

La conductividad térmica de las placas de yeso o fibrocemento, es de 0.38 Kcal/mh°C, teniendo una conducción baja referente a otros materiales, manteniendo cada ambiente su propia temperatura y evitando pérdidas de energía en lugares con aire acondicionado o calefacción.

c. Incombustible:

Las placas de yeso o fibrocemento son materiales no combustibles, no contribuyen a la propagación y combustión; por su composición química pueden resistir al fuego un promedio de 20 minutos a 2 horas aproximadamente, dependerá del tipo o característica de la placa y de un apropiado diseño del sistema constructivo (drywall).

d. Sísmico:

En este sistema constructivo, el tabique es muy ligero, en los sismos ofrece mayor seguridad que un tabique tradicional (albañilería). Porque al pesar entre 7 a 10 veces por m² que el tabique de ladrillo, se cumple el principio de: “a menores masas, se dan menores fuerzas sísmicas” (Quesquén Alcántara, 2019).

2.3.10. Muros de corte.

También conocido como placa o muro estructural, se comporta de una manera muy rígida lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga. Se asemejan a vigas de gran peralte verticales. Los muros de corte son elementos que soportan cargas de gravedad y cargas de sismo y viento; es decir, cargas laterales. Estos son elementos utilizados en una gran variedad de edificaciones tales como hospitales, edificios de uso residencial y de oficina, centros comerciales, entre otros. Los muros de corte suelen tener aberturas para puertas y ventanas, lo cual tiende a afectar su resistencia; sin embargo, es posible diseñarlo de tal manera de que las aberturas se ubiquen en zonas que no afecte de manera significativa la resistencia de los muros de corte. Los muros de corte son estructuras que al ser muy rígidas disminuyen el periodo de vibración y resistir grandes cargas de sismo, pero al ser muy frágiles, al fallar, la estructura se verá gravemente afectada y no podrá resistir el impacto causado por un sismo y si son muy dúctiles; es decir, aguantan grandes deformaciones, soportan grandes cargas de sismo (León Alvarado, 2019).

2.3.11. Muros Cortina.

Se compone esencialmente de montantes (verticales), travesaños (horizontales) y elementos de vidrio o paneles opacos. Los montantes son los responsables de dar rigidez al conjunto, trabajando literalmente como vigas verticales apoyadas en dos forjados. Su luz de trabajo en consecuencia es la distancia entre forjados, que con facilidad llega a los 4 m. Por este motivo su sección es importante y a menudo superior a la de los travesaños, cuya luz depende del diseño de la fachada, pero está frecuentemente cercana a 1,5 m. En algunos casos por motivos estéticos se iguala la sección de montantes y travesaños, aunque estos últimos resulten claramente sobredimensionados (Ching Calfa, 2007).

Los componentes estructurales de un edificio resisten gravedad, sismo, viento, y otros tipos de cargas. Los componentes no estructurales de un edificio incluyen todas las partes y contenidos del edificio, excepto los descritos anteriormente como estructurales según la norma americana (FEMA, 2020), se entiende que los edificios están compuestos por elementos estructurales y no estructurales.

Figura 19
Edificio de acero estructural



Nota: Tomado de (ALUFASA, 2010)

2.4. ANÁLISIS SISMO RESISTENTE.

2.4.1. Códigos de diseño

Para el diseño de estructuras de hormigón armado de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las normas de diseño vigentes, precauciones y requisitos para su uso en Ecuador son:

- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño Sismo Resistente
- NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras
- NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones
- NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero
- NEC-SE-MP: Mampostería Estructural
- NEC-SE-MD: Estructuras de Madera
- NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m.

Los códigos internacionales que son utilizados en nuestro país son:

- ACI 318: Instituto Americano del Hormigón. Requisitos de Reglamento para concreto estructural y comentario.
- AISC 360-10: American Institute of Steel Construction.

- AISC 341-16: American Institute of Steel Construction.

2.4.2. Clasificación de Cargas

Según la NEC-SE-CG se clasifican las cargas como:

- Cargas permanentes (carga muerta)
- Cargas Variables (sobrecarga de uso, cargas estáticas por viento y granizo)
- Cargas accidentales (acciones sísmicas)

Cargas Permanentes

Las soluciones que actúan sobre una estructura se traducen en cargas y éstas pueden ser de carácter permanente como el peso propio de los elementos estructurales, acabados de construcción, así como de equipos fijos; o de carácter variable como las cargas de uso y ocupación. Entre las cargas permanentes que tiene que soportar una estructura, se encuentran las ocasionadas por el peso de las paredes de mampostería destinadas a formar las divisiones entre los espacios y ambientes previstos en el diseño arquitectónico. (Páez Vargas, 2014)

Tabla 5
Materiales (estructurales y no estructurales)

MATERIALES	PESO UNITARIO kN/m
B. Piedras artificiales	
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
E. Metales	
Acero	78,5
Elementos secundarios	Kn/m2
G. Contrapisos y recubrimientos	
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm de espesor	0.22

Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

H. Cielorrasos y cubiertas

De yeso sobre listones de madera	0.20
----------------------------------	------

Nota: Tomado de (NEC, 2015) (*Cargas no sísmicas.*)

Instalaciones

Para este estudio se considerará una carga para instalaciones de 0.5 kN/m², pero esto queda a consideración de cada diseñador que puede estimar de forma más precisa buscando la información de proveedores.

Cargas Variables

Las cargas variables o cargas vivas están constituidas por el peso de las cargas cambiables, sean estas el peso de personas y accesorios móviles como muebles, equipos, etc.

Tabla 6
Cargas no sísmicas

OCUPACIÓN O USO	CARGA UNIFORME kN/m ²
Áreas de reunión y teatros	
Asientos fijos	2.90
Áreas de recepción	4.80
Asientos móviles	4.80
Plataformas de reunión	4.80
Escenarios	7.20
Edificios de oficinas	
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.8
Oficinas	2.4
Corredores sobre el primer piso	4.0

Residencias

Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.0
Habitaciones	2.0
Salones de uso público y sus corredores	4.8

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Cargas Accidentales

Cargas Sísmicas

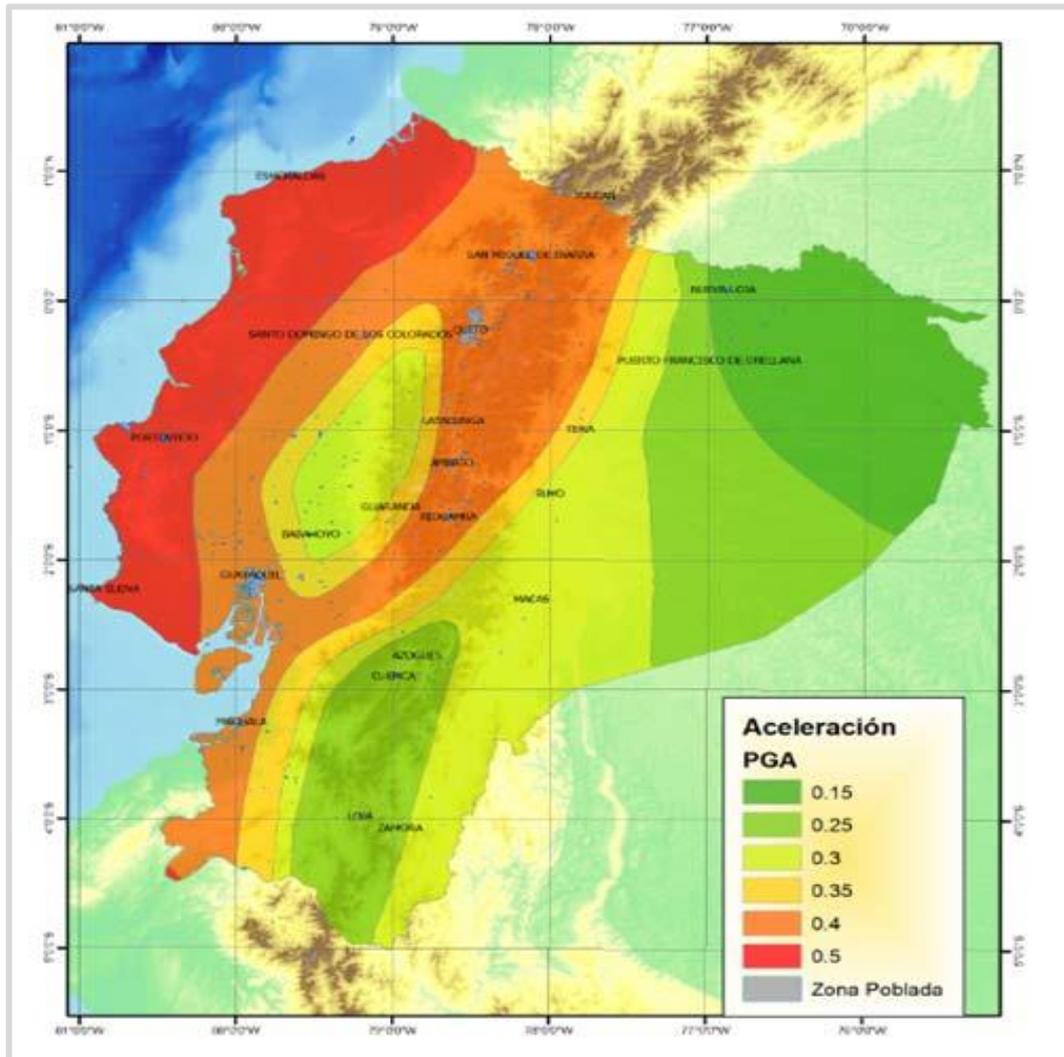
La NEC-SE-DS establece los requisitos de diseño sismo resistente a la respuesta estructural, las sollicitaciones sísmicas del suelo se definen por desplazamientos, velocidades y aceleraciones de los elementos estructurales. Los tipos de análisis lineal y no lineal de una estructura se determinan según los parámetros siguientes:

Zona sísmica y factor Z

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC, 2015) para las estructuras de uso normal el valor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Para el presente estudio el valor Z se representará según la zona donde se realizará, en la figura #16 se presentan 6 zonas sísmicas donde Z es igual a 0.5 según la zona (Santa Elena) del análisis sísmico a realizarse.

Figura 20

Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Según la tabla #7 donde se detalla se manera más específica los valores del factor Z se presenta de la siguiente manera:

Tabla 7

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.4.3. Geología Local

2.4.3.1. Perfiles de suelos para el diseño sísmico

La NEC-SE-DS define seis tipos de suelos: A, B, C, D, E y F que se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 8
Clasificación de perfiles de suelo.

TIPO	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
DE		
PERFIL		
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contenga un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.4.4. Combinaciones De Carga

Simbología de los términos de las combinaciones de carga según la NEC-SE-CG.

- D= Carga Muerta o Permanente.
- E= Carga de sismo

- L= Carga Viva o Sobrecarga
- Lr= Sobrecargas de cubierta
- S= Carga de granizo
- W= Carga de Viento

Tabla 9

Combinaciones de carga para el diseño por resistencia ultima

COMBINACIÓN 1	1.4 D
COMBINACIÓN 2	1.2D + 1.6L + 0.5 max (Lr, S, R)
COMBINACIÓN 3	1.2D+1.6 max (Lr, S, R)+max (L,0.5W)
COMBINACIÓN 4	1.2D + 1W + L + 0.5 max(Lr, S, R)
COMBINACIÓN 5	1.2D + 1E + L + 0.2S
COMBINACIÓN 6	0.9D + 1W
COMBINACIÓN 7	0.9D + 1E

2.4.5. Diseño Sismo resistente

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Los coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs obedecen del tipo de perfil del subsuelo y la zonificación sísmica con coeficientes de amplificación de las aceleraciones.

En las tablas siguientes se establecen los valores de los coeficientes excepto para el suelo tipo F que según las secciones 10.5.4 de la (NEC, 2015) solicita de un análisis especial.

Fa. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la tabla # 8 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño de roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 10
Valores del coeficiente F_a

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.6	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.5.4					

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

F_d: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la tabla # 11 se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 11
Valores del coeficiente F_d

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.5.4					

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Fs. Comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla #12 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC, 2015).

Tabla 12
Valores de coeficiente F_s

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.5.4					

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Razón de aceleración espectral y el PGA, h

Este factor varía en función de la región de emplazamiento de la edificación. Representa la relación entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado ($\frac{S_a}{Z}$).

Tabla 13
Valores de la razón espectral

η	REGIÓN
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Nota: Tomado de (NEC, 2015).

Factor r

El factor r se utiliza en el espectro de diseño elástico, dichos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Tabla 14

Factor r

r=1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo e
r=1.5	Para tipo de suelo E

Nota: Tomado de (NEC, 2015).

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

En la tabla #13 se identifica el factor de importancia I donde se clasifica según la categoría de estructura a construirse. El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC, 2015).

Tabla 15

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

CATEGORÍA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	COEFICIENTE I
EDIFICACIONES ESENCIALES	Hospitales, Clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de Policía, Bomberos, Defensa Civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL	Museos, Iglesias, Escuelas y Centros de Educación o Deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
OTRAS ESTRUCTURAS	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Factor de reducción de resistencia sísmica R y Ductilidad.

El factor de reducción R permite efectuar una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño específicamente el valor de la ordenada elástica espectral, siempre y cuando las 12 estructuras y sus conexiones se diseñen de tal manera que se desarrolle una falla previsible en la cual el daño se concentre en secciones cuya función sea la de rótulas plásticas, este factor dependerá de variables como: período de vibración, tipo de estructura, tipo de suelo, entre otros (NEC, 2015).

Tabla 16

Factor de reducción de resistencia sísmica

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Sistemas estructurales de ductilidad limitada	R
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la nec-se-hm, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros	3

Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la nec-se-hm con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota: Tomado de la (NEC, 2015).

Límites permisibles de las derivas de piso.

La deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso que para cualquier piso no exceda los límites de deriva inelástica indicados en la tabla 8. (Peligro Sísmico NEC_SE_DS, 2015).

Tabla 17

Valores máximos de derivas de piso.

ESTRUCTURAS	ΔM MÁXIMA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Control de Deriva de Piso

Se comprobará que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales, por medio de la expresión que presenta la NEC:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \quad (19)$$

Dónde:

ΔM Deriva máxima inelástica.

ΔE Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R Factor de reducción de resistencia.

2.4.5.1. Cortante basal de diseño V

En la NEC_SE_DS se especifica al cortante basal de diseño como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, la cual se aplica a una estructura en una dirección especificada (NEC, 2015).

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_E} * W \quad (20)$$

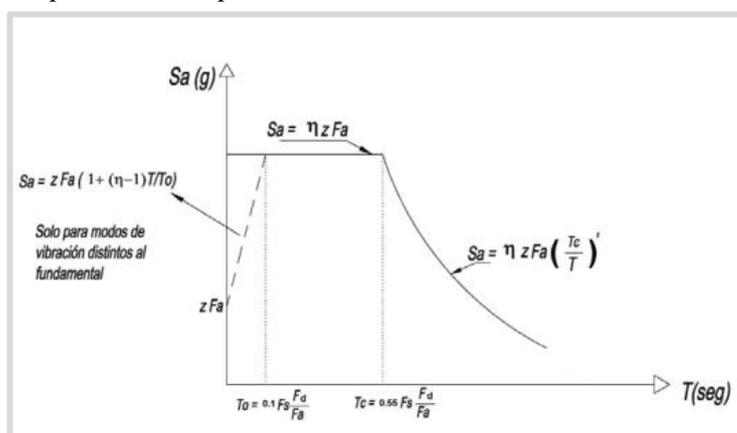
$$. V = I S_a (T_a) R \phi_P \phi_E * W \quad (21)$$

Dónde:

- I Coeficiente de importancia.
- S_a Espectro de diseño en aceleración.
- R Factor de reducción de resistencia sísmica.
- $\phi_p \phi_E$ Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- V Cortante basal de diseño.
- T_a Período de vibración.
- W Carga Sísmica reactiva.

La expresión empleada para determinar S_a , que es la aceleración espectral corresponde al espectro de respuesta elástico para el diseño. El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se muestra en la siguiente figura:

Figura 21
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Periodos Límites de Vibración Establecen límites para conformar el espectro de diseño.

Se determina el periodo fundamental de la estructura que depende del tipo de material, geometría y altura de edificación.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (22)$$

Dónde:

- C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T Período de vibración.

Tabla 18

Valores de C_t y α según el tipo de edificio.

Tipo de Estructura	C_t	α
ESTRUCTURAS DE ACERO		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Los factores T_o , T_c y T_L se pueden determinar mediante las siguientes ecuaciones:

$$T_o = 0.10 * F_s F_d F_a \quad (23)$$

$$T_c = 0.55 * F_s F_d F_a \quad (24)$$

$$T_L = 2.4 * F_d \quad (25)$$

Donde:

- T_o Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Los tipos de perfil D y E, el valor de T_L se limita a un valor máximo de 4 segundos.

Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

Dicho espectro, expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, con un amortiguamiento del 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta * Z * F_a; \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (26)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \text{ Para } T > T_c \quad (27)$$

Donde:

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo o modo de vibración.

T Periodo fundamental de vibración de la estructura.

Para análisis dinámico y únicamente para evaluar los modos de vibración 54 diferentes al modo fundamental, el valor de S_a para valores de periodos menores a T_o se calcula por la siguiente expresión:

$$S_a = Z * F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o}\right); \text{ para } T \leq T_o \quad (28)$$

2.4.5.2. Regularidad/Configuración Estructural

Configuración estructural

Configuraciones a privilegiar Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La Tabla #16 muestra configuraciones estructurales recomendadas.

Configuraciones más complejas

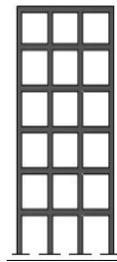
La tabla #17 manifiesta las configuraciones con cambios irregulares de rigidez y de resistencia, el fin de ello es evitar este tipo de cambios ya que al realizarlos generan una gran probabilidad de causar grandes daños en la ductilidad de la estructura.

Si se llega a utilizar estas configuraciones, el diseñador debe demostrar a un adecuado desempeño sísmico, siguiendo los parámetros que dicta la NEC-SE-RE.

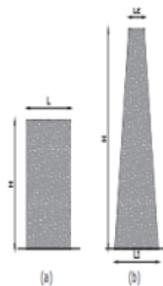
Tabla 19
Configuración estructural recomendada

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi E_i=1$
----------------------------	---

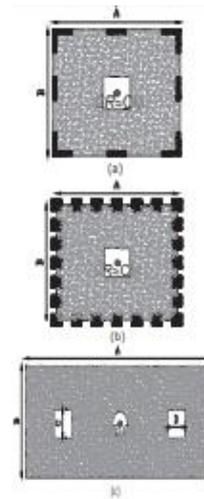
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi E_i=1$



La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi E_i=1$

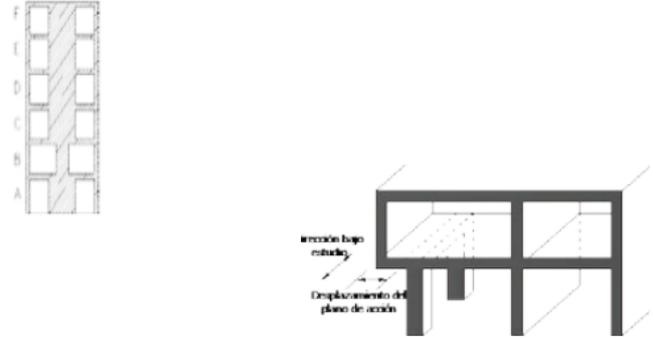
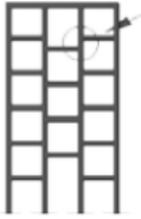


La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi P_i=1$



Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Tabla 20
Irregularidades de elevación y en planta

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Las tablas #16 y #17 exponen las medidas que debe cumplir una edificación para considerarla como una estructura regular en planta y elevación.

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Para una estructura con irregulares, tanto en planta como en elevación, se determina el coeficiente de configuración estructural, mediante una “penalización” con el fin de tener en cuenta dichas irregulares. En las tablas #18 y #19, se exponen los coeficientes de irregularidad tanto en planta como en elevación, estas se las identifican dependiendo del tipo de irregularidad.

Tabla 21

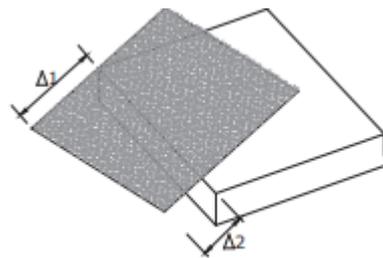
Coeficiente de irregularidad en planta.

Tipo 1 - irregularidad torsional

$\Phi_{pi}=0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

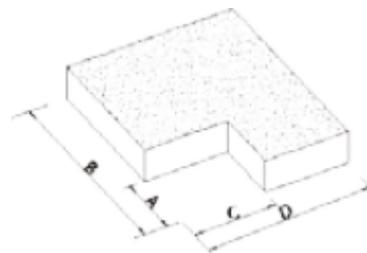
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



Tipo 2 - retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$

$A > 0.15b$ y $c > 0.15d$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



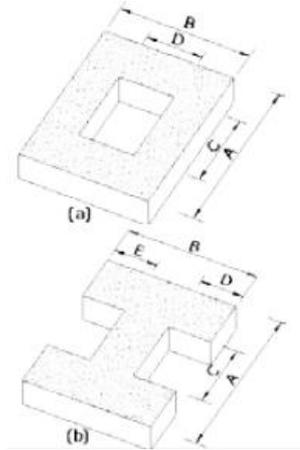
Tipo 3 -discontinuidades en el sistema de piso

$\Phi_{pi}=0.9$

A) $cxd > 0.5axb$

B) $[cxd + cxe] > 0.5axb$

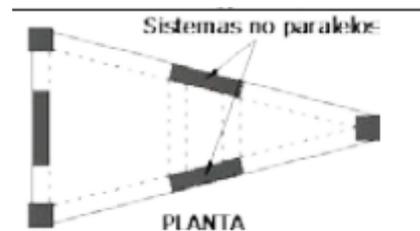
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - ejes estructurales no paralelos

$\Phi_{pi}=0.9$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

Tabla 22

Coefficiente de irregularidad en elevación.

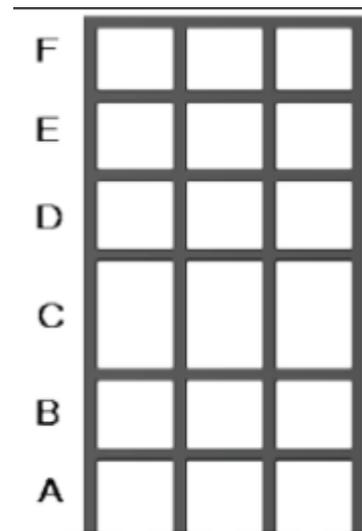
Tipo 1 - Piso flexible

$\phi_{Ei}=0.9$

Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D

$$Rigidez < 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



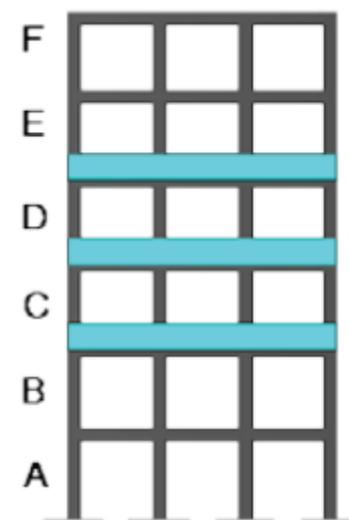
Tipo 2 - Distribución de masa

$$\phi E_i = 0.9$$

$$m_D > 1.50 m_E \text{ ó}$$

$$m_D > 1.50 m_C$$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.

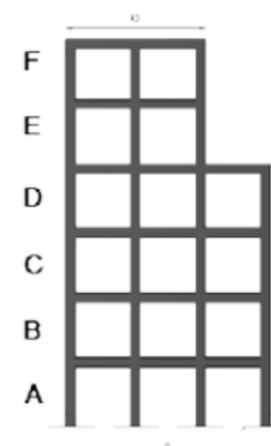


Tipo 3 - Irregularidad geométrica

$$\phi E_i = 0.9$$

$$a > 1.3 b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

2.5. PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN

El presupuesto se elabora en base a los análisis de precios unitarios de cada actividad que componen un proyecto.

Para obtener una mejor evaluación de costos es necesario calcular los precios unitarios de los costos directos e indirectos por cada una de las actividades que se realizaron en cada uno de los diseños.

El análisis de precios unitarios se calcula teniendo en cuenta los precios de materiales de construcción, alquiler de equipos y mano de obra, considerando detalladamente los rendimientos de las actividades constructivas.

El presupuesto de construcción tiene por objeto determinar el costo, en forma anticipada, de una obra por construirse. Lleva por lo tanto involucrado en su definición misma el concepto de error. Toda estimación de valores está basada en experiencias anteriores de la persona que hace el cálculo, en una buena información que posee. Estas estimaciones de valores van desde una valorización rápida hasta el presupuesto detallado de una obra que se ha dividido en diversas actividades que la constituyen, se ha cubicado y actualizado el costo de cada una de ellas, obteniendo el presupuesto por sumatoria. Toda la gama de presupuestos que va desde esta valorización rápida hasta el analítico es considerada en la construcción y es así como para estudiar la factibilidad de un proyecto, se debe usar el primero, y para una propuesta o cualquier presupuesto de compromiso se debe usar el último. Una obra por construirse supone una serie de etapas que se pueda analizar en forma breve y ver la importancia del presupuesto en cada una de ellas. Supone en primer término una necesidad por satisfacer; requerimiento de vivienda, edificio para industria, camino, puente, tranque, etc. Necesidad que da origen a un proyecto que es necesario evaluar no solamente en cuanto a la satisfacción de esa necesidad, sino además en cuanto a su costo (PONCE, 2006).

2.5.1. Análisis de Precio Unitario

El análisis de precio unitario (APU) es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. el APU se consideran también como un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en moneda, de una situación relacionada con una actividad sometida a estudio (Yagual Panchana, 2021).

Costos Directos

Tienen una relación directa con la ejecución física de la obra, estos costos están directamente relacionados con las cantidades de obra a ejecutar y se subdividen en: mano de obra, materiales, maquinaria, herramientas y equipo, y transporte.

Costos indirectos

Los costos indirectos corresponden a los gastos necesarios para la ejecución de los trabajos, no incluidos en los cargos directos que realiza el contratista, los costos indirectos engloban: gastos de administración, dirección técnica, organización, vigilancia, transporte de maquinarias, imprevistos, equipo de construcción, construcción de instalaciones generales, inversión publicitaria, etc.

Mano de Obra

Corresponde a la cantidad de mano de obra calificada y no calificada, necesaria para la elaboración de cada actividad definida, el pago de prestaciones sociales y los rendimientos

Maquinaria y Equipo

Incluye los valores de las herramientas menores y equipos de mayor tecnología necesarios para el desarrollo de cada ítem definido.

Materiales

Incluye todos los materiales con sus respectivas cantidades necesarias para la elaboración del ítem definido, con los precios establecidos por cada insumo. El costo de los materiales parte de una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem.

Rendimiento

El rendimiento de la mano de obra se puede definir como la cantidad de unidades iguales que un obrero puede hacer en un periodo fijo o alternativamente el tiempo que se requiere de un obrero para hacer una unidad de obra; dicho en forma

resumida, el rendimiento es la cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo o el tiempo necesario para hacer una unidad de obra.

Transporte

Este depende de la distancia a la cual se requiere llevar los materiales o desde la cual sea necesario retirar los escombros hasta el botadero autorizado (Yagual Panchana, 2021).

2.5.2. Comparación Económica De Diseños

Se utiliza la comparación económica para obtener las similitudes y diferencias entre una variable o conjunto de variable económica con el fin de establecer las ventajas y desventajas económicas.

Para hacer una comparación económica de sistemas constructivos se debe analizar la variación de cotos y evaluar cada alternativa para elegir la más conveniente

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. ARQUITECTURA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

El diseño arquitectónico de ambas estructuras de estudio es similar en cuanto a sus características tales como irregularidad en planta, distribución de pisos y distribución de módulos. El edificio consta con un área de $760.29 m^2$ de 8 niveles.

Nota: Elaboración propia

Figura 22

Detalle arquitectónico del nivel #1 de la estructura

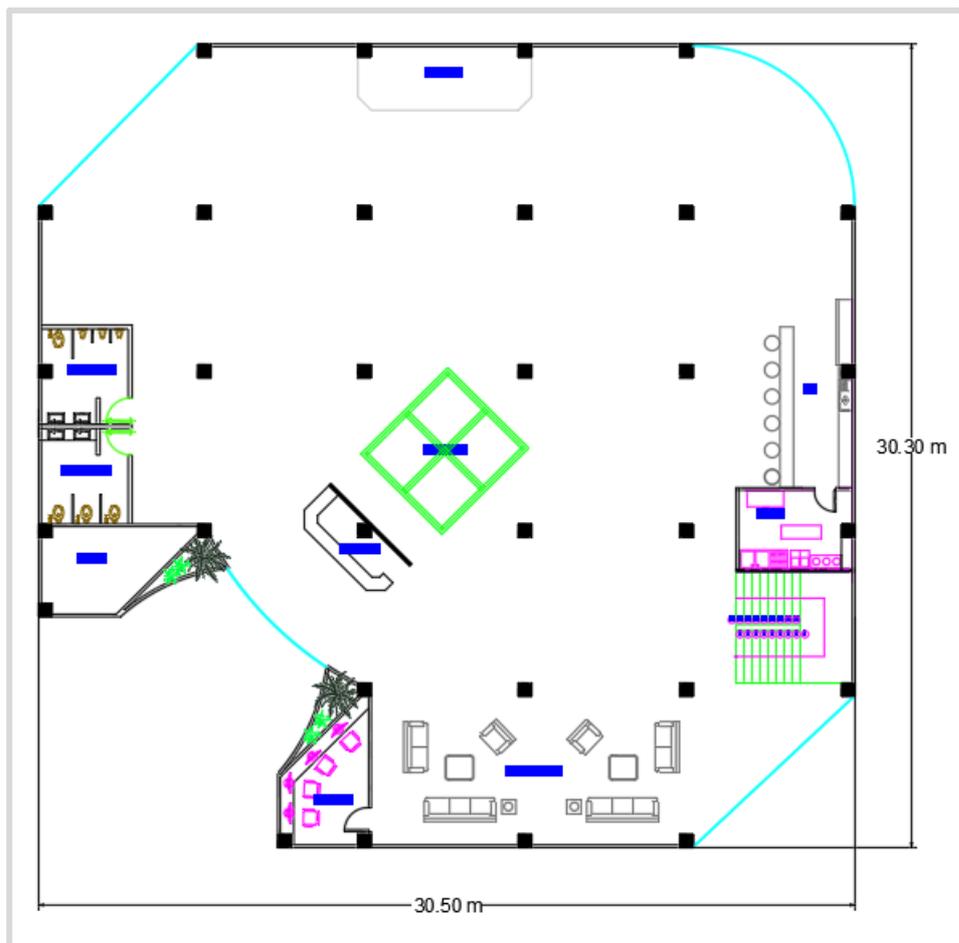
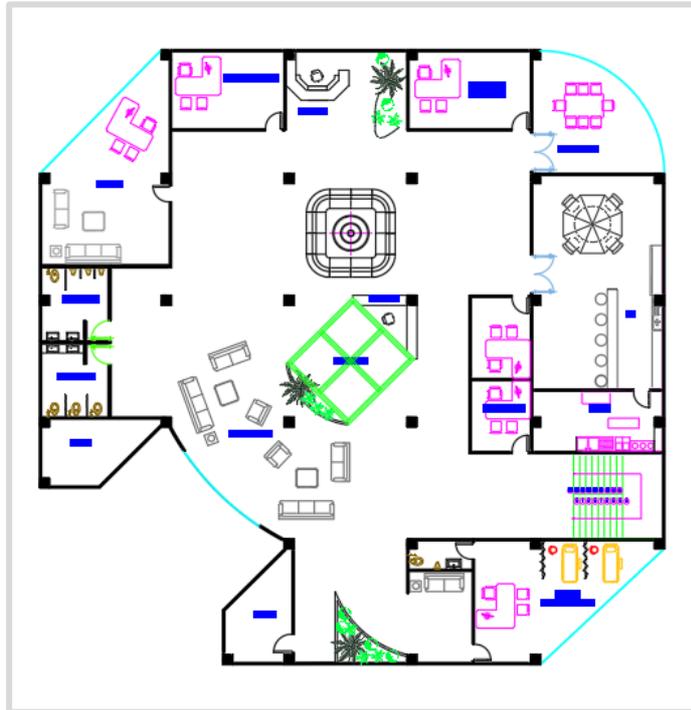


Figura 23

Detalle arquitectónico del nivel #2 de la estructura.



Nota: Elaboración propia

Figura 24

Detalle arquitectónico de los niveles 3, 4, 5, 6, 7 y 8 de la estructura.



Nota: Elaboración propia.

3.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE 8 PISOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA

Características Estructurales y Arquitectónicas

La estructura de hormigón armado está compuesta por pórticos, con una separación de entre pisos de 3.00 m, la planta tiene una forma irregular, la primera planta esta destina para uso de recepciones, la segunda planta para oficinas y del tercer a octavo para uso residencial.

Para predimensionar los elementos estructurales se harán de acuerdo con los requerimientos de la NEC15 y se consideran las propiedades de la tabla siguiente:

Tabla 23
Propiedades del Hormigón

HORMIGÓN		
f_c	240	kg/cm ²
F_y	4200	kg/cm ²
E	233928.19	kg/cm ²

Nota: Tomado de (NEC, 2015)

3.2.1. Cargas

Para determinar las cargas verticales se toma en cuenta la NEC-SE-CG 2015 Cargas (no sísmicas) donde se ejecuta un análisis del peso de los materiales, ocupaciones de pisos y cargas vivas considerando las cargas y combinaciones de carga que se utilizarán para este proyecto, y que se detallan a continuación:

Carga Muerta

Mampostería

Para este proyecto se asume un peso de las paredes de 180 kg/m², para calcular un valor más preciso de debe determinar el peso de las paredes de acuerdo con los planos arquitectónicos.

Enlucido

Para el peso del enlucido se considera 50 kg/m².

Recubrimiento de Piso

El peso de recubrimiento de piso se considera 50 kg/m².

Tumbado

Se considera un peso de tumbado de 30 kg/m².

Carga Viva

Para carga viva se acogió los valores de acuerdo con la NEC en la que especifica el peso de carga viva acorde a la ocupación de piso que en este caso son:

Tabla 24
Detalle de la carga viva por niveles.

NIVEL	OCUPACIÓN	PESO
1	Recepción	200 kg/m ²
2	Oficinas	240 kg/m ²
3-8	Residencial	480 kg/m ²

3.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales.

3.2.2.1. Predimensionamiento de Losa

Conforme a la norma de ACI318 – 14 Cap. 8 para calcular el espesor mínimo de una losa en dos direcciones entre los apoyos en todos lados es:

$$h = \frac{ln \left(0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (29)$$

Donde

ln Corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.

- β Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$$h = \frac{1100 * LL}{N}$$

$$N = 9000 * B + 36000$$

$$B = LL/LC$$

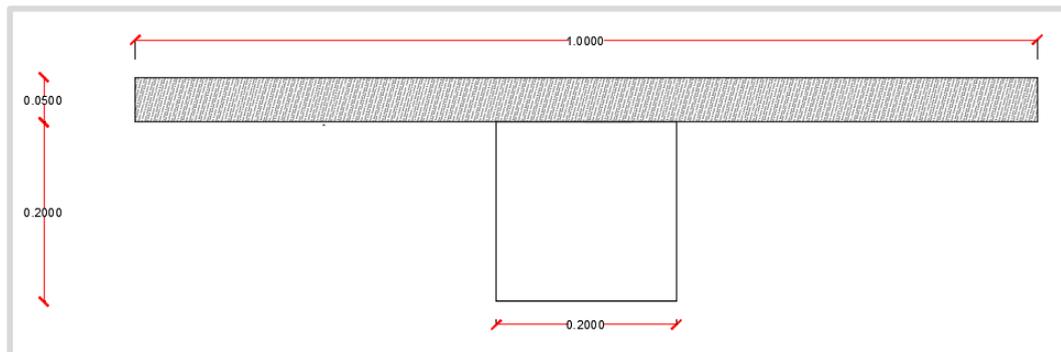
$$h = \frac{1100 * 610}{9000 * \frac{6.1}{6.05} + 35000}$$

$$h = 14,89cm$$

Para este proyecto se asume una losa en dos direcciones de 25cm de espesor, se considera como una sección “T” de un metro de ancho para facilidad analítica:

Figura 25

Sección “T” losa $h=25cm$



Nota: Creación propia.

Inercia de la losa

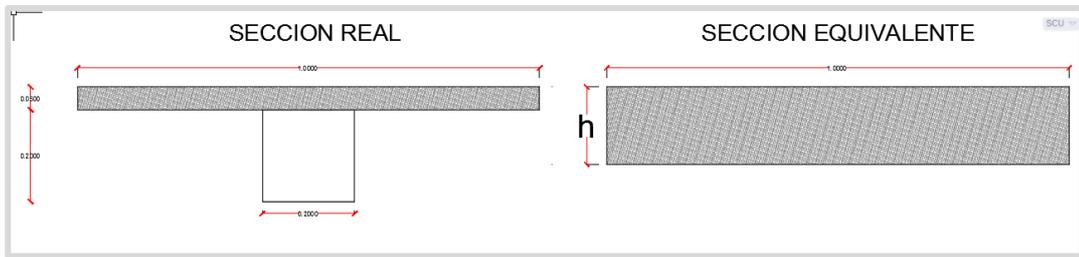
$$\bar{Y}_{CG} = \frac{\sum \text{Areas} * \text{Centroide}}{\text{Area Total}} \quad (30)$$

$$\bar{Y}_{CG} = \frac{(0.20 * 0.20) * (0.10) + (1 * 0.05) * (0.225)}{(0.20 * 0.20) + (1 * 0.05)}$$

$$\bar{Y}_{CG} = 0,169 m$$

Utilizando el teorema de los ejes paralelos relacionas las inercias la sección real de la losa aliviada con la sección equivalente de una losa maciza para un mejor manejo en el programa ETABS.

Figura 26
Sección de la losa.



Nota: Elaboración propia.

$$I_{CT} = \sum I_c + A * d^2 \quad (31)$$

$$I_{CT} = \left[\frac{b * h^3}{12} + (b * h) * (\bar{Y}_{CG} - \bar{Y})^2 \right]$$

$$I_{CT} = \left[\left(\frac{20 * 20^3}{12} + (20 * 20) * (16.9 - 10)^2 \right) + \left(\frac{100 * 5^3}{12} + (100 * 5) * (22.5 - 16.9)^2 \right) \right]$$

$$I_{CT} = 49099 \text{ cm}^4$$

Tabla 25
Resultados de la inercia de la losa.

	A (cm ²)	Y (cm)	A*y (cm ³)	I _o (cm ⁴)	d ²	It
1	400	10	4000	13333	95.22	50221
2	500	22.5	11250	1042	31.35	16717

Se determina la altura equivalente a una losa maciza con la inercia calculada, para esto se debe comparar y cumplir con la condición $h_{cal} > h_{min}$

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (32)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * 49099}{100}}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$h_{cal} > h_{min}$$

$$18\text{cm} > 14.89\text{cm}$$

Se concluye que para una losa alivianada de 25 cm., equivale a una losa maciza de 18cm, con el que se trabajará en el programa ETABS como elemento tipo membrana.

Cálculo de Carga Muerta y Carga Viva.

Tabla 26
Peso propio de la losa

Peso Propio de la Losa			
Loseta	$(1.00*1.00*0.05) * 2400$	120	kg/m
Nervios	$(3.60*0.10*0.20) * 2400$	172.8	kg/m
Alivianamiento	$8*(0.20*0.20*0.40) * 1000$	128	kg/m

Tabla 27
Análisis de carga viva y carga muerta.

Análisis de Carga Viva y Muerta		
Peso de Losa	420.8	kg/m
Peso Mampostería	180	kg/m
Peso de Enlucido	50	kg/m
Peso recubrimiento de piso	50	kg/m
Peso Tumbado	30	kg/m
Total Carga Muerta	730.8	kg/m

Tabla 28
Peso de las cargas según el nivel de ocupación

Carga Viva Residencial	200	kg/m
Carga Viva Oficina	240	kg/m
Carga Viva Recepción	480	kg/m

3.2.2.2. Predimensionamiento de vigas

Para esta investigación se optó por un hormigón con resistencia de $f'c$ de 240 kg/cm^2 , luego se calcula el módulo de elasticidad con la ecuación 19.2.2.1 del ACI 318-19:

$$Ec = 15100 * \sqrt{f'c} \quad (33)$$

$$Ec = 15100 * \sqrt{240} kg/cm^2$$

$$Ec = 233928.19 kg/cm^2$$

Datos de diseño

Figura 27
Pórtico del edificio con la Ocupación de cada piso

3.0000	CARGA VIVA 200 kg/cm ²
3.0000	CARGA VIVA 240 kg/cm ²
3.0000	CARGA VIVA 480 kg/cm ²

Nota: Elaboración propia.

Tabla 29
Carga muerta.

Carga Muerta		
Peso de Losa	420.8	kg/m
Peso Mampostería	180	kg/m
Peso de Enlucido	50	kg/m
Peso recubrimiento de piso	50	kg/m
Peso Tumbado	30	kg/m
Total Carga Muerta	730.8	kg/m

Mayoración de cargas

Se realiza la mayoración de carga con el peso muerto de la tabla #29 y la carga viva según la ocupación de piso tal como está en la figura #29 para obtener las cargas actuantes sobre la estructura.

Mayoración de carga piso 1

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (34)$$

$$U = 1.2(730.8\text{kg/cm}^2) + 1.6(480\text{kg/cm}^2)$$

$$U = 1644.96 \text{ kg/cm}^2$$

Mayoración de carga de piso 2

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(730.8\text{kg/cm}^2) + 1.6(240\text{kg/cm}^2)$$

$$U = 1260.96 \text{ kg/cm}^2$$

Mayoración de carga de piso 3-8

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(730.8\text{kg/cm}^2) + 1.6(200\text{kg/cm}^2)$$

$$U = 1196.96 \text{ kg/cm}^2$$

Carga actuante total de la estructura

$$U = 10087.68 \text{ kg/m}^2$$

Para dimensionar las vigas se utilizarán las ecuaciones que se presentaron en los cursos de Estructuras y Hormigón Armado.

Carga Última

$$qu = U * A_T \quad (35)$$

Donde:

U Carga mayorada por piso

A_T Área tributaria

Momento Último

$$Mu = \frac{qu * L^2}{10} \quad (36)$$

Donde:

Mu Momento ultimo

L Longitud más crítica de viga

Dimensión de viga

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * f'c * \omega * (1 - 0.59\omega)}} + rec \quad (37)$$

Donde:

ϕ Factor de reducción de resistencia

$f'c$ Resistencia de Compresión

b Base de la viga

ω Cuantía de refuerzo igual a 0.18

Viga del eje E entre los ejes 5-6

$$L = 6.1 \text{ m}$$

$$A_T = 6.05 \text{ m}$$

Carga ultima

$$qu = 1644.96 \text{ kg/m}^2 * 6.05 \text{ m}$$

$$qu = 9952.008 \text{ kg/m}$$

Momento ultimo

$$Mu = \frac{9952.008 \text{ kg/m} * (6.1\text{m})^2}{10}$$

$$Mu = 37031.422 \text{ kg} - \text{m}$$

Dimensión de viga

$$d = \sqrt{\frac{37031.422 \text{ kg} - m * \left(\frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}\right)}{0.9 * 40 \text{ cm} * 240 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}} * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}} + 5 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$\text{viga} = 40 \times 60$$

3.2.2.3. Predimensionamiento de columnas

Para pre dimensionar las columnas se optó por una resistencia a la compresión de 240 kg/m^2 y con la carga mayorada total de la estructura para esto se utilizó la siguiente ecuación que se presentaron en los cursos de Estructuras y Hormigón Armado.

$$L = \sqrt{\frac{U * A_T}{0.25 * f'c}} \quad (38)$$

Donde:

U Carga mayorada total de la estructura

A_T Área tributaria

$f'c$ Resistencia a la compresión

Columnas Centrales

$$A_T = 36.6025 \text{ m}^2$$

$$U = 10087.68 \text{ kg/m}^2$$

$$L = \sqrt{\frac{10087.68 \text{ kg/m}^2 * 36.6025 \text{ m}^2}{0.25 * 240 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L = 78.45 \approx 80 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensión de la columna} = 80 \times 80$$

Tabla 30
Predimensionamiento de vigas

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS								
Piso	U (kg/m²)	At (m)	qu (kg/m)	L (m)	Mu (kg - m)	b (cm)	d (cm)	h (cm)
1	1644,96	6,05	9952,008	6,1	37031,42	40	57	60
2	1260,86	6,05	7628,203	6,1	28384,54	35	53	55
3	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55
4	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55
5	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55
6	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55
7	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55
8	1196,96	6,05	7241,608	6,1	26946,02	35	52	55

Tabla 31
Predimensionamiento de Columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS					
Columnas	U	At	L	L def	Dimensiones
Centrales	10087,68	36,6025	78,45	80	80 x 80
Esquinas y borde	10087,68	18,345	55,54	60	60 x 60

3.2.2.4. *Diseño de cimentación*

Diseño de Zapata corrida

Una zapata corrida soporta más de dos columnas en un muro. Cuando la columna individual se coloca sobre la base corrida, la carga de la columna se transfiere a la losa de la base, lo que ayuda a crear estabilidad para la cimentación.

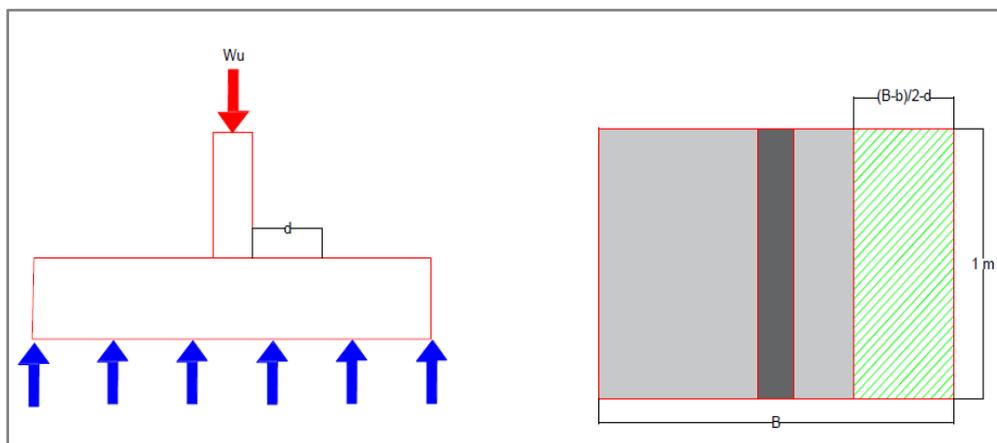
Las zapatas corridas se usan con cimientos puntuales en estructuras comerciales y residenciales para crear una estructura sólida.

Tabla 32
Especificaciones del ACI 318-14

Recubrimiento libre según ACI 318-14

75mm	20.6.1.3.4
Peralte efectivo d	
Mínimo 150mm	13.3.1.2
Resistencia nominal del concreto	
$\phi V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$	22.5.6.1
Donde:	
λ : Factor de modificación igual a 1	
ϕ : Factor de reducción igual a 0.75	
Cuantía mínima ACI 318	
$\rho_{min} = 0.80 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$	
Cuantía mínima por contracción y temperatura	
$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 420}{f_y}$	

Figura 28
Detalle de Zapata corrida



Nota: Elaboración propia.

Cortante ultimo del diseño

$$V_u = \left(\frac{B-b}{2} - d \right) * b * q_u \quad (39)$$

Momento último de diseño

$$M_u = \left(b * \left(\frac{1,1-t}{2} \right) \right) * q_u * \left(\frac{B-b}{4} \right) \quad (40)$$

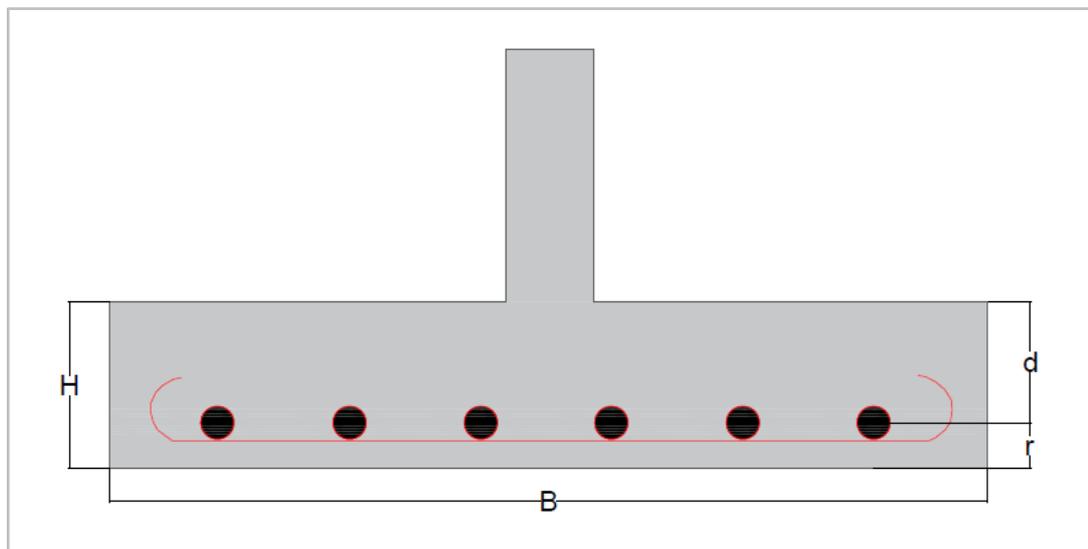
Tabla 33
Datos de cargas para la zapata corrida

DATOS	
WD	35,4 ton/m
WL	10.4 ton/m
W	45,3 ton/m
Wu	59,1 ton/m

El ACI 318 establece que para estructuras de concreto reforzado que va a estar construido y expuesto al suelo requiere un recubrimiento libre de mínimo 75 mm.

También acota que el peralte efectivo del refuerzo inferior de debe ser mínimo 15 cm, para el diseño se propone varillas de 12 mm

Figura 29
Sección transversal de la Zapata Corrida



Nota: Elaboración propia.

Tabla 34
Datos de dimensiones Zapata corrida

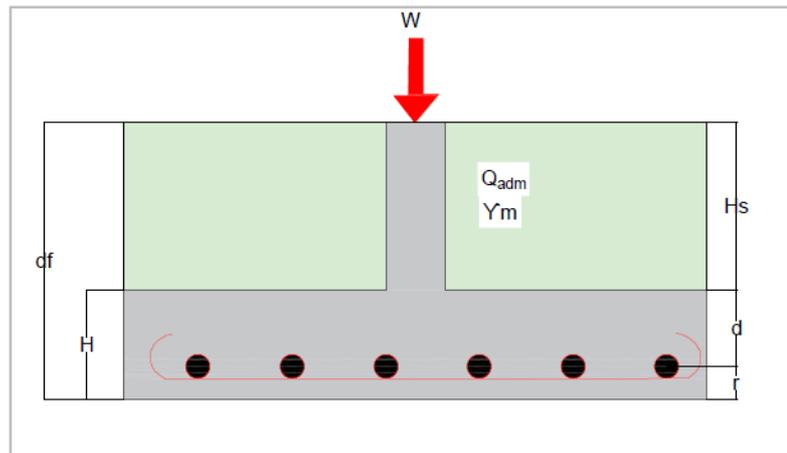
Recubrimiento de la parte inferior en la sección paralela al muro

rec_{min}	7,5 cm
f	12 mm
r	8,1 cm

H	45 cm
d	31,9 cm

Capacidad de carga neta

Figura 30
Capacidad de carga neta



Nota: Elaboración propia

$$q_e = Q_{adm} - \gamma_m * H_s - \gamma_c * H \quad (41)$$

Tabla 35
Datos para el cálculo de la carga neta

Q adm	12,5
γ_m	1,59
γ_c	2,4
H	0,45
Hs	1,45
Qe	9.1145

Ancho de la zapata

$$B = \frac{W}{q_e}$$

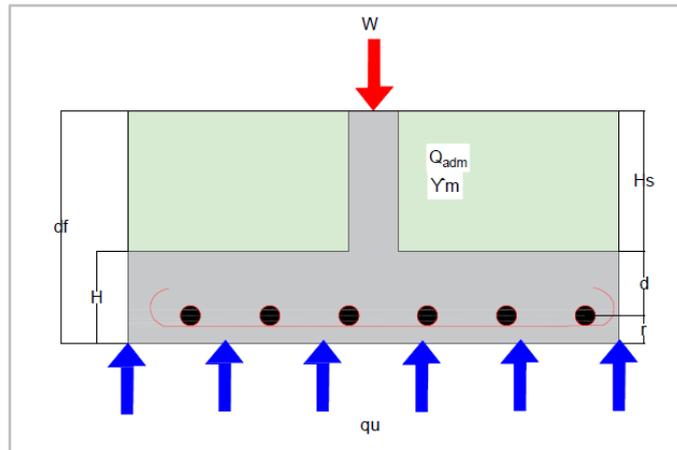
Tabla 36
Datos para el cálculo de B (ancho de zapata)

W	45,8
----------	-------------

B	5,022
B	5

Resistencia que ejerce el suelo sobre la zapata

Figura 31
Carga ultima de la zapata



Nota: Elaboración propia.

$$qu = \frac{Wu}{B} \quad (42)$$

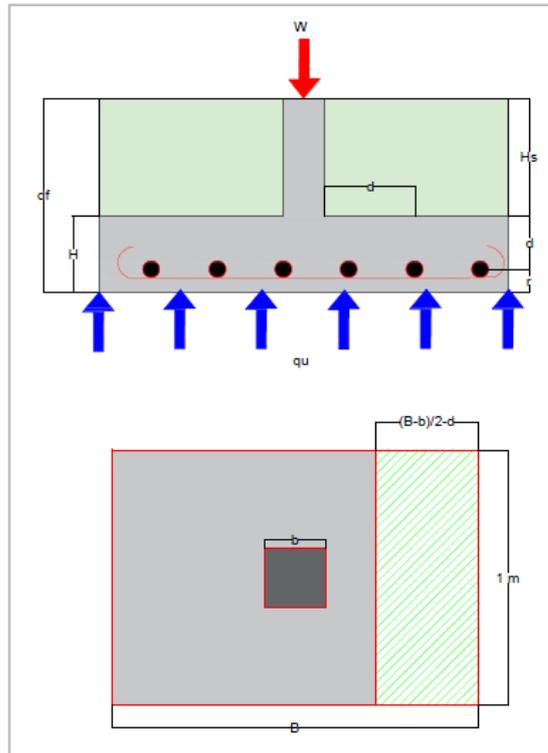
$$qu = \frac{59.1 \text{ ton/m}}{5 \text{ m}}$$

$$qu = 11.82 \text{ ton/m}^2$$

Sección crítica para Mu

Para el diseño es para columnas la sección crítica para Mu se localiza en la cara de la columna, el ACI 318 sección 7.4.3.2 indica que la ubicación de la sección crítica para cortante en una crítica se localiza a una distancia igual al peralte efectivo medido desde la aplicación de la sección crítica para el Momento Ultimo.

Figura 32
Análisis de zapata mediante la fuerza cortante en una dirección



Nota: Elaboración propia.

$$Vu = \left(\frac{B - b}{2} - d \right) * 1m * qu \quad (43)$$

$$Vu = \left(\frac{5\text{ m} - 0,8\text{ m}}{2} - 0.369\text{ m} \right) * 1\text{ m} * 11.82\text{ ton/m}^2$$

$$Vu = 20.56\text{ ton}$$

Resistencia al corte en una dirección

El ACI 318 establece que la resistencia al corte se calcula con la siguiente expresión:

$$Vc = 1.10 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (44)$$

$$\phi Vc = 1.1 * \sqrt{240} * 100\text{ cm} * 36.9\text{ cm}$$

$$Vc = 30.30\text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.75 * 32.73\text{ ton}$$

$$\phi V_c = 22.72 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \therefore \text{CUMPLE}$$

Momento flexionante ejercido en la sección crítica

$$M_u = \left[1 \text{ m} \left(\frac{B - b}{2} \right) \right] q_u \left(\frac{B - b}{4} \right) \quad (45)$$

$$M_u = \left[1 \text{ m} \left(\frac{5 \text{ m} - 0,8 \text{ m}}{2} \right) \right] 11.82 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{5 \text{ m} - 0,8 \text{ m}}{4} \right)$$

$$M_u = 26.06 \text{ ton} - \text{m}$$

Acero de refuerzo para resistir M_u

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2 M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * d^2}} \right) \quad (46)$$

$$\rho = \frac{0.85 * 240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{\frac{2 * 26.06 \text{ ton} - \text{m} * 100 * 1000}{\phi * 0.85 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 36.9 \text{ cm}^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00536$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.00536 * 100 \text{ cm} * 36.9 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.8 \text{ cm}^2$$

Acero por contracción y temperatura

$$A_s = \rho * B * H \quad (47)$$

$$\rho = \frac{0.0018 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 * 500 \text{ cm} * 45 \text{ cm}$$

$$A_s = 40.5 \text{ cm}^2$$

Acero de zapata centrales

Tabla 37
Detalle de ϕ Acero de Zapatas corridas centrales

Acero de zapata						
As	f mm	As varilla	# varillas	s		
As longitud	19,776	12	1,130976	17,49	18	6 cm
As temp	40,500	12	1,130976	35,81	36	14 cm

Tabla 38
Verificación del cortante

Vu	20,46 ton
Vc	30,30 ton
f Vc	22,72 ton
Vu > f Vc	CUMPLE

Tabla 39
Acero de refuerzo para momentos (M_u)

Acero de refuerzo para resistir M_u								
M_u	b	d	f_c	f_y	w1	w2	Pd	A_s
kg-m/m	cm	cm	kg/cm²	kg/cm²				cm²
26,06	100	36,9	240	4200	0,09379	1,6011	0,00536	19,776

Tabla 40
Acero por contracción y temperatura

Acero por contracción y temperatura

B	H	P	As temp
520	40	0,0018	37,44

Acero de zapata laterales

Tabla 41*Detalle de ϕ Acero de Zapatas corridas laterales*

Acero de zapata						
As	f mm	As varilla	# varillas	s		
As longitud	13,302	12	1,130976	11,28	12	8 cm
As temp	22,680	12	1,130976	19.5	20	18 cm

3.2.2.5. Diseño de losa Nervada en dos direcciones.**Tabla 42***Normas de diseño de losa.***Área de acero mínimo superior. ACI 318**

$$A_{smin1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$A_{smin2} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

$$A_{smin3} = \frac{14}{fy} * bw * d$$

Donde:

Asmin: Área de acero mínima.

b: Ancho de la cara en compresión del elemento.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el cancroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Bw: Ancho del alma.

Área de acero inferior. ACI 318

$$A_{smin1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$A_{smin3} = \frac{14}{fy} * bw * d$$

Donde:

Asmin: Área de acero mínima.

b: Ancho de la cara en compresión del elemento.

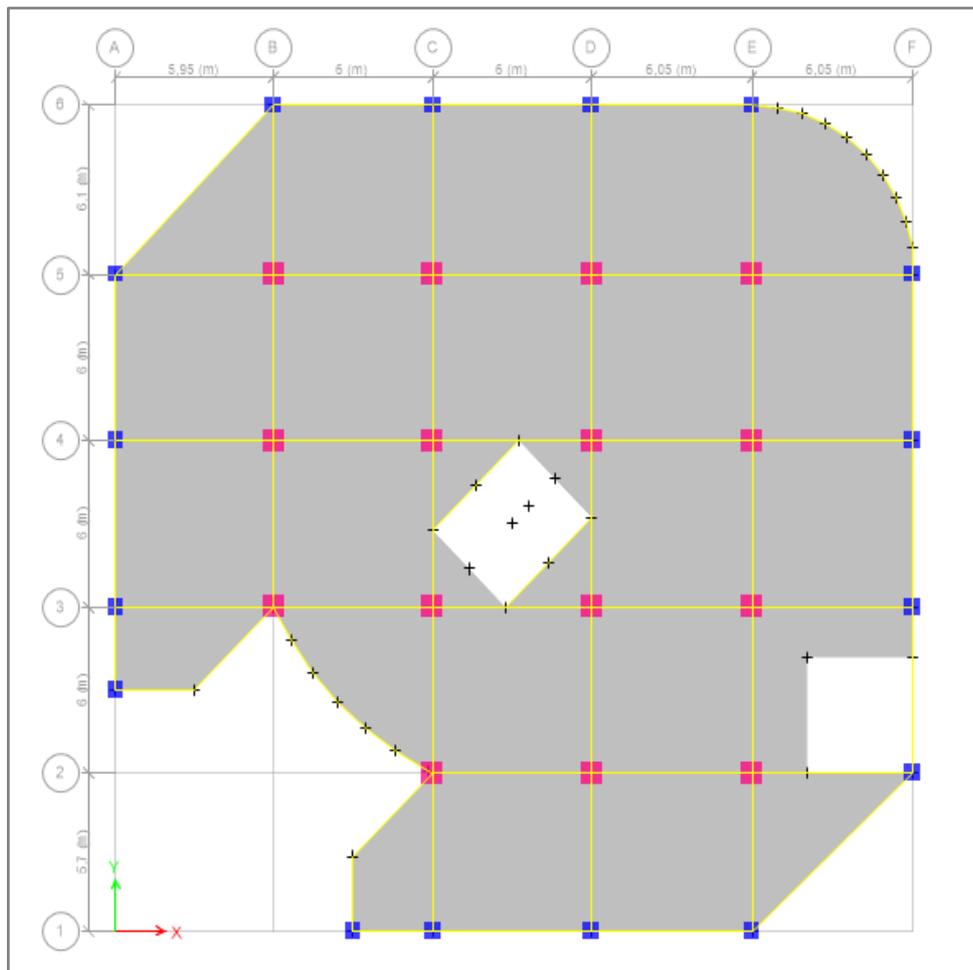
d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

bw: Ancho del alma.

Diseño de losa $e=25\text{ cm}$

Para el proyecto se determinaron los tipos losas que se presentan para definir los Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Figura 33
Arquitectura de la losa.

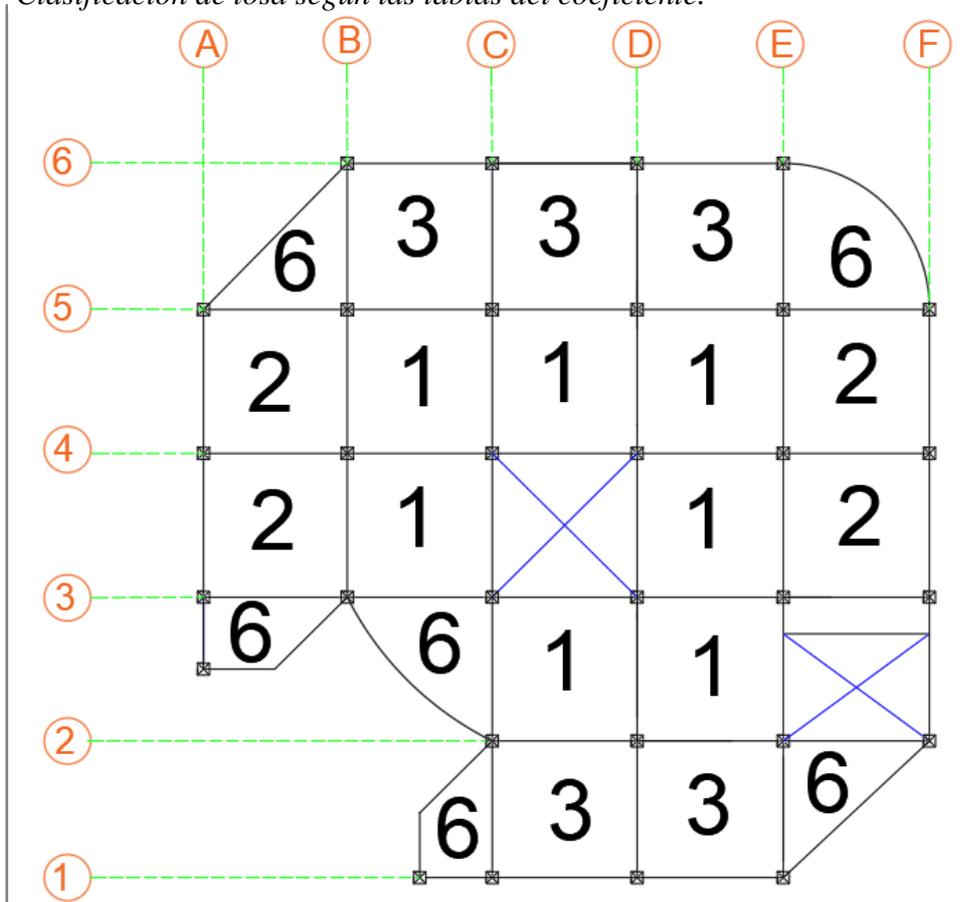


Nota: Elaboración propia.

En el proyecto se presentan las siguientes losas:

Figura 34

Clasificación de losa según las tablas del coeficiente.

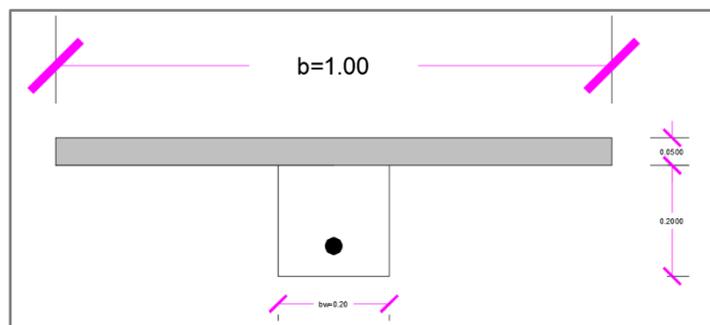


Nota: Elaboración propia.

En el cálculo de predimensionamiento de losa se determinó que para el proyecto el espesor de losa adecuada para soportar las cargas que se presentan en la estructura es de 25 cm.

Figura 35

Sección transversal de losa.

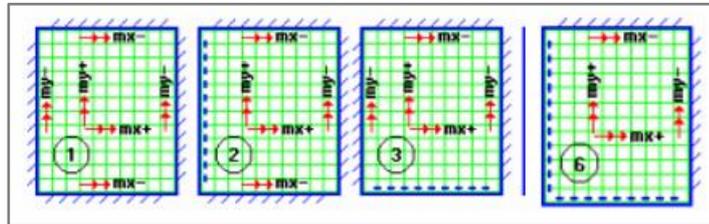


Nota: Elaboración propia.

Análisis a flexión

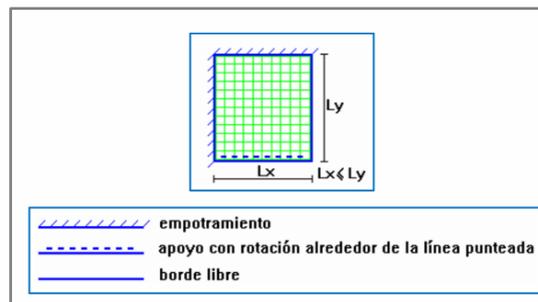
Mediante las tablas que se presentaron anteriormente y según los modelos estructurales de losa se identificaron en la siguiente imagen:

Figura 36
Coficiente de diseño de la estructura.



Donde:

Figura 37
Condiciones de borde.



Nota: Tomado de (Proaño Romo, 2008)

3.2.3. Análisis sísmico.

3.2.3.1. Parámetros del análisis sísmico.

Zonificación.

De acuerdo con tabla #7 de la NEC se establece el factor Z para una zona alta sísmica como es Santa Elena con un valor de $Z=0.5$

Coficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Para este proyecto se considera un suelo tipo C predominante en la Provincia de Santa Elena, con los datos del tipo de suelo y el factor Z se determina según las tablas #10, #11 y #12 los siguientes:

Tabla 43
Fa, Fd y Fs para suelo tipo C

SANTA ELENA (Suelo Tipo C)	
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23

Coefficiente de Importancia

El coeficiente de importancia se determinó de acuerdo con la categoría de la estructura que corresponde a un tipo de acidificación normal con un coeficiente I= 1

Coefficiente de configuración en Planta y Elevación

Al evaluar la planta de la edificación se determinó un $\varphi_P = 0.9$ (Coeficiente de configuración en Planta) y un $\varphi_E = 1.0$ (Coeficiente de irregularidad en Elevación)

Factor de reducción de resistencia sísmica

Para ser muy conservador con el diseño se utilizó un factor R=5

Tabla 44
Factores para el cálculo del Cortante Basal

Factores para el cálculo del Cortante Basal	
I	1.00
R	5.00
φ_P	0.90
φ_E	1.00

Con los datos establecidos se determina los límites de la aceleración espectral para los periodos que se presentan en las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (48)$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (49)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (50)$$

Donde:

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño de un tiempo determinado en donde estará su aceleración máxima

T_o Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en un tiempo $t=0$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.608$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_o = 0.1105$$

Se determina el periodo fundamental de la estructura T_f :

$$T_f = C_t * h_n^\alpha \quad (51)$$

El cálculo de la aceleración espectral S_a , se realiza de acuerdo con los factores de ubicación de la estructura que se obtuvieron anteriormente.

$$S_a = \eta * Z * F_a; \quad \text{Para } 0 \leq T_c \leq T_c \quad (52)$$

Donde:

η Según la tabla #13 es igual a 1.80 para provincia de la Costa que en este caso la edificación está ubicado en la provincia de Santa Elena.

$$Sa = \eta * Z * Fa$$

$$Sa = 1.80 * 0.5 * 1.18$$

$$Sa = 1.062$$

El cálculo del Espectro de respuesta de aceleraciones depende del periodo de la estructura.

$$Sa = \eta Z Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \quad \text{Para } T > T_c \quad (53)$$

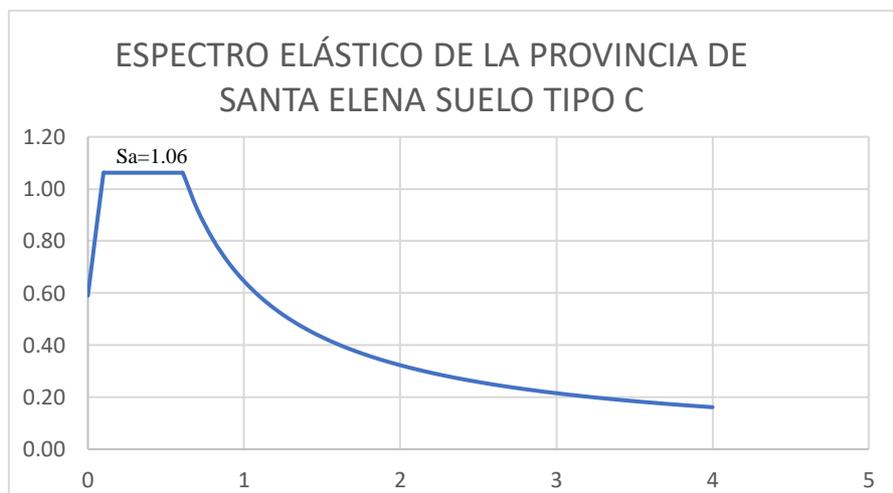
Donde:

r Factor el cual los valores depende de la ubicación geográfica de la estructura tal como está en la tabla #14

$$Sa = 1.80 * 0.5 * 1.18 * \left(\frac{0.608}{T}\right)^1$$

Figura 38

Espectro Elástico de la provincia de Santa Elena suelo tipo C



Nota: Elaboración propia.

Período de vibración fundamental de la estructura

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (54)$$

Donde:

h_n^α Altura total de la edificación.

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores se tiene que $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$

$$T = 0.055 * 24^{0.9}$$

$$T = 0.96$$

Cálculo del coeficiente sísmico

Se calcula en coeficiente sísmico, se calcula con la expresión y usando los factores encontrados anteriormente.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \varphi_E * \varphi_P} \quad (55)$$

$$C_s = \frac{1.00 * 0.672}{5 * 1.00 * 0.90}$$

$$C_s = 0.149$$

3.2.3.2. Análisis modal espectral

Con valores que se presentan en la siguiente tabla se realizó el análisis modal espectral que se debe de realizar en Excel para posteriormente ingresar los datos del Espectro Inelástico en el programa ETABS.

Tabla 45
Valores para el Espectro Elástico

FACTORES	VALORES
Tipo de Suelo	C
Z	0.50
I	1.00
R	5.00
φ_P	0.90
φ_E	1.00
N	1.80
R	1.00
Fa	1.18
Fd	1.06

Valores considerados para el espectro elástico

Los valores que se muestran en la tabla son del Espectro inelástico considerando un factor de reducción $R=5$ para ser conservadores con el diseño.

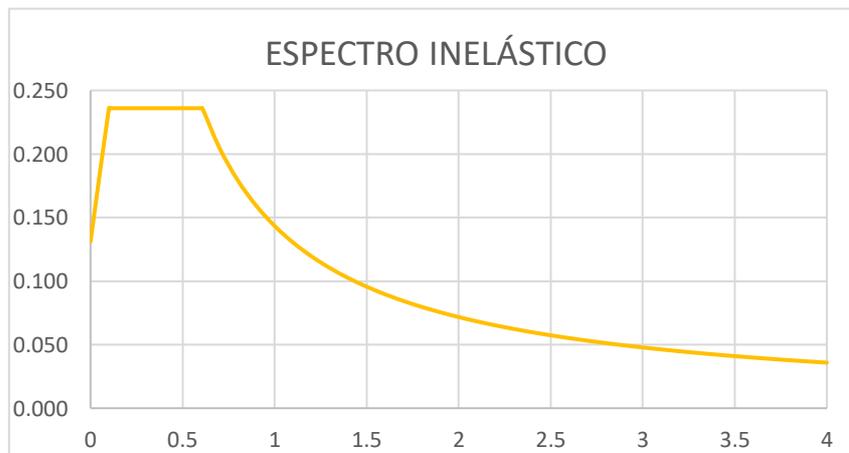
Tabla 46
Espectro elástico para factor de reducción $R=5$

T	Sa(C)	V
0	0,59	0,131
0,1	1,06	0,236
0,11	1,06	0,236
0,2	1,06	0,236
0,3	1,06	0,236
0,4	1,06	0,236
0,5	1,06	0,236
0,6	1,06	0,236
0,608	1,06	0,236
0,7	0,92	0,205
0,8	0,81	0,179
0,9	0,72	0,159
1	0,65	0,143
1,1	0,59	0,130
1,2	0,54	0,120
1,3	0,50	0,110
1,4	0,46	0,102
1,5	0,43	0,096
1,6	0,40	0,090
1,7	0,38	0,084
1,8	0,36	0,080
1,9	0,34	0,075
2	0,32	0,072
2,1	0,31	0,068
2,2	0,29	0,065
2,3	0,28	0,062

2,4	0,27	0,060
2,5	0,26	0,057
2,6	0,25	0,055
2,7	0,24	0,053
2,8	0,23	0,051
2,9	0,22	0,049
3	0,22	0,048
3,1	0,21	0,046
3,2	0,20	0,045
3,3	0,20	0,043
3,4	0,19	0,042
3,5	0,18	0,041
3,6	0,18	0,040
3,7	0,17	0,039
3,8	0,17	0,038
3,9	0,17	0,037
4	0,16	0,036

En la figura se muestra la curva del espectro inelástico que corresponde a los valores calculados en el paso anterior que luego deben ingresarse al programa ETABS.

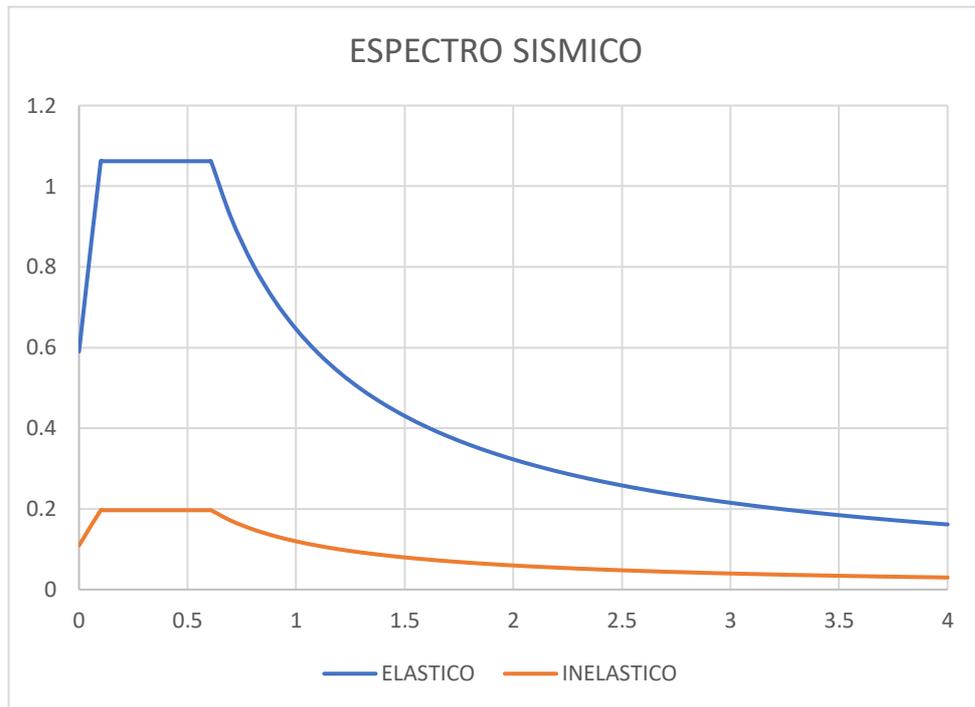
Figura 39
Gráfica de Espectro inelástico



Nota: Elaboración propia

Figura 40

Grafica de comparación entre el espectro elástico y el espectro inelástico.



3.2.3.3. Corrección del cortante basal

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} * W \quad (56)$$

Expresión de cortante basal

La corrección de cortante basal dinámico según la NEC indica que no debe ser:

- < 80% del cortante basal V para estructuras regulares.
- < 85% del cortante basal V para estructuras irregulares.

A continuación, se presenta el peso de la estructura mediante las tablas del ETABS la cual será la sumatoria del PESO PROPIO más la carga MUERTA se presenta en la imagen siguiente:

Figura 41
Peso de la estructura

Dead	0	0	4442,4145	70178,2948	-69880,1837
SOBRECARGA	0	0	1758,5375	28146,1981	-27794,8439

Peso total de la estructura W es igual a 6200,952 tonf.

El cortante basal será:

$$V = C_s * W \quad (57)$$

$$V = 0.149 * 6200,952$$

$$V = 923,94 \text{ tonf}$$

Corrección del cortante basal estático

Según la tabla de ETABS se verifica si debe corregirse el cortante basal mediante la comparación de resultados de la tabla de ETABS y el cortante basal calculados anteriormente.

P1	SX	Top	0	-915,7007	-1,149E-06	14938,4312	1,514E-05	-13211,5421
P1	SX	Bottom	0	-915,7007	-1,149E-06	14938,4312	1,859E-05	-15958,6442
P1	SY	Top	0	0	-915,7007	-14841,9622	13211,5423	0
P1	SY	Bottom	0	0	-915,7007	-14841,9622	15958,6445	0

Figura 42
Datos de cortante dinámico

Para esto se dividirá el cortante basal calculado con el del programa ETABS.

$$\frac{V}{SX} = \frac{923,94}{915,700} = 1.0090$$

Se multiplicará el coeficiente de cortante basal calculado por el resultado de la relación de cortante basal calculado y el de ETABS y se corrige el coeficiente en dirección X y Y en el ETABS.

Figura 43
Corrección del coeficiente sísmico



Corrección del cortante basal dinámico

Los valores de cortante basal dinámico en dirección X y Y que se manifiestan en la figura están obtenidos del programa ETABS.

Figura 44
Datos del cortante basal dinámico en dirección X y Y

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DX Max	619,5534	74,2964	0	1220,9557	10063,2637	10496,9047
DY Max	74,2964	630,4027	0	10237,1711	1220,9451	10076,5618

Como se indicó anteriormente la NEC estipula que el cortante basal dinámico se corregirá un 85% para el caso de estructuras irregulares consecuentemente:

$$V_c = 6200,952 \text{ tonf} * 0.1503 * 0.85 = 792,2026$$

Corrección para la dirección X.

$$f_x = \frac{V_c}{DX} = \frac{792,2026}{623,9923} = 1,2696$$

Corrección para la dirección Y.

$$f_y = \frac{V_c}{DY} = \frac{792,2026}{634,7657} = 1,2480$$

Figura 45
Corrección de la aceleración del espectro Santa Elena

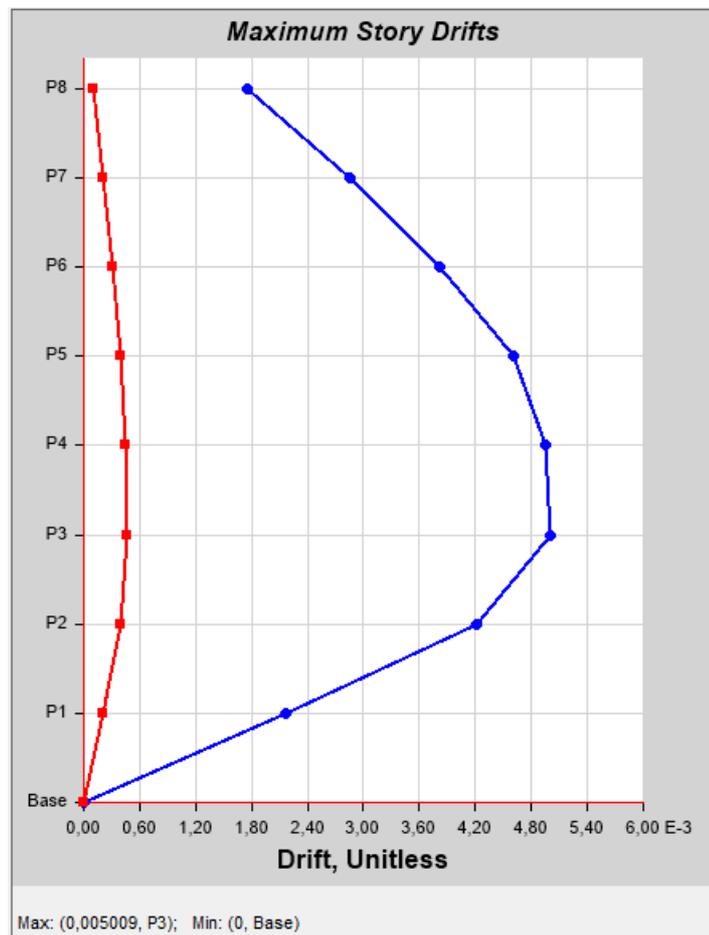
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO SANTA...	12,2429
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO SANTA...	12,4548

3.2.3.4. Control de derivas de pisos

Los valores máximos de derivas de pisos son de 0.02 según los establece la NEC en la tabla #17 para estructuras de Hormigón Armado, Estructuras Metálicas y de madera.

Para controlar las derivas máximas inelásticas en el modelo de la estructura de ETABS tanto en el sentido X y Y se establece la siguiente expresión:

Figura 46
Gráfica de derivas máximas Edificio de Hormigón Armado



(58)

$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_{max} = 0.75 * 5 * 0.005009$$

$$\Delta_{max} = 0.01878$$

El valor que se calcula con la expresión es menor a la que se establece la NEC por lo que cumple con lo establecido por esta.

Tabla 47*Derivas de piso Edificio de Hormigón Armado*

TABLE: Story Drifts								
Story	Output Case	Direction	Drift	X	Y	Z	ΔM	2%
				m	m	m		
Story8	SX	X	0.003311	18.97	29.8	24	1.24%	CUMPLE
Story8	SY	Y	0.003273	30.05	6.06	24	1.23%	CUMPLE
Story8	C 1.2D +L+SX	X	0.003332	18.97	29.8	24	1.25%	CUMPLE
Story8	D 1.2D +L+SY	Y	0.003378	30.05	21.36	24	1.27%	CUMPLE
Story8	G 1.2D +L-SX	X	0.003291	18.97	29.8	24	1.23%	CUMPLE
Story8	H 1.2D +L-SY	Y	0.003168	30.05	20.14	24	1.19%	CUMPLE
Story8	K 0.9D+SX	X	0.003324	18.97	29.8	24	1.25%	CUMPLE
Story8	L 0.9+SY	Y	0.003335	30.05	6.06	24	1.25%	CUMPLE
Story8	O 0.9-SX	X	0.003299	18.97	29.8	24	1.24%	CUMPLE
Story8	P 0.9D-SY	Y	0.003212	30.05	6.06	24	1.20%	CUMPLE
Story7	SX	X	0.003902	19.57	29.8	21	1.46%	CUMPLE
Story7	SY	Y	0.003858	30.05	19.52	21	1.45%	CUMPLE
Story7	C 1.2D +L+SX	X	0.003924	19.57	29.8	21	1.47%	CUMPLE
Story7	D 1.2D +L+SY	Y	0.00396	30.05	19.52	21	1.49%	CUMPLE
Story7	G 1.2D +L-SX	X	0.00388	23.23	29.8	21	1.46%	CUMPLE
Story7	H 1.2D +L-SY	Y	0.003755	30.05	23.18	21	1.41%	CUMPLE
Story7	K 0.9D+SX	X	0.003915	19.57	29.8	21	1.47%	CUMPLE
Story7	L 0.9+SY	Y	0.003918	30.05	19.52	21	1.47%	CUMPLE
Story7	O 0.9-SX	X	0.003889	9.98	29.8	21	1.46%	CUMPLE
Story7	P 0.9D-SY	Y	0.003797	30.05	22.58	21	1.42%	CUMPLE
Story6	SX	X	0.004309	22.63	29.8	18	1.62%	CUMPLE
Story6	SY	Y	0.00426	30.05	18.92	18	1.60%	CUMPLE
Story6	C 1.2D +L+SX	X	0.004328	19.57	29.8	18	1.62%	CUMPLE
Story6	D 1.2D +L+SY	Y	0.004354	30.05	19.52	18	1.63%	CUMPLE
Story6	G 1.2D +L-SX	X	0.00429	9.98	29.8	18	1.61%	CUMPLE
Story6	H 1.2D +L-SY	Y	0.004166	30.05	18.92	18	1.56%	CUMPLE
Story6	K 0.9D+SX	X	0.00432	19.57	29.8	18	1.62%	CUMPLE
Story6	L 0.9+SY	Y	0.004315	30.05	19.52	18	1.62%	CUMPLE
Story6	O 0.9-SX	X	0.004298	22.63	29.8	18	1.61%	CUMPLE
Story6	P 0.9D-SY	Y	0.004205	30.05	18.92	18	1.58%	CUMPLE
Story5	SX	X	0.004532	22.63	29.8	15	1.70%	CUMPLE
Story5	SY	Y	0.00448	30.05	22.58	15	1.68%	CUMPLE
Story5	C 1.2D +L+SX	X	0.004548	22.63	29.8	15	1.71%	CUMPLE

Story5	D 1.2D +L+SY	Y	0.004563	30.05	22.58	15	1.71%	CUMPLE
Story5	G 1.2D +L-SX	X	0.004516	23.23	29.8	15	1.69%	CUMPLE
Story5	H 1.2D +L-SY	Y	0.004397	30.05	18.92	15	1.65%	CUMPLE
Story5	K 0.9D+SX	X	0.004541	22.63	29.8	15	1.70%	CUMPLE
Story5	L 0.9+SY	Y	0.004529	30.05	22.58	15	1.70%	CUMPLE
Story5	O 0.9-SX	X	0.004523	23.23	29.8	15	1.70%	CUMPLE
Story5	P 0.9D-SY	Y	0.004432	30.05	18.92	15	1.66%	CUMPLE
Story4	SX	X	0.004549	23.23	29.8	12	1.71%	CUMPLE
Story4	SY	Y	0.004497	30.05	20.74	12	1.69%	CUMPLE
Story4	C 1.2D +L+SX	X	0.004561	11.35	29.8	12	1.71%	CUMPLE
Story4	D 1.2D +L+SY	Y	0.004565	30.05	23.18	12	1.71%	CUMPLE
Story4	G 1.2D +L-SX	X	0.004537	23.23	29.8	12	1.70%	CUMPLE
Story4	H 1.2D +L-SY	Y	0.004429	30.05	18.3	12	1.66%	CUMPLE
Story4	K 0.9D+SX	X	0.004556	11.35	29.8	12	1.71%	CUMPLE
Story4	L 0.9+SY	Y	0.004537	30.05	23.18	12	1.70%	CUMPLE
Story4	O 0.9-SX	X	0.004542	23.23	29.8	12	1.70%	CUMPLE
Story4	P 0.9D-SY	Y	0.004457	30.05	20.74	12	1.67%	CUMPLE
Story3	SX	X	0.004307	23.23	29.8	9	1.62%	CUMPLE
Story3	SY	Y	0.004257	30.05	20.74	9	1.60%	CUMPLE
Story3	C 1.2D +L+SX	X	0.004315	11.35	29.8	9	1.62%	CUMPLE
Story3	D 1.2D +L+SY	Y	0.004308	30.05	23.18	9	1.62%	CUMPLE
Story3	G 1.2D +L-SX	X	0.004299	23.23	29.8	9	1.61%	CUMPLE
Story3	H 1.2D +L-SY	Y	0.004205	30.05	18.3	9	1.58%	CUMPLE
Story3	K 0.9D+SX	X	0.004312	11.35	29.8	9	1.62%	CUMPLE
Story3	L 0.9+SY	Y	0.004287	30.05	23.18	9	1.61%	CUMPLE
Story3	O 0.9-SX	X	0.004303	23.23	29.8	9	1.61%	CUMPLE
Story3	P 0.9D-SY	Y	0.004226	30.05	20.74	9	1.58%	CUMPLE
Story2	SX	X	0.003803	20.79	29.8	6	1.43%	CUMPLE
Story2	SY	Y	0.003756	30.05	20.74	6	1.41%	CUMPLE
Story2	C 1.2D +L+SX	X	0.003805	8.76	29.8	6	1.43%	CUMPLE
Story2	D 1.2D +L+SY	Y	0.003788	30.05	20.74	6	1.42%	CUMPLE
Story2	G 1.2D +L-SX	X	0.0038	20.79	29.8	6	1.43%	CUMPLE
Story2	H 1.2D +L-SY	Y	0.003725	30.05	20.74	6	1.40%	CUMPLE
Story2	K 0.9D+SX	X	0.003804	8.76	29.8	6	1.43%	CUMPLE
Story2	L 0.9+SY	Y	0.003775	30.05	20.74	6	1.42%	CUMPLE
Story2	O 0.9-SX	X	0.003801	20.79	29.8	6	1.43%	CUMPLE
Story2	P 0.9D-SY	Y	0.003738	30.05	20.74	6	1.40%	CUMPLE
Story1	SX	X	0.002483	20.79	29.8	3	0.93%	CUMPLE
Story1	SY	Y	0.002448	30.05	20.74	3	0.92%	CUMPLE
Story1	C 1.2D +L+SX	X	0.002482	8.76	29.8	3	0.93%	CUMPLE
Story1	D 1.2D +L+SY	Y	0.002458	30.05	20.74	3	0.92%	CUMPLE
Story1	G 1.2D +L-SX	X	0.002483	20.79	29.8	3	0.93%	CUMPLE
Story1	H 1.2D +L-SY	Y	0.002438	30.05	20.74	3	0.91%	CUMPLE
Story1	K 0.9D+SX	X	0.002483	8.76	29.8	3	0.93%	CUMPLE
Story1	L 0.9+SY	Y	0.002454	30.05	20.74	3	0.92%	CUMPLE
Story1	O 0.9-SX	X	0.002483	20.79	29.8	3	0.93%	CUMPLE
Story1	P 0.9D-SY	Y	0.002442	30.05	20.74	3	0.92%	CUMPLE

Modos y periodos de vibración de la estructura

Tabla 48

Participación Modal de la estructura.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumU X	SumU Y	RZ	SumR Z
Modal	1	1.098	0.4025	0.3553	0.4025	0.3553	0.0035	0.0035
Modal	2	1.084	0.357	0.4054	0.7595	0.7607	0.0001	0.0036
Modal	3	0.64	0.0026	0.0012	0.7621	0.7619	0.7588	0.7624
Modal	4	0.326	0.0877	0.0691	0.8498	0.831	0.0008	0.7632
Modal	5	0.323	0.0688	0.0878	0.9186	0.9188	0.00001519	0.7632
Modal	6	0.191	0.0004	0.0002	0.919	0.919	0.1627	0.926
Modal	7	0.173	0.024	0.0167	0.943	0.9357	0.0001	0.9261
Modal	8	0.172	0.0167	0.024	0.9597	0.9598	0	0.9261
Modal	9	0.12	0.0117	0.0076	0.9714	0.9673	0.0001	0.9262
Modal	10	0.119	0.0076	0.0117	0.9789	0.979	0.00000126	0.9262
Modal	11	0.102	0.0001	0.00003722	0.979	0.9791	0.0394	0.9656
Modal	12	0.092	0.0066	0.004	0.9857	0.9831	0.00002317	0.9656
Modal	13	0.091	0.004	0.0066	0.9896	0.9897	0	0.9656
Modal	14	0.075	0.004	0.0022	0.9936	0.9919	0.0001	0.9657
Modal	15	0.074	0.0022	0.004	0.9958	0.9959	0	0.9657
Modal	16	0.072	0.0001	0.00003113	0.9959	0.9959	0.0176	0.9833
Modal	17	0.064	0.0021	0.001	0.998	0.9969	0.00001137	0.9833
Modal	18	0.063	0.001	0.0021	0.999	0.999	0	0.9833
Modal	19	0.058	0.0007	0.0003	0.9996	0.9993	0.00001453	0.9833
Modal	20	0.057	0.0003	0.0007	0.9999	1	0	0.9833
Modal	21	0.056	0.0000468	0.0000177	1	1	0.009	0.9923
Modal	22	0.047	0.0000239	0.00000890	1	1	0.0048	0.9971
Modal	23	0.041	0.0000127	0.00000469	1	1	0.0023	0.9994
Modal	24	0.038	0.0000039	0.00000146	1	1	0.0006	1

Con los datos de la tabla #47 obtenidos en el ETABS se concluye que:

- El periodo fundamental de la estructura es 1.098 seg.
- Los dos primeros modos de vibración como era de esperarse son transaccionales y el tercer rotacional.
- La respuesta dinámica de la estructura asegura un óptimo desempeño.
- Con los primeros 6 modos de vibración se aseguró el 90% de participación modal para X, Y y Z.

3.3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO CON MUROS NO ESTRUCTURALES WRYWALL Y MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO DE 8 PISOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.

3.3.1. Características Estructurales y Arquitectónicas

La estructura de acero está compuesta por muros de corte y paredes DryWall que aportan rigidez a la estructura, con una separación de entre pisos de 3.00 m, la planta tiene una forma irregular, la primera planta está destinada para uso de recepciones, la segunda planta para oficinas y del tercer a octavo para uso residencial.

Para predimensionar los elementos estructurales se harán de acuerdo los requerimientos de la NEC15 y se consideran las propiedades de la tabla siguiente:

Tabla 49
Propiedades de acero

PROPIEDADES DEL ACERO		
ACERO	A 572 Gr 50	
Fy	3515	Kg/cm ²
Fu	4570	Kg/cm ²
E	2100000	Kg/cm ²

3.3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

3.3.2.1. Predimensionamiento de Losa

En función de la separación las viguetas sobre el cual estará apoyada la placa colaborante se realiza predimensionamiento por lo consiguiente, según lo disponible en el mercado nacional, se muestran las especificaciones a continuación:

Tabla 50
Volúmenes de hormigón para losa

Volumen de Hormigón	
Espesor de losa (cm)	Hormigón (m ³ /m ²)

	5	0.06950
Hormigón sobre la cresta.	6	0.07954
Espesor de la losa	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

Tabla 51

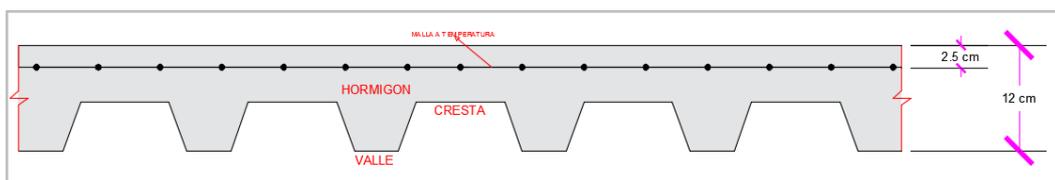
Propiedades de placa colaborante obtenido de catálogo

PROPIEDADES DE PLACA COLABORANTE									
Espesor Steel deck	Espesor de losa	Separación entre apoyos m							
		1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,80	3,00	3,20
0.76	5	2.200	2.046	1.624	1.311	1.074	742	624	527
	6	2.200	2.345	1.861	1.503	1.231	851	716	605
	7	2.200	2.641	2.097	1.694	1.388	960	807	682
	8	2.200	2.936	2.331	1.884	1.543	1.068	898	759

Para este proyecto se determinó un espesor de losa de 12 cm, con un espesor de placa colaborante de 0.76 como se muestra en la figura:

Figura 47

Detalle de la losa



Carga muerta de la losa

$$\text{Peso de hormigón} = 0.06950 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 166,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

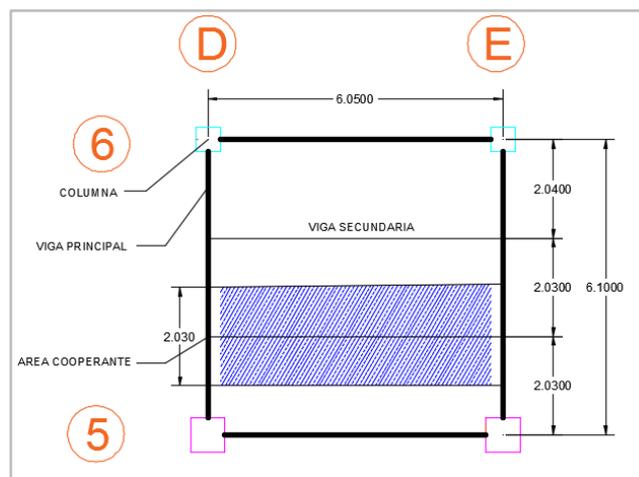
$$\text{Peso placa}(e = 0.76\text{mm}) = 6,37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 52
Peso propio de la losa

Peso propio de losa de h=25 cm		
Peso del deck	6,37	kg/m ²
Volumen del hormigón	0,0695	m ³ /m ²
Peso del hormigón	166,8	kg/m ²
Peso de Losa	173,17	kg/m ²
Mampostería	106,77	kg/m ²
Masillado	50	kg/m ²
Recubrimiento	50	kg/m ²
Tumbado	30	kg/m ²
Otros	100	kg/m ²
TOTAL CM	509,94	kg/m²
CV (Residencial)	200	kg/m²
CV (Oficinas)	240	kg/m²
CV (Recepción)	480	kg/m²

Predimensionamiento de vigas secundarias

Figura 48
Predimensionamiento de vigas secundarias



El predimensionamiento de las vigas secundarias se toma de referencia para 6,05 m con un ancho cooperante de 2.03 m tal como se muestra en la figura.

$$q = 1.2 CM + 1.6 CV$$

$$q = 1.2 * \left(509.94 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 * \left(480 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$q = 1379,928 \frac{kg}{m^2}$$

Se distribuye la carga para toda la vigueta multiplicando el valor q para el ancho cooperante de la viga secundaria.

$$q_u = 1379,928 \frac{kg}{m^2} * 2.03m$$

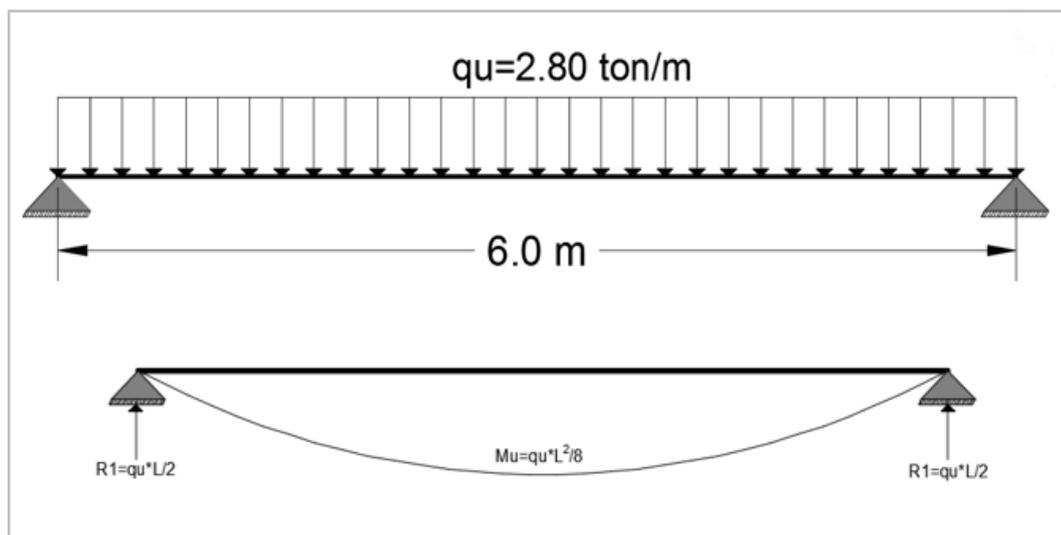
$$q_u = 2801.25 \frac{kg}{m}$$

$$q_u = 2,80 \frac{Ton}{m}$$

Se determina el momento último de la viga secundaria como una viga simplemente apoyada con las reacciones en los apoyos.

Figura 49

Momento último de la viga secundaria



Cálculo de Reacciones en los apoyos vigas secundarias

$$R_1 = R_2 = \frac{qu * L}{2} \quad (59)$$

$$R_1 = R_2 = \frac{2.8 \frac{ton}{m} * 6m}{2} = 8.4 ton$$

Cálculo de momento último en las vigas secundarias.

$$M_u = \frac{qu * L^2}{8} \quad (60)$$

$$M_u = \frac{2.8 \frac{ton}{m} * 6^2 m}{8} = 12.6 ton.m$$

Se determina el módulo plástico con el momento calculado mediante la siguiente expresión:

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi * fy} \quad (61)$$

Donde:

- Z_{xreq} Momento plástico
- M_u Momento ultimo
- ϕ 0.9 para diseño LRFD
- f_y Fluencia del acero A572 Gr 50

$$Z_{xreq} = \frac{12.6 ton.m * 1000 * 100}{0.9 * 4570 \frac{kg}{m^2}} = 306.35 cm^3$$

Una vez calculado el módulo plástico requerido mediante la tabla 1-1 del AISC se elige un perfil que tenga mayor valor de módulo plástico para satisfacer el módulo plástico requerido, en la tabla siguiente se detalla las propiedades del perfil.

Figura 50
Detalle de la viga secundaria W8x28

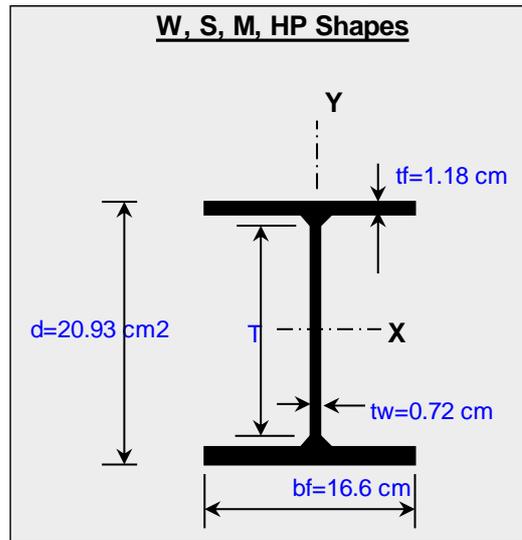


Tabla 53
Detalle de dimensiones de la viga W8x28

Perfil	Área	Dimensiones				Modulo plástico
		Alto	Ancho	Espesor		
		d	bf	tf	Tw	
	cm ²	cm	cm	cm	cm	cm ³
W8X28	23.16	20.5	16.6	1.18	0.72	398.

3.3.2.2. Predimensionamiento de vigas principales

Las cargas puntuales que se transmiten desde las vigas secundarias son las que tienen que resistir las vigas principales por lo tanto con lo calculado anteriormente las reacciones en los extremos de las viguetas $R=8,4 \text{ ton.}$, para una viga con luz igual a 6,1 m., y un ancho cooperante de 2.03 m.

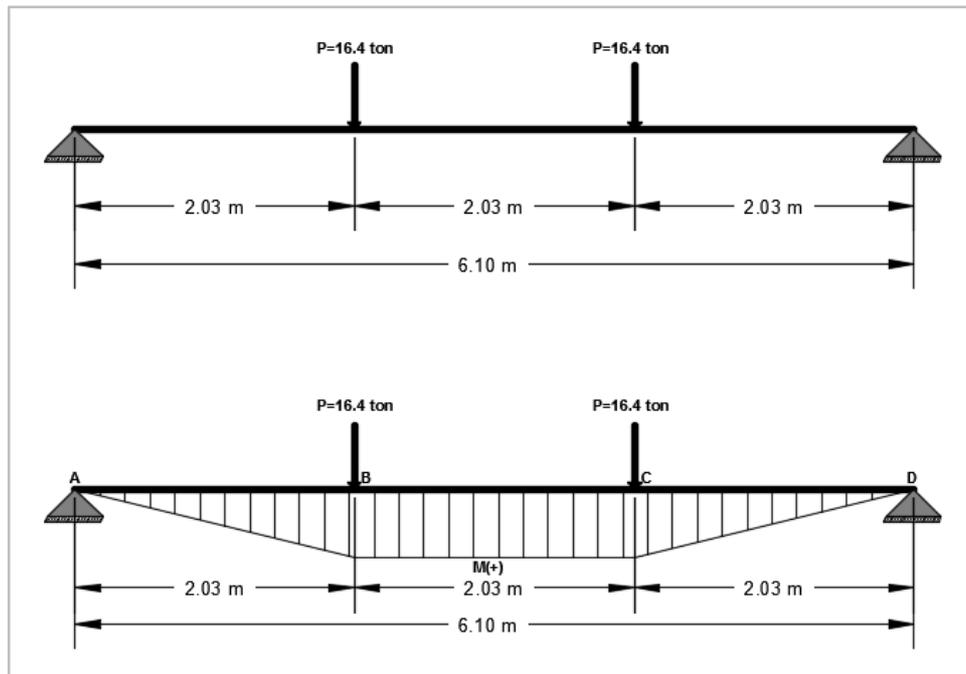
Para el predimensionamiento se analiza como la viga del eje E que está entre los ejes 5 y 6 como una viga simplemente apoyada como se representa en la siguiente figura:

La carga sobre la viga será:

$$P = 8.4 \text{ ton} * 2 = 16.4 \text{ ton}$$

Figura 51

Diagrama de viga con su respectiva carga puntual



Calculamos el momento máximo del tramo B-C con la siguiente ecuación:

$$M_{max} = P * a \quad (62)$$

$$M_{max} = 16.4 \text{ ton} * 2.03\text{m} = 33.29 \text{ ton.m}$$

Con el cálculo del momento máximo se determina el módulo plástico requerido mediante la siguiente ecuación:

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi * f_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{33.29 \text{ ton.m} * 100 * 1000}{0.9 * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} = 1052.38 \text{ cm}^3$$

Mediante la tabla 1-1 del AISC se elige un perfil que tenga mayor valor de módulo plástico para satisfacer el módulo plástico requerido, las propiedades del perfil se detallan en la siguiente tabla:

Figura 52
Detalle de la figura W12x53

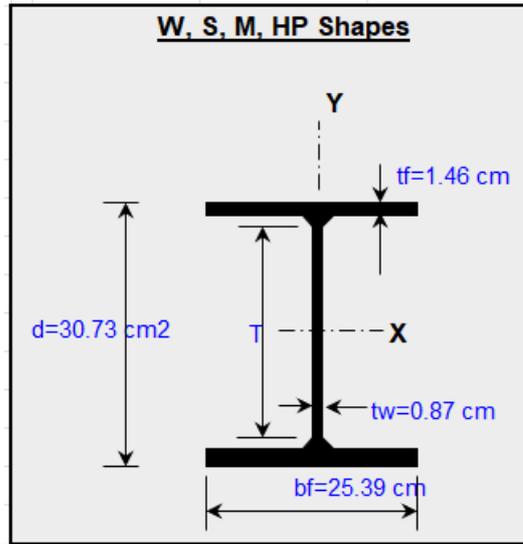


Tabla 54
Detalle de la Viga W12x53

Perfil	Área	Dimensiones				Modulo plástico
		Alto	Ancho	Espesor		
		d	bf	tf	tw	
	cm ²	cm	cm	cm	cm	cm ³
W12X53	100.65	30.7	25.4	1.46	0.88	1156.9

Se realiza el mismo procedimiento de una viga principal para una carga viva de 240 kg/cm² y 200 kg/cm² con el mismo perfil de viguetas W8X53 obteniendo el perfil con el módulo plástico mayor al requerido que se muestra en la siguiente tabla:

Figura 54
Detalle de la viga W12x40

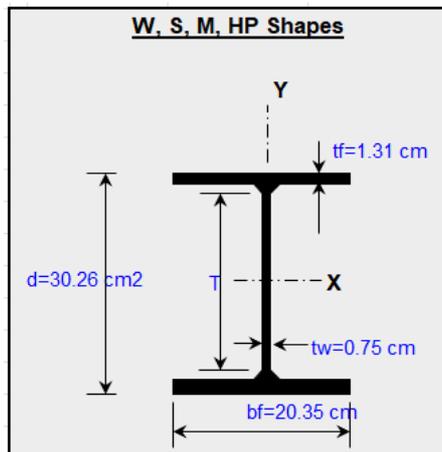


Figura 53
Detalle de la viga W10x45

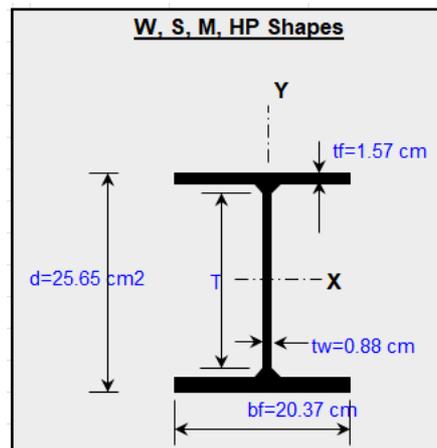


Tabla 55*Detalle de las vigas W12x40 y W10x45*

Perfil	Área	Dimensiones				Modulo plástico
		Alto	Ancho	Espesor		
		D	bf	tf	tw	
	cm ²	Cm	cm	cm	cm	cm ³
W12X40	75.48	30.26	20.35	1.31	0.75	843.93
W10x45	85.81	25.65	20.37	1.57	0.88	804.61

3.3.2.3. Predimensionamiento de columnas

Para determinar el predimensionamiento de las columnas se calcula carga de la estructura que baja por la columna.

Tabla 56*Peso propio de la losa*

Peso propio de losa de h=25 cm		
Peso del deck	6,37	kg/m ²
Volumen del hormigón	0,0695	m ³ /m ²
Peso del hormigón	166,8	kg/m ²
Peso de Losa	173,17	kg/m ²
Mampostería	106,77	kg/m ²
Masillado	50	kg/m ²
Recubrimiento	50	kg/m ²
Tumbado	30	kg/m ²
Otros	100	kg/m ²
TOTAL CM	509,94	kg/m²
CV (Residencial)	200	kg/m²
CV (Oficinas)	240	kg/m²
CV (Recepción)	480	kg/m²

$$q_u = (1.2D + 1.6D) * N^o \text{ de pisos}$$

$$q_u = (1.2 * 509.94 \text{ kg/m}^2 + 1.6 * 200 \text{ kg/m}^2) * 6 = 5591.57 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = (1.2 * 509.94 \text{ kg/m}^2 + 1.6 * 240 \text{ kg/m}^2) * 1 = 995.93 \text{ kg/m}^2$$

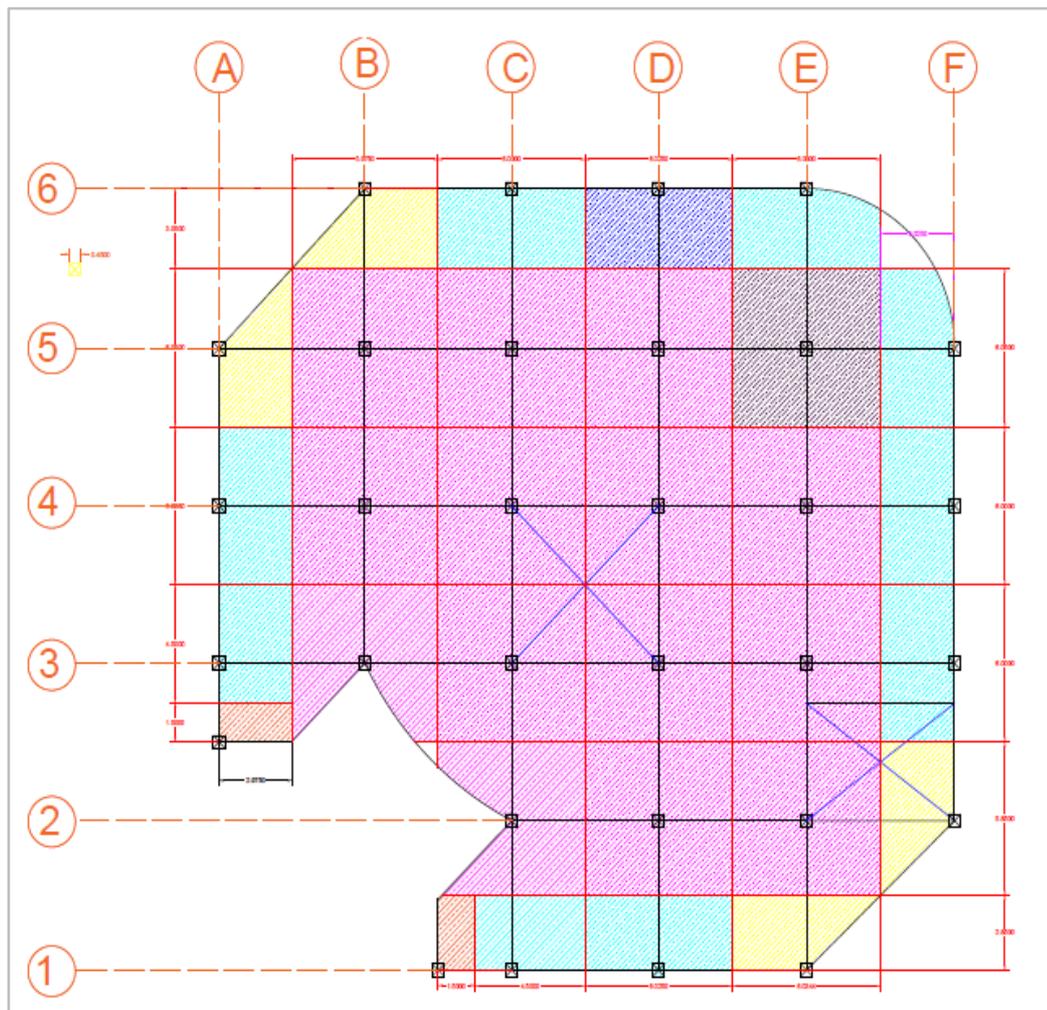
$$q_u = (1.2 * 509.94 \text{ kg/m}^2 + 1.6 * 480 \text{ kg/m}^2) * 1 = 1379.93 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{u_{total}} = 7883.42 \text{ kg/m}^2$$

Se predimensiona la columna más crítica determinado que la columna central más crítica tiene un área tributaria igual a 35.3025 m² (Columna E- 5) y la columna perimetral más crítica tiene un área tributaria igual a 18.3450 m² (Columna E- 6) tal como que se muestra en la figura:

Figura 55

Vista en planta de áreas tributarias



Carga axial que soporta la columna E-5

$$P_u = q_u * \text{Area tributaria} \quad (63)$$
$$P_u = 7883.42 \text{ kg/m}^2 * 35.3025 \text{ m}^2 = 278304.44 \text{ kg}$$

Carga axial que soporta la columna D-6

$$P_u = q_u * \text{Area tributaria}$$
$$P_u = 7883.42 \text{ kg/m}^2 * 18.3450 \text{ m}^2 = 144621.34 \text{ kg}$$

Se supone una relación de esbeltez de columna $\frac{KL}{r}$ igual a 50 que es un valor aproximado para columnas de 3 m.

Donde:

- K Coeficiente de longitud efectiva
- L Longitud no arriostrada.
- R Radio de giro

En la tabla 4-22 del AISC para miembro a compresión se determina el esfuerzo crítico para una esbeltez $\frac{KL}{r} = 50$ para un acero A 572 Gr50 para el método LRFD.

Figura 56
Tabla 4-14 AISC

Table 4-14 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$\frac{L_c}{r}$	$F_y = 35$ ksi		$F_y = 36$ ksi		$F_y = 46$ ksi		$F_y = 50$ ksi		$F_y = 65$ ksi		$F_y = 70$ ksi	
	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$										
	ksi	ksi										
	ASD	LRFD										
41	19.2	28.9	19.7	29.7	24.6	37.0	26.5	39.8	33.2	49.9	35.3	53.0
42	19.2	28.8	19.6	29.5	24.5	36.8	26.3	39.5	32.9	49.5	35.0	52.6
43	19.1	28.7	19.6	29.4	24.3	36.6	26.2	39.3	32.6	49.1	34.7	52.1
44	19.0	28.5	19.5	29.3	24.2	36.3	26.0	39.1	32.4	48.7	34.4	51.7
45	18.9	28.4	19.4	29.1	24.0	36.1	25.8	38.8	32.1	48.3	34.1	51.2
46	18.8	28.3	19.3	29.0	23.9	35.9	25.6	38.5	31.8	47.8	33.8	50.7
47	18.7	28.1	19.2	28.9	23.8	35.7	25.5	38.3	31.6	47.4	33.4	50.3
48	18.6	28.0	19.1	28.7	23.6	35.4	25.3	38.0	31.3	47.0	33.1	49.8
49	18.5	27.9	19.0	28.5	23.4	35.2	25.1	37.7	31.0	46.6	32.8	49.3
50	18.4	27.7	18.9	28.4	23.3	35.0	24.9	37.5	30.7	46.1	32.5	48.8
51	18.3	27.6	18.8	28.3	23.1	34.8	24.8	37.2	30.4	45.7	32.1	48.3
52	18.3	27.4	18.7	28.1	23.0	34.5	24.6	36.9	30.1	45.2	31.8	47.8
53	18.2	27.3	18.6	28.0	22.8	34.3	24.4	36.7	29.8	44.8	31.4	47.3
54	18.1	27.1	18.5	27.8	22.6	34.0	24.2	36.4	29.5	44.3	31.1	46.7
55	18.0	27.0	18.4	27.6	22.5	33.8	24.0	36.1	29.2	43.9	30.8	46.2
56	17.9	26.8	18.3	27.5	22.3	33.5	23.8	35.8	28.9	43.4	30.4	45.7
57	17.7	26.7	18.2	27.3	22.1	33.3	23.6	35.5	28.6	43.0	30.1	45.2
58	17.6	26.5	18.1	27.1	22.0	33.0	23.4	35.2	28.3	42.5	29.7	44.6
59	17.5	26.4	17.9	27.0	21.8	32.8	23.2	34.9	28.0	42.0	29.4	44.1
60	17.4	26.2	17.8	26.8	21.6	32.5	23.0	34.6	27.6	41.5	29.0	43.6

Se calcula el área requerida con el esfuerzo admisible de compresión igual a 37.5 ksi (2636.5 kg/cm²) hallado de acuerdo con la esbeltez y la fluencia del acero A 572 Gr50 con la siguiente ecuación.

$$A_{req} = \frac{Pu}{\phi * \sigma} \tag{64}$$

Donde:

A_{req} Área requerida

- Pu Carga axial
 σ Esfuerzo admisible de compresión
 ϕ Factor de reducción

Área requerida para columna central

$$A_{req} = \frac{278304.44 \text{ kg}}{0.9 * 2636.5 \text{ kg/cm}^2} = 117.29 \text{ cm}^2$$

Área requerida para columna perimetral

$$A_{req} = \frac{144621.34 \text{ kg}}{0.9 * 2636.5 \text{ kg/cm}^2} = 60.95 \text{ cm}^2$$

Mediante la tabla 1-12 del AISC se determinó un perfil HSS de mayor área que la requerida para cumplir con los pesos que actúan sobre estas, de acuerdo con las áreas requeridas calculadas se determinó que los perfiles adecuados son los que se presentan en la siguiente tabla:

Figura 58

Detalle de Columna HSS12x12x5/8

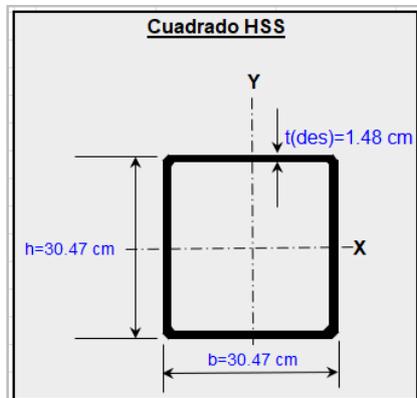


Figura 57

Detalle de la Columna HSS12x12x1/2

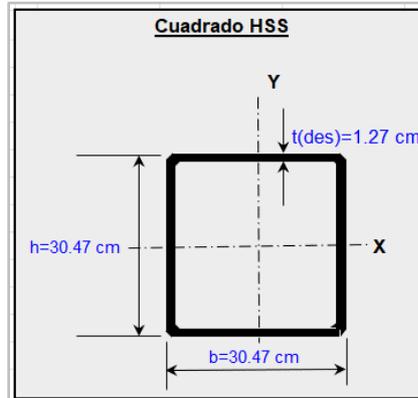


Tabla 57

Detalle de columnas HSS

Columna	Perfil	Área cm ²	Dimensiones		
			Alto h cm	Ancho h cm	Espesor t cm
Central	HSS 12X12X5/8	165.80	30.48	30.48	1.48
Perimetral	HSS 10X10X1/2	110.96	25.4	25.4	1.18

3.3.3. Análisis sísmico

3.3.3.1. *Parámetros del análisis sísmico*

Zonificación

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción se establece el factor Z para una zona alta sismicidad como es Santa Elena con un valor de $Z=0.5$

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Para este proyecto se consideró un suelo tipo C predominante en la Provincia de Santa Elena, con los datos del tipo de suelo y el factor Z se determinó los siguientes:

Tabla 58
Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

SANTA ELENA (Suelo Tipo C)	
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23

Coefficiente de Importancia

El coeficiente de importancia se determinó se acuerdo a la categoría de la estructura que corresponde a un tipo de acidificación normal con un coeficiente $I= 1$

Tabla 59
Coefficiente de importancia.

Ct	0.072
α	0.8
h	24

Coefficiente de configuración en Planta y Elevación

Al evaluar la planta de la edificación se determinó un $\varphi_P = 0.9$ (Coeficiente de configuración en Planta) y un $\varphi_E = 1.0$ (Coeficiente de irregularidad en Elevación)

Factor de reducción de resistencia sísmica

Para ser muy conservador con el diseño se utilizó un factor $R=5$

Tabla 60
Factor de reducción de resistencia sísmica

Factores para el cálculo del Cortante Basal	
I	1.00
R	5.00
φ_P	0.90
φ_E	1.00

Se determina el periodo de vibración de la estructura T_f .

$$T_f = C_t * h_n^\alpha$$

$$T_f = 0.072 * 24^{0.8} = 0.915$$

Se determina la aceleración espectral elástica con los valores presentados anteriormente.

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_o = 0.1105$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.608$$

Se determina la aceleración espectral con un valor $\eta = 1.80$ para provincias de la costa según la NEC-15.

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.18$$

$$Sa = 1.062$$

El cálculo del Espectro de respuesta de aceleraciones depende del periodo de la estructura.

$$Sa = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \quad \text{Para } T > T_c$$

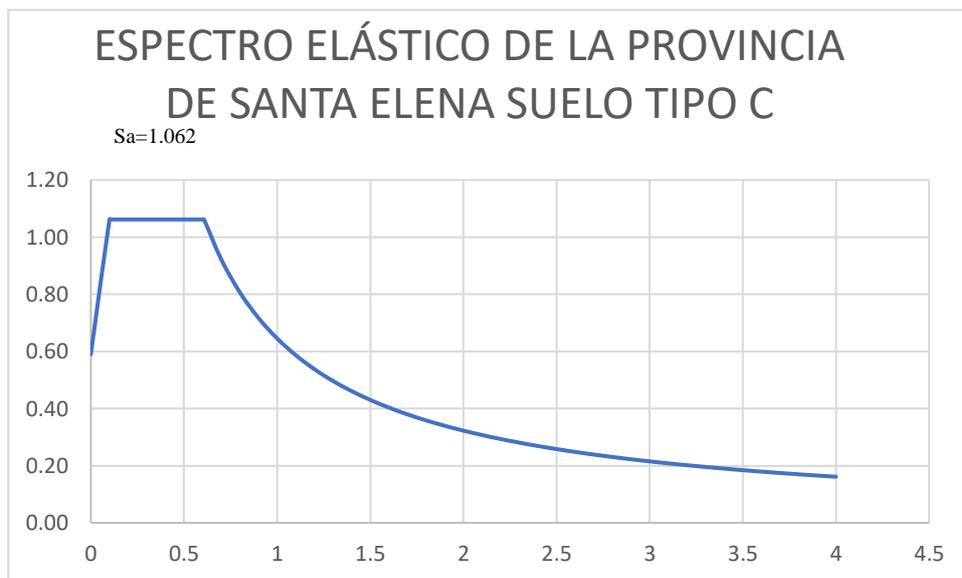
Donde:

r = Factor el cual los valores depende de la ubicación geográfica de la estructura tal como está en la tabla #14

$$Sa = 1.80 * 0.5 * 1.18 * \left(\frac{0.608}{T}\right)^1$$

Figura 59

Espectro elástico de la provincia de Santa Elena suelo tipo C



3.3.3.2. Cálculo del coeficiente sísmico

Se calculó el coeficiente sísmico usando factores encontrados anteriormente

Donde:

$$\text{Cuando } T_f \geq T_c \quad Sa = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$Sa = 1.8 * 0.51.18 * \left(\frac{0.608}{0.961}\right)^1 = 0.672$$

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \varphi_E * \varphi_P}$$

$$C_s = \frac{1.00 * 0.672}{5 * 1.00 * 0.90}$$

$$C_s = 0.1567$$

3.3.3.3. *Análisis modal espectral*

Con valores que se presentan en la siguiente tabla se realizó el análisis modal espectral que se debe de realizar en Excel para posteriormente ingresar los datos del Espectro Inelástico en el programa ETABS.

Tabla 61
Factores según el tipo de suelo

FACTORES	VALORES
Tipo de Suelo	C
Z	0.50
I	1.00
R	5.00
φ_P	0.90
φ_E	1.00
n	1.80
r	1.00
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23

Valores considerados para el espectro elástico

Los valores que se muestran en la tabla son del Espectro inelástico considerando un factor de reducción R=5 para ser conservadores con el diseño.

Tabla 62
Valores según factor de reducción R=5

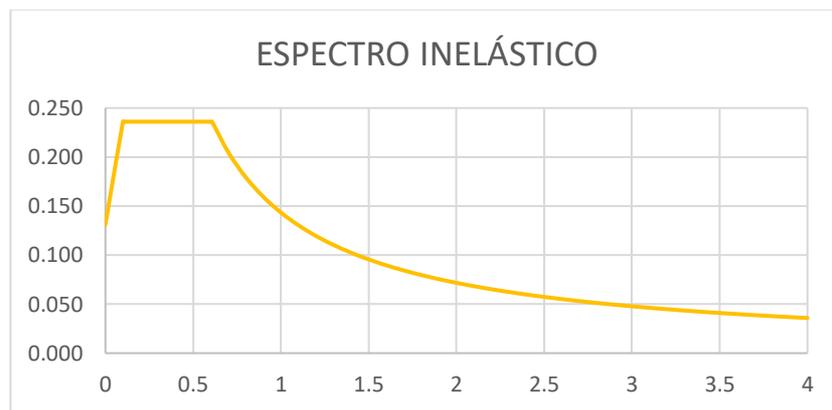
T	Sa(C)	V
0	0,59	0,131

0,1	1,06	0,236
0,11	1,06	0,236
0,2	1,06	0,236
0,3	1,06	0,236
0,4	1,06	0,236
0,5	1,06	0,236
0,6	1,06	0,236
0,608	1,06	0,236
0,7	0,92	0,205
0,8	0,81	0,179
0,9	0,72	0,159
1	0,65	0,143
1,1	0,59	0,130
1,2	0,54	0,120
1,3	0,50	0,110
1,4	0,46	0,102
1,5	0,43	0,096
1,6	0,40	0,090
1,7	0,38	0,084
1,8	0,36	0,080
1,9	0,34	0,075
2	0,32	0,072
2,1	0,31	0,068
2,2	0,29	0,065
2,3	0,28	0,062
2,4	0,27	0,060
2,5	0,26	0,057
2,6	0,25	0,055
2,7	0,24	0,053
2,8	0,23	0,051
2,9	0,22	0,049
3	0,22	0,048
3,1	0,21	0,046
3,2	0,20	0,045

3,3	0,20	0,043
3,4	0,19	0,042
3,5	0,18	0,041
3,6	0,18	0,040
3,7	0,17	0,039
3,8	0,17	0,038
3,9	0,17	0,037
4	0,16	0,036

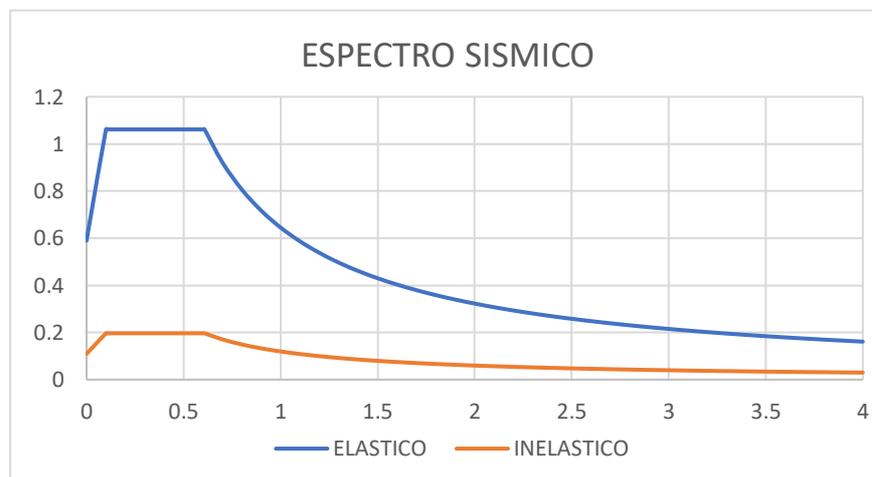
En la figura se muestra la curva del espectro inelástico que corresponde a los valores calculados en el paso anterior que luego deben ingresarse al programa ETABS.

Figura 60
Espectro inelástico



En la figura se muestra el espectro elástico en comparación con el espectro inelástico.

Figura 61
Espectro Sísmico



3.3.3.4. Corrección del cortante basal

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} * W$$

Expresión de contante basal

La corrección de cortante basal dinámico según la NEC indica que no debe ser:

- < 80% del cortante basal V para estructuras regulares.
- < 85% del cortante basal V para estructuras irregulares.

A continuación, se presenta el peso de la estructura mediante las tablas del ETABS la cual será las sumatoria del PESO PROPIO más la carga MUERTA se presenta en la imagen siguiente:

Figura 62
Peso total de la estructura

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Dead	LinStatic			0	0	1778.8918	28496.7384	-28106.9539	1.705E-06
SOBRECARGA	LinStatic			0	0	2007.9074	32437.1053	-31820.6762	3.721E-06

Peso total de la estructura W es igual a 3786.80 tonf.

El cortante basal será:

$$V = C_s * W$$

$$V = 0.1567 * 3786.80$$

$$V = 593.39 \text{ tonf}$$

Corrección del cortante basal estático

Según la tabla de ETABS se verificará si debe corregirse el cortante basal mediante la comparación de resultados de la tabla de ETABS y el cortante basal calculados anteriormente.

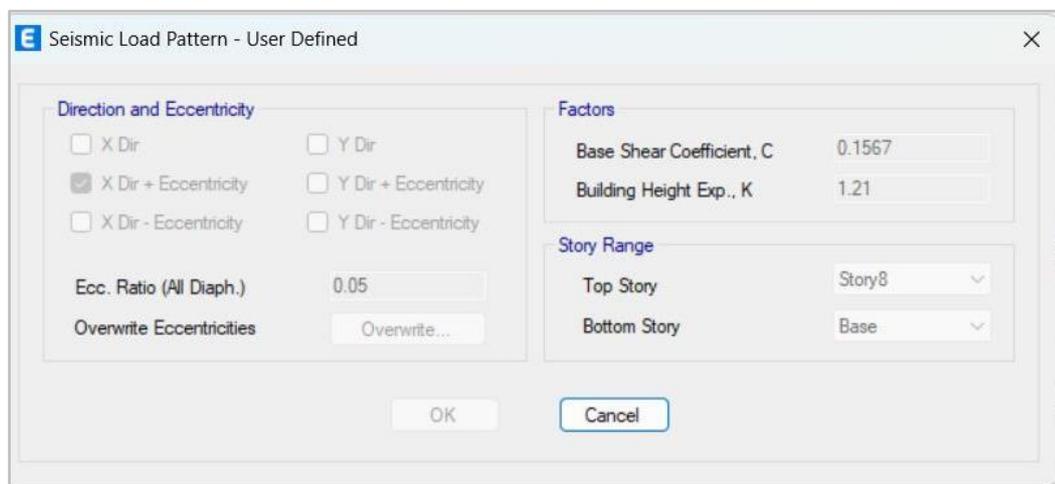
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
Story1	SX	LinStatic			Top	0	-601.9358	0.1567	10515.3454
Story1	SX	LinStatic			Bottom	0	-601.9358	0.1567	10515.3454
Story1	SY	LinStatic			Top	0	0.1762	-601.9099	-10362.3608
Story1	SY	LinStatic			Bottom	0	0.1762	-601.9099	-10362.3608

Para esto se dividirá el cortante basal calculado con el del programa ETABS.

$$\frac{V}{SX} = \frac{597.821}{601.9356} = 1.00$$

Se multiplicará el coeficiente de cortante basal calculado por el resultado de la relación de cortante basal calculado y el de ETABS y se corrige el coeficiente en dirección X y Y en el ETABS.

Figura 63
Corrección del coeficiente de dirección.



Corrección del cortante basal dinámico

Los valores de cortante basal dinámico en dirección X y Y, que se manifiestan en la figura están obtenidos del programa ETABS.

Figura 64
Valores del cortante Vasal Dinámico

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
Story1	DX	LinRespSpec	Max		Top	0	410.5079	33.7155	6821.3495
Story1	DX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	410.5079	33.7155	6821.3495
Story1	DY	LinRespSpec	Max		Top	0	33.7156	411.4512	6631.5131
Story1	DY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	33.7156	411.4512	6631.5131

Como se indicó anteriormente la NEC estipula que el cortante basal dinámico se corregirá un 85% para el caso de estructuras irregulares consecuentemente:

$$Vc = 3776.3824 \text{ tonf} * 0.1567 * 0.85 = 502.995 \text{ tonf}$$

Corrección para la dirección X.

$$f_x = \frac{V_c}{DX} = \frac{502.995}{411.890} = 1.221$$

Corrección para la dirección Y.

$$f_y = \frac{V_c}{DY} = \frac{502.995}{412.830} = 1.218$$

Figura 65

Corrección del Cortante Vasal Dinámico

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SANTA ELENA	11.978

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SANTA ELENA	11.9486

3.3.3.5. Control de derivas de pisos

El valor máximo de derivas de pisos es de 0.02 según los establece la NEC para estructuras de Hormigón Armado, Estructuras Metálicas y de madera.

Para controlar las derivas máximas inelásticas en el modelo de la estructura de ETABS tanto en el sentido X y Y se establece la siguiente expresión:

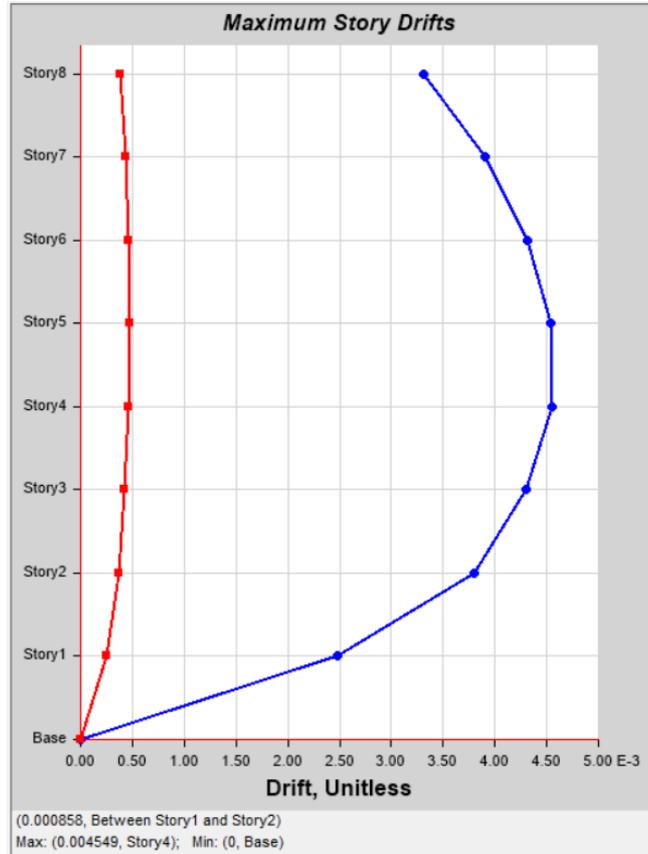
$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_{max} = 0.75 * 5 * 0.004549$$

$$\Delta_{max} = 0.017058$$

Figura 66

Grafica de Deriva máxima Edificio de Acero Estructural DryWall



El valor que se calcula con la expresión es menor a la que se establece la NEC por lo que cumple con lo establecido por esta.

Tabla 63

Derivas de piso Edificio de Acero Estructural DryWall

TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Direction	Drift	X	Y	Z	%	CUMPLE
				m	M	m		
Story8	SX	X	0.003362	18.97	29.8	24	1.26%	CUMPLE
Story8	SY	Y	0.003352	30.05	6.06	24	1.26%	CUMPLE
Story8	DX	X	0.002582	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	DY	Y	0.002531	30.05	6.06	24	0.95%	CUMPLE
Story8	C 1.2D +L+SX	X	0.003349	18.97	29.8	24	1.26%	CUMPLE
Story8	D 1.2D +L+SY	Y	0.003444	30.05	21.36	24	1.29%	CUMPLE
Story8	E 1.2D+L+DX	X	0.002569	18.97	29.8	24	0.96%	CUMPLE
Story8	E 1.2D+L+DX	Y	0.000357	30.05	18.3	24	0.13%	CUMPLE
Story8	E 1.2D+L+DX	X	0.002595	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	F 1.2D+L+DY	Y	0.002623	30.05	18.3	24	0.98%	CUMPLE
Story8	F 1.2D+L+DY	Y	0.002439	30.05	20.14	24	0.91%	CUMPLE
Story8	G 1.2D +L-SX	X	0.003375	18.97	29.8	24	1.27%	CUMPLE

Story8	H 1.2D +L-SY	Y	0.00326	30.05	20.14	24	1.22%	CUMPLE
Story8	I 1.2D +L-DX	X	0.002569	18.97	29.8	24	0.96%	CUMPLE
Story8	I 1.2D +L-DX	Y	0.000357	30.05	18.3	24	0.13%	CUMPLE
Story8	I 1.2D +L-DX	X	0.002595	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	J 1.2+L-DY	Y	0.002623	30.05	18.3	24	0.98%	CUMPLE
Story8	J 1.2+L-DY	Y	0.002439	30.05	20.14	24	0.91%	CUMPLE
Story8	K 0.9D+SX	X	0.003354	18.97	29.8	24	1.26%	CUMPLE
Story8	L 0.9+SY	Y	0.003406	30.05	6.06	24	1.28%	CUMPLE
Story8	M 0.9+DX	X	0.002574	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	M 0.9+DX	Y	0.000319	30.05	18.3	24	0.12%	CUMPLE
Story8	M 0.9+DX	X	0.00259	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	N 0.9+DY	Y	0.002584	30.05	6.06	24	0.97%	CUMPLE
Story8	N 0.9+DY	Y	0.002477	30.05	20.14	24	0.93%	CUMPLE
Story8	O 0.9-SX	X	0.00337	18.97	29.8	24	1.26%	CUMPLE
Story8	P 0.9D-SY	Y	0.003298	30.05	6.06	24	1.24%	CUMPLE
Story8	Q 0.9-DX	X	0.002574	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	Q 0.9-DX	Y	0.000319	30.05	18.3	24	0.12%	CUMPLE
Story8	Q 0.9-DX	X	0.00259	18.97	29.8	24	0.97%	CUMPLE
Story8	R 0.9D-DY	Y	0.002584	30.05	6.06	24	0.97%	CUMPLE
Story8	R 0.9D-DY	Y	0.002477	30.05	20.14	24	0.93%	CUMPLE
Story7	SX	X	0.003951	19.57	29.8	21	1.48%	CUMPLE
Story7	SY	Y	0.003935	30.05	22.58	21	1.48%	CUMPLE
Story7	DX	X	0.003042	19.57	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	DY	Y	0.002978	30.05	22.58	21	1.12%	CUMPLE
Story7	C 1.2D +L+SX	X	0.003943	19.57	29.8	21	1.48%	CUMPLE
Story7	D 1.2D +L+SY	Y	0.004025	30.05	19.52	21	1.51%	CUMPLE
Story7	E 1.2D+L+DX	X	0.003033	19.57	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	E 1.2D+L+DX	Y	0.000393	30.05	21.96	21	0.15%	CUMPLE
Story7	E 1.2D+L+DX	X	0.00305	23.23	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	F 1.2D+L+DY	Y	0.003068	30.05	19.52	21	1.15%	CUMPLE
Story7	F 1.2D+L+DY	Y	0.002888	30.05	23.18	21	1.08%	CUMPLE
Story7	G 1.2D +L-SX	X	0.003959	23.23	29.8	21	1.48%	CUMPLE
Story7	H 1.2D +L-SY	Y	0.003845	30.05	23.18	21	1.44%	CUMPLE
Story7	I 1.2D +L-DX	X	0.003033	19.57	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	I 1.2D +L-DX	Y	0.000393	30.05	21.96	21	0.15%	CUMPLE
Story7	I 1.2D +L-DX	X	0.00305	23.23	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	J 1.2+L-DY	Y	0.003068	30.05	19.52	21	1.15%	CUMPLE
Story7	J 1.2+L-DY	Y	0.002888	30.05	23.18	21	1.08%	CUMPLE
Story7	K 0.9D+SX	X	0.003946	19.57	29.8	21	1.48%	CUMPLE
Story7	L 0.9+SY	Y	0.003988	30.05	19.52	21	1.50%	CUMPLE
Story7	M 0.9+DX	X	0.003036	19.57	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	M 0.9+DX	Y	0.000355	30.05	21.96	21	0.13%	CUMPLE
Story7	M 0.9+DX	X	0.003047	23.23	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	N 0.9+DY	Y	0.003031	30.05	19.52	21	1.14%	CUMPLE
Story7	N 0.9+DY	Y	0.002925	30.05	23.18	21	1.10%	CUMPLE
Story7	O 0.9-SX	X	0.003956	23.23	29.8	21	1.48%	CUMPLE
Story7	P 0.9D-SY	Y	0.003882	30.05	23.18	21	1.46%	CUMPLE
Story7	Q 0.9-DX	X	0.003036	19.57	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	Q 0.9-DX	Y	0.000355	30.05	21.96	21	0.13%	CUMPLE

Story7	Q 0.9-DX	X	0.003047	23.23	29.8	21	1.14%	CUMPLE
Story7	R 0.9D-DY	Y	0.003031	30.05	19.52	21	1.14%	CUMPLE
Story7	R 0.9D-DY	Y	0.002925	30.05	23.18	21	1.10%	CUMPLE
Story6	SX	X	0.004357	22.63	29.8	18	1.63%	CUMPLE
Story6	SY	Y	0.004334	30.05	18.92	18	1.63%	CUMPLE
Story6	DX	X	0.003331	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	DY	Y	0.003257	30.05	18.92	18	1.22%	CUMPLE
Story6	C 1.2D +L+SX	X	0.004348	19.57	29.8	18	1.63%	CUMPLE
Story6	D 1.2D +L+SY	Y	0.004416	30.05	19.52	18	1.66%	CUMPLE
Story6	E 1.2D+L+DX	X	0.003323	19.57	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	E 1.2D+L+DX	Y	0.000408	30.05	19.52	18	0.15%	CUMPLE
Story6	E 1.2D+L+DX	X	0.00334	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	F 1.2D+L+DY	Y	0.003339	30.05	22.58	18	1.25%	CUMPLE
Story6	F 1.2D+L+DY	Y	0.003175	30.05	18.92	18	1.19%	CUMPLE
Story6	G 1.2D +L-SX	X	0.004366	9.98	29.8	18	1.64%	CUMPLE
Story6	H 1.2D +L-SY	Y	0.004252	30.05	18.92	18	1.59%	CUMPLE
Story6	I 1.2D +L-DX	X	0.003323	19.57	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	I 1.2D +L-DX	Y	0.000408	30.05	19.52	18	0.15%	CUMPLE
Story6	I 1.2D +L-DX	X	0.00334	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	J 1.2+L-DY	Y	0.003339	30.05	22.58	18	1.25%	CUMPLE
Story6	J 1.2+L-DY	Y	0.003175	30.05	18.92	18	1.19%	CUMPLE
Story6	K 0.9D+SX	X	0.004351	19.57	29.8	18	1.63%	CUMPLE
Story6	L 0.9+SY	Y	0.004382	30.05	19.52	18	1.64%	CUMPLE
Story6	M 0.9+DX	X	0.003326	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	M 0.9+DX	X	0.003337	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	N 0.9+DY	Y	0.003305	30.05	22.58	18	1.24%	CUMPLE
Story6	N 0.9+DY	Y	0.003209	30.05	18.92	18	1.20%	CUMPLE
Story6	O 0.9-SX	X	0.004363	22.63	29.8	18	1.64%	CUMPLE
Story6	P 0.9D-SY	Y	0.004286	30.05	18.92	18	1.61%	CUMPLE
Story6	Q 0.9-DX	X	0.003326	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	Q 0.9-DX	X	0.003337	22.63	29.8	18	1.25%	CUMPLE
Story6	R 0.9D-DY	Y	0.003305	30.05	22.58	18	1.24%	CUMPLE
Story6	R 0.9D-DY	Y	0.003209	30.05	18.92	18	1.20%	CUMPLE
Story5	SX	X	0.004577	22.63	29.8	15	1.72%	CUMPLE
Story5	SY	Y	0.004549	30.05	22.58	15	1.71%	CUMPLE
Story5	DX	X	0.003468	22.63	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	DY	Y	0.003385	30.05	22.58	15	1.27%	CUMPLE
Story5	C 1.2D +L+SX	X	0.004569	22.63	29.8	15	1.71%	CUMPLE
Story5	D 1.2D +L+SY	Y	0.004621	30.05	22.58	15	1.73%	CUMPLE
Story5	E 1.2D+L+DX	X	0.00346	6.32	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	E 1.2D+L+DX	Y	0.000406	30.05	19.52	15	0.15%	CUMPLE
Story5	E 1.2D+L+DX	X	0.003477	23.23	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	F 1.2D+L+DY	Y	0.003458	30.05	22.58	15	1.30%	CUMPLE
Story5	F 1.2D+L+DY	Y	0.003313	30.05	18.92	15	1.24%	CUMPLE
Story5	G 1.2D +L-SX	X	0.004586	23.23	29.8	15	1.72%	CUMPLE
Story5	H 1.2D +L-SY	Y	0.004477	30.05	18.92	15	1.68%	CUMPLE
Story5	I 1.2D +L-DX	X	0.00346	6.32	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	I 1.2D +L-DX	Y	0.000406	30.05	19.52	15	0.15%	CUMPLE
Story5	I 1.2D +L-DX	X	0.003477	23.23	29.8	15	1.30%	CUMPLE

Story5	J 1.2+L-DY	Y	0.003458	30.05	22.58	15	1.30%	CUMPLE
Story5	J 1.2+L-DY	Y	0.003313	30.05	18.92	15	1.24%	CUMPLE
Story5	K 0.9D+SX	X	0.004572	22.63	29.8	15	1.71%	CUMPLE
Story5	L 0.9+SY	Y	0.004591	30.05	22.58	15	1.72%	CUMPLE
Story5	M 0.9+DX	X	0.003463	22.63	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	M 0.9+DX	X	0.003474	23.23	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	N 0.9+DY	Y	0.003428	30.05	22.58	15	1.29%	CUMPLE
Story5	N 0.9+DY	Y	0.003343	30.05	18.92	15	1.25%	CUMPLE
Story5	O 0.9-SX	X	0.004583	23.23	29.8	15	1.72%	CUMPLE
Story5	P 0.9D-SY	Y	0.004507	30.05	18.92	15	1.69%	CUMPLE
Story5	Q 0.9-DX	X	0.003463	22.63	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	Q 0.9-DX	X	0.003474	23.23	29.8	15	1.30%	CUMPLE
Story5	R 0.9D-DY	Y	0.003428	30.05	22.58	15	1.29%	CUMPLE
Story5	R 0.9D-DY	Y	0.003343	30.05	18.92	15	1.25%	CUMPLE
Story4	SX	X	0.00459	23.23	29.8	12	1.72%	CUMPLE
Story4	SY	Y	0.004558	30.05	20.74	12	1.71%	CUMPLE
Story4	DX	X	0.003467	23.23	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	DY	Y	0.003379	30.05	18.92	12	1.27%	CUMPLE
Story4	C 1.2D +L+SX	X	0.004582	11.35	29.8	12	1.72%	CUMPLE
Story4	D 1.2D +L+SY	Y	0.004618	30.05	23.18	12	1.73%	CUMPLE
Story4	E 1.2D+L+DX	X	0.003458	11.35	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	E 1.2D+L+DX	X	0.003475	23.23	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	F 1.2D+L+DY	Y	0.003439	30.05	23.18	12	1.29%	CUMPLE
Story4	F 1.2D+L+DY	Y	0.00332	30.05	20.74	12	1.25%	CUMPLE
Story4	G 1.2D +L-SX	X	0.004599	23.23	29.8	12	1.72%	CUMPLE
Story4	H 1.2D +L-SY	Y	0.004499	30.05	20.74	12	1.69%	CUMPLE
Story4	I 1.2D +L-DX	X	0.003458	11.35	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	I 1.2D +L-DX	X	0.003475	23.23	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	J 1.2+L-DY	Y	0.003439	30.05	23.18	12	1.29%	CUMPLE
Story4	J 1.2+L-DY	Y	0.00332	30.05	20.74	12	1.25%	CUMPLE
Story4	K 0.9D+SX	X	0.004585	11.35	29.8	12	1.72%	CUMPLE
Story4	L 0.9+SY	Y	0.004593	30.05	23.18	12	1.72%	CUMPLE
Story4	M 0.9+DX	X	0.003461	11.35	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	M 0.9+DX	X	0.003472	23.23	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	N 0.9+DY	Y	0.003414	30.05	23.18	12	1.28%	CUMPLE
Story4	N 0.9+DY	Y	0.003344	30.05	20.74	12	1.25%	CUMPLE
Story4	O 0.9-SX	X	0.004596	23.23	29.8	12	1.72%	CUMPLE
Story4	P 0.9D-SY	Y	0.004523	30.05	20.74	12	1.70%	CUMPLE
Story4	Q 0.9-DX	X	0.003461	11.35	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	Q 0.9-DX	X	0.003472	23.23	29.8	12	1.30%	CUMPLE
Story4	R 0.9D-DY	Y	0.003414	30.05	23.18	12	1.28%	CUMPLE
Story4	R 0.9D-DY	Y	0.003344	30.05	20.74	12	1.25%	CUMPLE
Story3	SX	X	0.004343	23.23	29.8	9	1.63%	CUMPLE
Story3	SY	Y	0.004308	30.05	20.74	9	1.62%	CUMPLE
Story3	DX	X	0.003305	23.23	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	DY	Y	0.003218	30.05	20.74	9	1.21%	CUMPLE
Story3	C 1.2D +L+SX	X	0.004335	11.35	29.8	9	1.63%	CUMPLE
Story3	D 1.2D +L+SY	Y	0.004353	30.05	23.18	9	1.63%	CUMPLE
Story3	E 1.2D+L+DX	X	0.003297	11.35	29.8	9	1.24%	CUMPLE

Story3	E 1.2D+L+DX	X	0.003313	23.23	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	F 1.2D+L+DY	Y	0.003262	30.05	23.18	9	1.22%	CUMPLE
Story3	F 1.2D+L+DY	Y	0.003173	30.05	18.3	9	1.19%	CUMPLE
Story3	G 1.2D +L-SX	X	0.004352	23.23	29.8	9	1.63%	CUMPLE
Story3	H 1.2D +L-SY	Y	0.004264	30.05	18.3	9	1.60%	CUMPLE
Story3	I 1.2D +L-DX	X	0.003297	11.35	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	I 1.2D +L-DX	X	0.003313	23.23	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	J 1.2+L-DY	Y	0.003262	30.05	23.18	9	1.22%	CUMPLE
Story3	J 1.2+L-DY	Y	0.003173	30.05	18.3	9	1.19%	CUMPLE
Story3	K 0.9D+SX	X	0.004338	23.23	29.8	9	1.63%	CUMPLE
Story3	L 0.9+SY	Y	0.004334	30.05	23.18	9	1.63%	CUMPLE
Story3	M 0.9+DX	X	0.0033	11.35	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	M 0.9+DX	X	0.00331	23.23	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	N 0.9+DY	Y	0.003244	30.05	23.18	9	1.22%	CUMPLE
Story3	N 0.9+DY	Y	0.003192	30.05	18.3	9	1.20%	CUMPLE
Story3	O 0.9-SX	X	0.004348	23.23	29.8	9	1.63%	CUMPLE
Story3	P 0.9D-SY	Y	0.004282	30.05	20.74	9	1.61%	CUMPLE
Story3	Q 0.9-DX	X	0.0033	11.35	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	Q 0.9-DX	X	0.00331	23.23	29.8	9	1.24%	CUMPLE
Story3	R 0.9D-DY	Y	0.003244	30.05	23.18	9	1.22%	CUMPLE
Story3	R 0.9D-DY	Y	0.003192	30.05	18.3	9	1.20%	CUMPLE
Story2	SX	X	0.003839	20.79	29.8	6	1.44%	CUMPLE
Story2	SY	Y	0.003801	30.05	20.74	6	1.43%	CUMPLE
Story2	DX	X	0.002982	23.23	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	DY	Y	0.002899	30.05	20.74	6	1.09%	CUMPLE
Story2	C 1.2D +L+SX	X	0.00383	8.76	29.8	6	1.44%	CUMPLE
Story2	D 1.2D +L+SY	Y	0.003828	30.05	20.74	6	1.44%	CUMPLE
Story2	E 1.2D+L+DX	X	0.002974	11.35	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	E 1.2D+L+DX	X	0.002991	20.79	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	F 1.2D+L+DY	Y	0.002925	30.05	23.18	6	1.10%	CUMPLE
Story2	F 1.2D+L+DY	Y	0.002872	30.05	20.74	6	1.08%	CUMPLE
Story2	G 1.2D +L-SX	X	0.003848	20.79	29.8	6	1.44%	CUMPLE
Story2	H 1.2D +L-SY	Y	0.003775	30.05	20.74	6	1.42%	CUMPLE
Story2	I 1.2D +L-DX	X	0.002974	11.35	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	I 1.2D +L-DX	X	0.002991	20.79	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	J 1.2+L-DY	Y	0.002925	30.05	23.18	6	1.10%	CUMPLE
Story2	J 1.2+L-DY	Y	0.002872	30.05	20.74	6	1.08%	CUMPLE
Story2	K 0.9D+SX	X	0.003834	8.76	29.8	6	1.44%	CUMPLE
Story2	L 0.9+SY	Y	0.003817	30.05	20.74	6	1.43%	CUMPLE
Story2	M 0.9+DX	X	0.002977	8.76	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	M 0.9+DX	X	0.002987	20.79	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	N 0.9+DY	Y	0.002914	30.05	20.74	6	1.09%	CUMPLE
Story2	N 0.9+DY	Y	0.002883	30.05	20.74	6	1.08%	CUMPLE
Story2	O 0.9-SX	X	0.003844	20.79	29.8	6	1.44%	CUMPLE
Story2	P 0.9D-SY	Y	0.003786	30.05	20.74	6	1.42%	CUMPLE
Story2	Q 0.9-DX	X	0.002977	8.76	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	Q 0.9-DX	X	0.002987	20.79	29.8	6	1.12%	CUMPLE
Story2	R 0.9D-DY	Y	0.002914	30.05	20.74	6	1.09%	CUMPLE
Story2	R 0.9D-DY	Y	0.002883	30.05	20.74	6	1.08%	CUMPLE

Story1	SX	X	0.002527	20.79	29.8	3	0.95%	CUMPLE
Story1	SY	Y	0.002493	30.05	20.74	3	0.93%	CUMPLE
Story1	DX	X	0.002014	20.79	29.8	3	0.76%	CUMPLE
Story1	DY	Y	0.001949	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	C 1.2D +L+SX	X	0.002522	8.76	29.8	3	0.95%	CUMPLE
Story1	D 1.2D +L+SY	Y	0.002501	30.05	20.74	3	0.94%	CUMPLE
Story1	E 1.2D+L+DX	X	0.00201	8.76	29.8	3	0.75%	CUMPLE
Story1	E 1.2D+L+DX	X	0.002019	20.79	29.8	3	0.76%	CUMPLE
Story1	F 1.2D+L+DY	Y	0.001957	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	F 1.2D+L+DY	Y	0.001941	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	G 1.2D +L-SX	X	0.002531	20.79	29.8	3	0.95%	CUMPLE
Story1	H 1.2D +L-SY	Y	0.002484	30.05	20.74	3	0.93%	CUMPLE
Story1	I 1.2D +L-DX	X	0.00201	8.76	29.8	3	0.75%	CUMPLE
Story1	I 1.2D +L-DX	X	0.002019	20.79	29.8	3	0.76%	CUMPLE
Story1	J 1.2+L-DY	Y	0.001957	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	J 1.2+L-DY	Y	0.001941	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	K 0.9D+SX	X	0.002524	8.76	29.8	3	0.95%	CUMPLE
Story1	L 0.9+SY	Y	0.002497	30.05	20.74	3	0.94%	CUMPLE
Story1	M 0.9+DX	X	0.002011	8.76	29.8	3	0.75%	CUMPLE
Story1	M 0.9+DX	X	0.002017	20.79	29.8	3	0.76%	CUMPLE
Story1	N 0.9+DY	Y	0.001954	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	N 0.9+DY	Y	0.001944	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	O 0.9-SX	X	0.002529	20.79	29.8	3	0.95%	CUMPLE
Story1	P 0.9D-SY	Y	0.002488	30.05	20.74	3	0.93%	CUMPLE
Story1	Q 0.9-DX	X	0.002011	8.76	29.8	3	0.75%	CUMPLE
Story1	Q 0.9-DX	X	0.002017	20.79	29.8	3	0.76%	CUMPLE
Story1	R 0.9D-DY	Y	0.001954	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE
Story1	R 0.9D-DY	Y	0.001944	30.05	20.74	3	0.73%	CUMPLE

Modos y periodos de vibración de la estructura

Tabla 64

Participación modal de la estructura Edificio de Acero Estructural DryWall

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	1.108	0.1372	0.6216	0.1372	0.6216	0.0015	0.002
Modal	2	1.096	0.6225	0.1383	0.7598	0.7599	0.0013	0.003
Modal	3	0.647	0.0025	0.0004	0.7623	0.7602	0.7584	0.761
Modal	4	0.329	0.0511	0.1075	0.8135	0.8677	0.0004	0.762
Modal	5	0.326	0.106	0.0518	0.9194	0.9195	0.0002	0.762
Modal	6	0.193	0.0004	0.0001	0.9198	0.9196	0.1648	0.927
Modal	7	0.174	0.0208	0.0198	0.9406	0.9394	0.0001	0.927
Modal	8	0.173	0.0197	0.0209	0.9603	0.9603	1.44E-05	0.927
Modal	9	0.121	0.0108	0.0083	0.9711	0.9686	0.0001	0.927
Modal	10	0.12	0.0082	0.0109	0.9794	0.9794	1.53E-06	0.927
Modal	11	0.102	0.0001	3.395E-05	0.9794	0.9795	0.0393	0.966
Modal	12	0.093	0.0064	0.004	0.9859	0.9835	2.27E-05	0.966
Modal	13	0.092	0.004	0.0064	0.9899	0.9899	0	0.966

Modal	14	0.075	0.004	0.0021	0.9938	0.992	4.75E-05	0.966
Modal	15	0.075	0.002	0.004	0.9959	0.996	1.48E-06	0.966
Modal	16	0.072	0.0001	2.051E-05	0.996	0.996	0.0174	0.984
Modal	17	0.065	0.0021	0.0009	0.9981	0.9969	8.59E-06	0.984
Modal	18	0.064	0.0009	0.0021	0.999	0.9991	0	0.984
Modal	19	0.059	0.0007	0.0002	0.9997	0.9993	1.13E-05	0.984
Modal	20	0.058	0.0002	0.0007	0.9999	1	0	0.984
Modal	21	0.056	4.3E-05	1.388E-05	1	1	0.0088	0.993
Modal	22	0.047	2.2E-05	7.092E-06	1	1	0.0047	0.997
Modal	23	0.041	1.2E-05	3.748E-06	1	1	0.0022	0.999
Modal	24	0.038	3.7E-06	1.179E-06	1	1	0.0006	1

Con los datos de la tabla #62 obtenidos en el ETABS se concluye que:

- El periodo fundamental de la estructura es 1.108 seg.
- Los dos primeros modos de vibración como era de esperarse son transaccionales y el tercer rotacional.
- La respuesta dinámica de la estructura asegura un óptimo desempeño.

Con los primeros 6 modos de vibración se aseguró el 90% de participación modal para X, Y y Z

3.3.4. Diseño de elementos estructurales de sistema de acero estructural con Drywall y muros de corte de placa de acero.

3.3.4.1. *Diseño de vigas*

Conforme a la norma AISC 360 – 16

Tabla 65
Propiedades de la viga

PROPIEDADES DE VIGA	
VIGA	W 12 X 53
d (cm)	30,7
tw (cm)	0,88
bf (cm)	25,4
tf (cm)	1,46
L (cm)	610
Ix (cm⁴)	17689,8356
Iy (cm⁴)	3987,50

Sx (cm3)	1156,93
Sy	314,631629
rx	13,28
ry	6,3
Zx	1276,55229
Zy	476,863562
A	100,64496

Cortante torsional de St. Venant

$$J = \frac{1}{3}(2bf * tf^3 + h * tw^3) \quad (65)$$

Donde:

h Distancia libre entre centros de gravedad de los patines.

$$h = d - \frac{tf}{2} * 2$$

$$h = 30.7cm - \frac{1.46cm}{2} * 2 = 29.24cm$$

$$J = \frac{1}{3}(2 * (25.3cm) * 1.46cm^3 + 29.24cm * 0.88cm^3) = 59.13cm^4$$

Cortante torsional de Alabeo

$$Cw = \frac{tf * h^2 * bf^3}{24} \quad (66)$$

$$Cw = \frac{1.46cm * 29.24cm^2 * 25.4cm^3}{24} = 852309.84cm^6$$

Arriostamiento Lateral

Conforme a la norma AISC341-16, D.2a.

$$L = 0.086 * rx * \frac{E}{fy} \quad (67)$$

Donde:

E Módulo de elasticidad del acero igual a 2100000 kg/cm²

Fy Fluencia del acero A 572 Gr 50 igual a 3515 kg/cm²

Lb Espaciamiento de viguetas igual a 203 cm

$$L = 0.085 * 13.28cm * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2} = 674.39 \text{ cm}$$

$$Lb \leq L \therefore \text{CUMPLE}$$

Determinación relación ancho-espesor

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo B tabla B4.1b,

Ala

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda = \frac{25.4 \text{ cm}}{2*(1.46)}$$

$$\lambda = 8.70$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 9.29$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{30.7cm - (2*1.46cm)}{0.88cm}$$

$$\lambda = 31.57$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 91.90$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

Una vez determinadas si las secciones son compactas o no compactas se procede a emplear el capítulo F de la norma AISC 360 – 16, en el cual se detallan las secciones a emplear.

Sección F2 para ala compacta y alma compacta.

Sección F3 para ala no compacta y alma compacta.

El código AISC 341, Com F2.5a manifiesta que las vigas deben ser sísmicamente compactas, para lo cual la relación ancho – espesor debe ser la máxima y de esta forma el elemento estructural incursiona en el rango elástico.

Resistencia nominal en flexión para miembros compactos

Fluencia

$$M_n = M_p = f_y * Z_x \quad (68)$$

$$M_n = M_p = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1276,55 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 4487073.25 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 4487073.25 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 44.87 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 40.38 \text{ ton.m}$$

Pandeo lateral torsional

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (69)$$

$$L_p = 1.76 * 6.30 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 271.02 \text{ cm}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}} \quad (70)$$

$$rts = \sqrt{\frac{\sqrt{3987,50cm^4 * 852309.84cm^6}}{1156,93cm^3}}$$

$$rts = 7.10 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * rts * \frac{E}{0.7 * fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * fy}{E}\right)^2}} \quad (71)$$

$$Lr = 1,95 * 7.10cm * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2} * \sqrt{\frac{59.13cm^4}{1156,93cm^3 * 29.24cm} + \sqrt{\left(\frac{59.13cm^4}{1156,93cm^3 * 29.24cm}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2}\right)^2}}$$

$$Lr = 13.845 * 853.49 * ((0.00175) + (0.00000306 + 0.00000928))$$

$$Lr = 857.24 \text{ cm}$$

Estado límite de pandeo lateral – torsional

Cuando el espaciamiento de viguetas \leq a la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

$$Lb \leq Lp$$

$$203 \text{ cm} \leq 271.02 \text{ cm}$$

Interacción de flexión y compresión

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2 \quad (72)$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1 \quad (73)$$

Donde:

Pr Resistencia de compresión axial requerida.

Mr Resistencia de flexión requerida.

Mc Resistencia de flexión disponible

Pc Resistencia de compresión axial disponible.

Datos:

Mu = 40.38 ton

$$0 + \left(\frac{22.3161}{40.38} + 0 \right) \leq 1$$

$$0.55 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño de miembro a corte.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo G.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad (74)$$

Cálculo del área del alma del perfil A_w

$$A_w = h * t_w \quad (75)$$

$$A_w = (30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm}) * 0,88\text{cm}$$

$$A_w = 24,45\text{cm}^2$$

Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma K_v

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \quad (76)$$

$$\frac{30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm}}{0,88\text{cm}} \leq 260$$

$$31,57 \leq 260$$

$$K_v = 5$$

Cálculo del coeficiente de corte del alma C_v

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}} \quad (77)$$

$$\frac{(30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm})}{0,88\text{cm}} \leq 1.10 * \sqrt{5 * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$31.57 \leq 60.12$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad (78)$$

$$V_n = 0.6 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 24.45 \text{ cm}^2 * 1$$

$$V_n = 51565.05 \text{ kg}$$

Resistencia de corte de diseño.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo G.

Datos:

$$V_u = 14.78$$

ϕ = Factor de reducción igual a 0.9 para método LRFD

$$\phi V_n = 0.9 * 51565 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 46408.55 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \therefore \text{CUMPLE}$$

Tabla 66

Arriostramiento lateral vigas

ARRIOSTRAMIENTO LATERAL										
Viga	Perfil	UBICACIÓN		Es kg/cm ²	Fy kg/cm ²	rx cm	L cm	Lb cm	Limite cm	Lb < L
		PÓRTICO	EJE							
Principal	W12X53	E	5-6	2100000	3515	13,3	610	203	682,3	CUMPLE
Principal	W12X40	E	5-6	2100000	3515	13,0	610	203	669,5	CUMPLE
Principal	W10X45	E	5-6	2100000	3515	10,9	610	203	563,6	CUMPLE
Secundaria	W8X28	E	5-6	2100000	3515	8,8	605	203	450,2	CUMPLE

Tabla 67

Verificación del ala de la viga compactada

VERIFICACIÓN DE ALAS COMPACTAS									
Viga	Perfil	UBICACIÓN			Ala cm				CONDICIÓN
		PÓRTICO	EJE	bf	2tf	λ	λ_p		
Principal	W12X53	E	5-6	25,4	2,92	8,70	9,29	COMPACTA	

Principal	W12X40	E	5-6	20,35	2,62	7,78	9,29	COMPACTA
Principal	W10X45	E	5-6	20,37	3,15	6,47	9,29	COMPACTA
Secundaria	W8X28	E	5-6	16,61	2,36	7,03	9,29	COMPACTA

Tabla 68 Verificación del alma de la viga compactada

VERIFICACIÓN DE ALMAS COMPACTAS									
Viga	Perfil	UBICACIÓN			Alma cm				CONDICIÓN
		PÓRTICO	'EJE	h	tw	λ	λ_p		
Principal	W12X53	E	5-6	27,81	0,88	31,74	91,90	COMPACTA	
Principal	W12X40	E	5-6	27,61	0,75	36,85	91,90	COMPACTA	
Principal	W10X45	E	5-6	22,50	0,89	25,31	91,90	COMPACTA	
Secundaria	W8X28	E	5-6	18,11	0,72	25,02	91,90	COMPACTA	

Tabla 69
Verificación de resistencia del elemento viga

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIAS DE VIGAS									
Viga	Perfil	UBICACIÓN		Mu (ETABS)	PROPIEDADES		RESISTENCIA		Mu<fMn
		PORTICO	EJE	Ton.m	Zx (cm ³)	fy kg/cm ²	fMn	Mu/fMn	
Principal	W12X53	E	5-6	22,31	1276,5	3515	40,4	0,5524	CUMPLE
Principal	W12X40	E	5-6	20,47	934,1	3515	29,5	0,6927	CUMPLE
Principal	W10X45	E	5-6	19,53	899,7	3515	28,5	0,6862	CUMPLE
Secundaria	W8X28	E	5-6	8,79	445,7	3515	14,1	0,6233	CUMPLE

Tabla 70
Diseño a corte de vigas.

DISEÑO A CORTE DE VIGAS											
Viga	Perfil	h	tw	h/tw	h/tw<260	Cv	Aw	Vn	fVn	Vu (ETABS)	Vu<fVn
		cm	cm		Kv		cm ²	Ton	Ton	Ton	
Principal	W12X53	27,81	0,88	31,74	5	1	24,37	51,40	46,26	14,79	CUMPLE
Principal	W12X40	27,61	0,75	36,85	5	1	20,69	43,63	39,27	13,64	CUMPLE
Principal	W10X45	22,50	0,89	25,31	5	1	20,01	42,19	37,97	13,31	CUMPLE
Secundaria	W8X28	18,11	0,72	25,02	5	1	13,11	27,65	24,88	5,85	CUMPLE

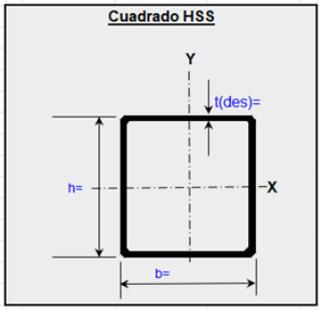
3.3.4.2. *Diseño de columnas*

Columna HSS12x12x5/8

Diseño para columna E5 de la estructura de acero con perfil HSS

Tabla 71

Características del elemento columna HSS12x12x5/8

CARACTERÍSTICAS DE COLUMNA HHS 12 X 12 X 5/8			
	h	30.48 cm	I _{xx} 22809,48 cm ⁴
	b	30.40 cm	I _{yy} 22809,48 cm ⁴
t	1,48 cm	S _{xx}	1497,78 cm ³
		S _{yy}	1497,78 cm ³
A	165.81 cm ²	Z _{xx}	1786,19 cm ³
r	11,73 cm	Z _{yy}	1786,19 cm ³

Coefficiente de esbeltez

Conforme a la norma AISC 360 – 16, Apéndice 7.

Figura 67

Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Nota: Tomado de (McCormack, 2012)

$$\lambda = \frac{K * L}{r} \tag{79}$$

Donde:

- K Coeficiente de longitud efectiva igual a 1
- L Longitud de la columna igual a 300 cm
- r Radio de la sección HSS

$$\lambda = \frac{1 * 300 \text{ cm}}{11,73 \text{ cm}} = 25.58$$

Determinación de Esbeltez.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo B, tabla B4. 1a

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

$$\lambda = \frac{(30.48 \text{ cm})}{1.48 \text{ cm}} = 20.60$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda r = 34.22$$

$$\lambda \leq \lambda r \therefore \text{NO ESBELTO}$$

Pandeo por flexión.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL^2}{r}} \quad (80)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{25.58^2}$$

$$F_e = 31675.10 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1)$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{11.73 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$25.58 \leq 115.12$$

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \frac{Q * f_y}{F_e} \right) f_y \quad (2)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{31675.10 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3355.47 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (3)$$

$$P_n = 3355.47 \text{ kg/cm}^2 * 165.81 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 556371.01 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

Figura 68

Pu de E5 (HSS12x12x5/8) resultado de Etabs

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)
271.4675	504.7489	524.5796

P_u = 271.46 ton

$$\phi P_n = 0.9 * P_n \quad (4)$$

$$\phi P_n = 0.9 * 556371.01 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 500733.9114 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Cuando una columna es esbelta se procede a realizar los siguientes análisis.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y} \quad (81)$$

Nota: La constante de alabeo, C_w se considera cero para perfiles cuadrados, rectangulares.

Donde:

C_w Es igual a 0 para columnas rectangulares y cuadradas.

K Es igual a 1 según AISC considerando un elemento doblemente empotrado.

G Módulo de corte igual a 790000 kg/cm²

J Cortante torsional

$$J = \frac{4 * A_p^2 * t}{P}$$

$$A_p = (h - t)(b - t) - Rc^2(4 - \pi)$$

$$A_p = (30.48\text{cm} - 1.48\text{cm})(30.48\text{cm} - 1.48\text{cm}) - 2.22\text{cm}^2(4 - \pi)$$

$$A_p = 836.77 \text{ cm}^2$$

$$P = 2[(h - t) + (b - t) - Rc(4 - \pi)]$$

$$P = 2[(30.48\text{cm} - 1.48\text{cm}) + (30.48\text{cm} - 1.48\text{cm}) - 2.22\text{cm}(4 - \pi)]$$

$$P = 112.19 \text{ cm}$$

$$J = \frac{4 * (836.77 \text{ cm}^2)^2 * 1.48 \text{ cm}}{112.19 \text{ cm}}$$

$$J = 36947.05 \text{ cm}^4$$

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0}{(1 * 300 \text{ cm})^2} + 790000 \text{ kg/cm}^2 * 36947.05 \text{ cm}^4 \right] * \frac{1}{22809.48 \text{ cm}^4 + 22809.48 \text{ cm}^4}$$

$$Fe = 639220.91 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{11,73 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$25.58 \leq 115.12$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{fy}{Fe} \right) fy$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{639220.91 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = 3506.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag$$

$$Pn = 3506.92 \text{ kg/cm}^2 * 165.81 \text{ cm}^2$$

$$Pn = 581482.29 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$$P_u = 271.46 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi P_n = 0.9 * 581482.29 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 523334.06 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Determinación relación ancho- espesor

Ala

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

$$\lambda = \frac{30.48}{1.48}$$

$$\lambda = 20.59$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 27.38$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 34.22$$

$$\lambda > \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

Alma

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

$$\lambda = \frac{30.48}{1.48}$$

$$\lambda = 20.59$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 59.15$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 139.32$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

Resistencia de flexión nominal

Fluencia

$$M_n = M_p = f_y * Z$$

$$M_n = M_p = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1786.19 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 6278457.85 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = M_p = 62.78 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Ala

El pandeo local del ala compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$Mn = Mp = 6278457.85 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 62.78 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Alma

El pandeo local de alma compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$Mn = Mp = 6278457.85 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 62.78 \text{ ton. m}$$

Pandeo lateral torsional

Cálculo de longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$Lp = 0.13 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{Mp}$$

$$Lp = 0.13 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 11.73 \text{ cm} * \frac{\sqrt{36947.05 \text{ cm}^4 * 165.81 \text{ cm}^2}}{6278457.85 \text{ kg. cm}}$$

$$Lp = 1262.42 \text{ cm}$$

$$Lr = 2 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{0.7 * fy * S}$$

$$Lr = 2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 11.73 \text{ cm} * \frac{\sqrt{36947.05 \text{ cm}^4 * 165.81 \text{ cm}^2}}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1497.78 \text{ cm}^3}$$

$$Lr = 33088.04 \text{ cm}$$

Cuando $Lb \leq Lp$ el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica, por lo tanto:

$$595.68 \text{ cm} \leq 1262.42 \text{ cm}$$

$$Mn = Mp = 6278457.85 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 62.78 \text{ ton. m}$$

La resistencia a flexión nominal debe ser el menor valor calculado de los estados límites de fluencia, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 62.78 \text{ ton} \cdot m$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n$$

$$\phi M_n = 0.9 * 62.78 \text{ ton} \cdot m$$

$$\phi M_n = 56.502 \text{ ton} \cdot m$$

Figura 69

Demanda sobre capacidad ratio resultado de Etabs

Demand/Capacity (D/C) Ratio		
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{c33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{c22} / M_{c22})$	
0.782 =	0.538 + 0.218 + 0.026	
Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{mc} Capacity (tonf)
271.4675	504.7489	524.5796

Interacción de flexión y compresión

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\frac{271.46}{500.73} \geq 0.2$$

$$0.54 \geq 0.2$$

$$\frac{271.46}{500.73} + \frac{8}{9} \left(\frac{13.84}{56.502} + \frac{1.68}{56.502} \right)$$

$$0.55 + 0.25 + 0.0297$$

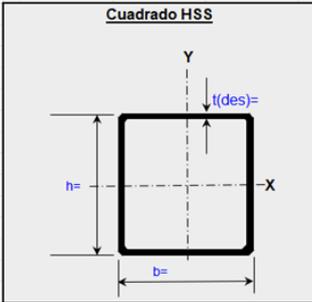
$$0.83 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

Columna HSS10x10x1/2

Diseño para columna D6 de la estructura de acero con perfil HSS

Tabla 72

Características del elemento columna HSS12x12x1/2

CARACTERÍSTICAS DE COLUMNA HHS 12 X 12 X 1/2				
 <p>Cuadrado HSS</p> <p>h=</p> <p>b=</p> <p>t(des)=</p> <p>X</p> <p>Y</p>	h	30.48 cm	Ixx	19021.78 cm ⁴
	b	30.49 cm	Iyy	19021.78 cm ⁴
	t	1.18 cm	Sxx	1248.69 cm ³
			Syy	1248.69 cm ³
	A	134.84 cm	Zxx	1468.28 cm ³
	r	11.89 cm	Zyy	1468.28 cm ³

Coefficiente de esbeltez

Conforme a la norma AISC 360 – 16, Apéndice 7.

$$\lambda = \frac{K * L}{r}$$

$$\lambda = \frac{1 * 300 \text{ cm}}{11.89 \text{ cm}} = 25.23$$

Determinación de Esbeltez.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo B, tabla B4. 1a

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

$$\lambda = \frac{(30.48 \text{ cm})}{1.18 \text{ cm}} = 25.83$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda r = 34.22$$

$$\lambda < \lambda r \therefore \text{NO ESBELTO}$$

Pandeo por flexión.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL^2}{r}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{25.23^2}$$

$$F_e = 32560.01 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$25.23 \leq 115.12$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{32560.01 \text{ kg/cm}^2}\right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3359.71 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 3359.71 \text{ kg/cm}^2 * 134.84 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 453023.51 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$P_u = 156.23 \text{ Ton}$

$$\phi P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi P_n = 0.9 * 453023.51 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 407721.16 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Figura 70

Pu de F5 (HSS10x10x1/2) resultado de Etabs

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)
156.2277	411.3192	426.6037

Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Cuando una columna es no esbelta se procede a realizar los siguientes análisis.

Tensión critica de pandeo elástico.

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

$$J = \frac{4 * A_p^2 * t}{P}$$

$$Ap = (h - t)(b - t) - Rc^2(4 - \pi)$$

$$Ap = (30.48 \text{ cm} - 1.18 \text{ cm})(30.48 \text{ cm} - 1.18 \text{ cm}) - (1.77 \text{ cm})^2(4 - \pi)$$

$$Ap = 855.80 \text{ cm}^2$$

$$P = 2[(h - t) + (b - t) - Rc(4 - \pi)]$$

$$P = 2[(30.48 \text{ cm} - 1.18 \text{ cm}) + (30.48 \text{ cm} - 1.18 \text{ cm}) - 1.77 \text{ cm}(4 - \pi)]$$

$$P = 114.16 \text{ cm}$$

$$J = \frac{4 * (855.80 \text{ cm}^2)^2 * 1.18 \text{ cm}}{114.16 \text{ cm}}$$

$$J = 30281.17 \text{ cm}^4$$

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0}{(1 * 300 \text{ cm})^2} + 790000 \text{ kg/cm}^2 * 30281.17 \text{ cm}^4 \right] * \frac{1}{19021.78 \text{ cm}^4 + 19021.78 \text{ cm}^4}$$

$$Fe = 628912.65 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{11.89 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$25.23 \leq 115.12$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{fy}{Fe} \right) fy$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{628912.65 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = 3506.78 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$Pn = Fcr * Ag$$

$$Pn = 3506.78 \text{ kg/cm}^2 * 134.84 \text{ cm}^2$$

$$Pn = 472855.16 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$$Pu = 156.23 \text{ Ton}$$

$$\phi Pn = 0.9 * Pn$$

$$\phi Pn = 0.9 * 472855.16 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = 425569.65 \text{ kg}$$

$$\phi Pn > Pu \therefore \text{CUMPLE}$$

Determinación relación ancho- espesor

Ala

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

$$\lambda = \frac{30.48}{1.18}$$

$$\lambda = 25.83$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 27.38$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 34.22$$

$\lambda > \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$

Alma

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

$$\lambda = \frac{30.48}{1.18}$$

$$\lambda = 25.83$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 59.15$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 139.32$$

$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$

Resistencia de flexión nominal

Fluencia

$$Mn = Mp = fy * Z$$

$$Mn = Mp = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1468.28 \text{ cm}^3$$

$$Mn = Mp = 5161004.2 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 51.61 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Ala

El pandeo local del ala compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$Mn = Mp = 5161004.2 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 51.61 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Alma

El pandeo local de alma compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$Mn = Mp = 5161004.2 \text{ kg. cm}$$

$$Mn = Mp = 51.61 \text{ ton. m}$$

Pandeo lateral torsional

Cálculo de longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$Lp = 0.13 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{Mp}$$

$$Lp = 0.13 * 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 11.89 \text{ cm} * \frac{\sqrt{30281.17 \text{ cm}^4 * 134,84 \text{ cm}^2}}{5161004.2 \text{ kg. cm}}$$

$$Lp = 1279.88 \text{ cm}$$

$$Lr = 2 * E * ry * \frac{\sqrt{J * Ag}}{0.7 * fy * S}$$

$$Lr = 2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 11.89 \text{ cm} * \frac{\sqrt{30281.17 \text{ cm}^4 * 134,84 \text{ cm}^2}}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1248.69 \text{ cm}^3}$$

$$L_r = 32843.46 \text{ cm}$$

Cuando $L_b \leq L_p$ el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica, por lo tanto:

$$603.80 \text{ cm} \leq 1279.88 \text{ cm}$$

$$M_n = M_p = 5161004.2 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = M_p = 51.61 \text{ ton. m}$$

La resistencia a flexión nominal debe ser el menor valor calculado de los estados límites de fluencia, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 51.61 \text{ ton. m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n$$

$$\phi M_n = 0.9 * 51.61 \text{ ton. m}$$

$$\phi M_n = 46.45 \text{ ton. m}$$

Figura 71
Demanda sobre capacidad radio Etabs

Demand/Capacity (D/C) Ratio		
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$	
0.694 =	0.38 + 0.038 + 0.276	
Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)
156.2277	411.3192	426.6037

Interacción de flexión y compresión

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

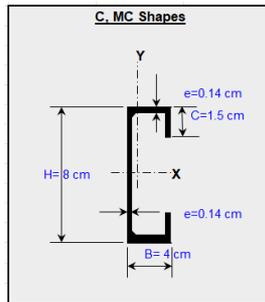
$$\frac{156.23}{407.72} \geq 0.2$$

$$0.3831 \geq 0.2$$

$$\frac{156.23}{407.72} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.99}{46.45} + \frac{14.42}{46.45} \right)$$

$$0.3831 + 0.038 + 0.28$$

CARACTERÍSTICAS DE CORREA G8x4x1.5



H	8.00 cm	I _{xx}	25.78 cm ⁴
B	4.00 cm	I _{yy}	6.02 cm ⁴
C	1.50 cm	S _{xx}	6.44 cm ³
		S _{yy}	2.37 cm ³
e	0.140 cm	Z _{xx}	3.19 cm ³
A	2.53 cm ²	Z _{yy}	1.54 cm ³

$$0.70 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

3.3.4.3. Diseño de correa

Diseño para el perfil correa para sistema DryWall.

Tabla 73

Detalle del elemento correa G8x4x1.5

Coefficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{K * L}{r}$$

$$\lambda = \frac{1 * 300 \text{ cm}}{3.15 \text{ cm}} = 95.24$$

Determinación de Esbeltez.

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{(8 \text{ cm})}{0.14 \text{ cm}} = 57.14$$

$$\lambda r = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda r = 1.49 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda r = 36.42$$

$$\lambda > \lambda r \therefore \text{ESBELTO}$$

Pandeo por flexión.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL^2}{r}}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{95.24^2}$$

$$Fe = 2284.97 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de ancho efectivo reducido be

$$\frac{b}{t} \geq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$be = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{fy} \left[1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b$$

Donde:

f puede ser tomada igual a fy , como una estimación levemente conservadora en la capacidad de la columna.

$$be = 1.92 * 0.14 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \frac{0.38}{28.57} \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}} \right]}$$

$$be = 4.44$$

Factor de reducción Q

$$Q = \frac{A_{eff}}{A}$$

$$A_{eff} = 2b * t + h * t$$

$$A_{eff} = 2 * (4 - 0.14) \text{ cm} * 0.14 \text{ cm} + 8 \text{ cm} * 0.14 \text{ cm} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$Q = \frac{A_{eff}}{A}$$

$$Q = \frac{2.20 \text{ cm}^2}{2.4 \text{ cm}^2} = 0.92$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{3.15 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{0.92 * 3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$95.24 < 120.03$$

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \frac{Q * fy}{F_e} \right) fy$$

$$F_{cr} = 0.92 \left(0.658 \frac{0.92 * 3515 \text{ kg/cm}^2}{2284.97 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1811.55 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 1811.55 \text{ kg/cm}^2 * 2.4 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 4347.72 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$P_u = 3.77 \text{ ton}$

$$\phi P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi P_n = 0.9 * 4347.72 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 3912.95 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.

Cuando una columna es esbelta se procede a realizar los siguientes análisis.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y} \quad (82)$$

Cortante torsional de alabeo.

$$C_w = \frac{t_f * b^3 h^2}{12} \left(\frac{3 * b * t_f + 2 * h * t_w}{6 * b * t_f + h * t_w} \right)$$

$$C_w = \frac{0.14 \text{ cm} * 4 \text{ cm}^3 8 \text{ cm}^2}{12} \left(\frac{3 * 4 * 0.14 + 2 * 8 * 0.14}{6 * 4 * 0.14 + 8 * 0.14} \right)$$

$$C_w = 41.81$$

$$J = \frac{4 * A_p^2 * t}{P}$$

$$A_p = (h - t)(b - t) - R_c^2(4 - \pi)$$

$$A_p = (8 \text{ cm} - 0.14 \text{ cm})(4 \text{ cm} - 0.14 \text{ cm}) - 0.21 \text{ cm}^2(4 - \pi)$$

$$A_p = 30.30 \text{ cm}^2$$

$$P = 2[(h - t) + (b - t) - R_c(4 - \pi)]$$

$$P = 2[(8 \text{ cm} - 0.14 \text{ cm}) + (4 \text{ cm} - 0.14 \text{ cm}) - 0.21 \text{ cm}(4 - \pi)]$$

$$P = 23.08 \text{ cm}$$

$$J = \frac{4 * (30.30 \text{ cm}^2)^2 * 0.14 \text{ cm}}{23.08 \text{ cm}}$$

$$J = 22.28 \text{ cm}^4$$

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 41.81}{(1 * 300 \text{ cm})^2} + 790000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 22.28 \text{ cm}^4 \right] * \frac{1}{24.3 \text{ cm}^4 + 5.6 \text{ cm}^4}$$

$$Fe = 581157.34 \text{ kg/cm}^2$$

Ancho efectivo b_e

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{fy} \left[1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b$$

$$b_e = 1.92 * 0.14 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \frac{0.38}{28.57} \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}} \right]}$$

$$b_e = 4.46$$

Factor de reducción Q

$$A_{eff} = 2b * t + h * t$$

$$A_{eff} = 2 * (4 - 0.14) \text{ cm} * 0.14 \text{ cm} + 8 \text{ cm} * 0.14 \text{ cm} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$Q = \frac{A_{eff}}{A}$$

$$Q = \frac{2.20 \text{ cm}^2}{2.4 \text{ cm}^2} = 0.92$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * fy}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{3.15 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{0.92 * 3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$95.24 < 120.03$$

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \frac{Q * f_y}{F_e} \right) f_y$$

$$F_{cr} = 0.92 \left(0.658 \frac{0.92 * 3515 \text{ kg/cm}^2}{581157.33 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3226.28 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 3226.28 \text{ kg/cm}^2 * 2.4 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 7743.07 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$P_u = 3.77 \text{ ton}$

$$\phi P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi P_n = 0.9 * 7743.07 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 6968.76 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Determinación relación ancho- espesor

Ala

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

$$\lambda = \frac{4}{0.14}$$

$$\lambda = 28.57$$

$$\lambda_p = 0.56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 0.56 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 13.69$$

$\lambda > \lambda_p \therefore \text{NO COMPACTA}$

Alma

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

$$\lambda = \frac{8}{0.14}$$

$$\lambda = 57.14$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 91.90$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 139.32$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

Resistencia de flexión nominal

Fluencia

$$M_n = M_p = f_y * Z$$

$$M_n = M_p = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 7.3 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 25659.5 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 0.26 \text{ ton.m}$$

Pandeo Lateral - Torsional

Según el AISC 360-16 para secciones W, S, M, C y MC

Pandeo lateral torsional

Cálculo de longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 1.54 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 66.25 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_x C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{24.3 \text{ cm}^4 * 41.81}}{6.1 \text{ cm}^3}$$

$$rts^2 = 5.23$$

$$c = \frac{ho}{2} * \sqrt{\frac{Iy}{Cw}}$$

$$c = \frac{7.86}{2} * \sqrt{\frac{5.6 \text{ cm}^4}{41.81}}$$

$$c = 1.44$$

$$Lr = 1.95 * 5.23 * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2} * \sqrt{\frac{22.28 \text{ cm}^4 * 1.44}{6.1 \text{ cm}^3 * 7.86} + \sqrt{\left(\frac{22.28 \text{ cm}^4 * 1.44}{6.1 \text{ cm}^3 * 7.86}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2}\right)^2}}$$

$$Lr = 9400.6 \text{ m}$$

Interacción de flexión y compresión

Cuando $Lp < Lb \leq Lr$ el estado límite de pandeo lateral-torsional se calcula según el AISC 360 con la siguiente expresión:

$$66.25 < 79.35 \leq 9400.6$$

$$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0.7 * fy * Sx) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp \quad (83)$$

Donde

Cb Gradiente de momento igual a 1.

Lb Longitud no arriostrada.

Lp Longitud no arriostrada estado límite de fluencia.

Lr Longitud no arriostrada estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$Mn = 1 \left[25659.5 \text{ kg.cm} - (25659.5 \text{ kg.cm} - 0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 6.1 \text{ cm}^3) \left(\frac{79.35 \text{ cm} - 66.35 \text{ cm}}{9400.6 - 66.35} \right) \right] \leq Mp$$

$$Mn = 25644.67 \text{ kg.cm}$$

La resistencia a flexión nominal debe ser el menor valor calculado de los estados límites de fluencia, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 0.26 \text{ ton} \cdot m$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n$$

$$\phi M_n = 0.9 * 0.26 \text{ ton} \cdot m$$

$$\phi M_n = 0.23 \text{ ton} \cdot m$$

Interacción de flexión y compresión

Figura 72

Demanda sobre capacidad Radio resultado de Etabs

Demand/Capacity (D/C) Ratio		
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$	
0.935 =	0.928 + 0 + 0.007	
Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{m} Capacity (tonf)
3.7747	4.0662	7.7282

$$\frac{3.77}{3.9} \geq 0.2$$

$$0.96 \geq 0.2$$

$$\frac{3.77}{3.9} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{0.23} + \frac{0.0006}{0.23} \right)$$

$$0.96 + 0 + 0.0023$$

$$0.96 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

3.3.4.4. *Diseño de muro de corte de placa de acero*

Conforme a la norma AISC 341 – 16, capítulo F

Tabla 74

Detalle de muro de corte placa de acero

Características	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²

E	2100000	kg/cm ²
α	45	Grados
Liz libre	6.00	m
Altura de panel	3.00	m
Espesor de VBE (HSS 40X40X1")	40	cm
Factor de reducción φ	0.9	
Lcf	5.6	m
α	44	Grados
Fy	3515	kg/cm ²
E	2100000	kg/cm ²

Material de Placa de acero

Tabla 75

Fuerzas de piso y cortante en cada muro

Fuerzas de piso y cortante en cada muro		
Story	Fx, Fuerza de piso (T) tonf	Cortante de piso tonf
Story8	142.9111	142.9111
Story7	124.2746	267.1857
Story6	103.5254	370.7111
Story5	83.4537	454.1648
Story4	64.1642	518.329
Story3	45.8057	564.1347
Story2	28.471	592.6057
Story1	12.9602	605.5659

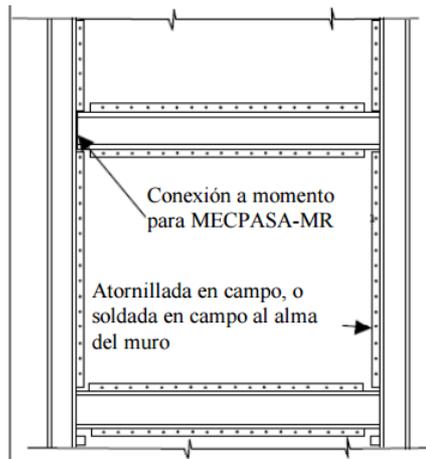
Conforme a la norma 341 – 16 F5b

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

$$\phi = 0.9(LRFD)$$

La placa fluye primero que el marco y se cumple que la filosofía columna fuerte alma del muro débil, se permitió una variación del 3% en el factor de amplificación B.

Figura 73
Conexión alma - marco del muro



Nota: Tomado de (*Espinosa Araujo, 2017*)

Tabla 76
Factor B de amplificación para cada piso del muro

Fuerzas de piso y cortante en cada muro				
Story	Esesor de la placa t_w (mm)	Cortante de piso tonf	Resistencia del alma del muro V_n	B
Story8	0.2	142.9111	157.846	0.90538312
Story7	0.2	267.1857	157.846	1.69269862
Story6	0.2	370.7111	157.846	2.34856195
Story5	0.2	454.1648	157.846	2.87726526
Story4	0.2	518.329	157.846	3.28376401
Story3	0.2	564.1347	157.846	3.57395635
Story2	0.2	592.6057	157.846	3.75432836
Story1	0.2	605.5659	157.846	3.83643498

Prediseño VBE y HBE

El AISC 341-16 F5 establece que las rigideces de los elementos de borde HBE y VBE deben cumplir con los siguientes requisitos:

La inercia mínima para elementos VBE y HBE debe ser:

Conforme a la norma AISC 341-16 F5 4.a

$$I_c \geq 0.0031 \frac{twh^4}{L} \quad (84)$$

$$I_b \geq 0.0031 \frac{L^4}{h} \quad (85)$$

Donde:

t_w Espesor de la placa

h Distancia entre ejes de vigas

$f'c$ Distancia entre ejes de las columnas

Para el presente proyecto se propone un espesor de placa de 8mm para determinar los elementos de borde de la placa que se determina con las expresiones que se presentaron anteriormente.

Elemento VBE

Tabla 77
Detalle del elemento VBE

Piso	Espesor de placa t_w m	Dimensiones		Momento requerido I_c (cm^4)
		h (m)	L (m)	
8	0.002	3	6	8370
7	0.002	3	6	8370
6	0.002	3	6	8370
5	0.002	3	6	8370
4	0.002	3	6	8370
3	0.002	3	6	8370
2	0.002	3	6	8370
1	0.002	3	6	8370

Se determina un perfil HSS que cumpla con los requerimientos de diseño para esto se determinó que para el diseño óptimo se tiene que diseñar con un perfil con las siguientes propiedades:

Tabla 78
Elemento Columna diseñado para soportar el muro de corte

Dimensiones	Inercia
-------------	---------

Columna	Perfil	Área cm ²	Alto	Ancho	Espesor	I cm ⁴
			h cm	h cm	t cm	
Central	HSS 40X40X1"	380.59	40	40	2.54	89420.67

Elemento HBE

Tabla 79

Detalle del elemento HBE

Piso	Espesor de placa tw m	Dimensiones		Momento requerido Ic (cm ⁴)
		h (m)	L (m)	
8	0.002	3	6	267840
7	0.002	3	6	267840
6	0.002	3	6	267840
5	0.002	3	6	267840
4	0.002	3	6	267840
3	0.002	3	6	267840
2	0.002	3	6	267840
1	0.002	3	6	267840

Según la tabla 1-1 del AISC se toma un perfil W12x53 que cumple con el diseño tiene las siguientes propiedades:

Tabla 80

Elemento Viga diseñado para soportar el muro de corte

Perfil	Área cm ²	Dimensiones				Inercia cm ⁴
		Alto	Ancho	Espesor		
		d cm	bf cm	tf cm	tw cm	
W12X53	100.65	30.7	25.4	1.46	0.88	21594.42

Después de determinar las secciones de los elementos de borde de la placa se recalcula el ángulo de tensión α , para esto se emplea la ecuación 17-2 del AISC 341-16 F.5b.

(86)

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tw * L}{2 * Ac}}{1 + tw * h * \left[\frac{1}{Ab} + \frac{h^3}{360 * Ic * L} \right]}$$

Donde:

- A Ángulo a tensión corregido
- tw Espesor de la placa de acero
- L Distancia entre ejes de VBE
- Ac Área de sección transversal de VBE
- h Distancia entre ejes de HBE
- Ab Área de sección transversal de HBE
- Ic Momento de Inercia de VBE

Tabla 81

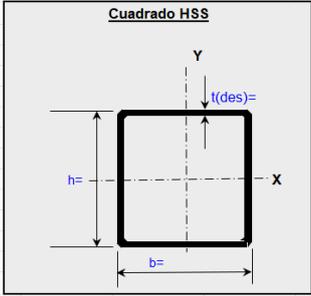
Detalle de elementos estructurales que sostienen los muros de corte

Piso	VBE	HBE	Ac	Ic	Ab	h	L	tw	A
			cm ²	cm ⁴	cm ²	cm	cm	cm	grados
8	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
7	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
6	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
5	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
4	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
3	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
2	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44
1	HSS 60X60X1"	W12X53	583.8	70289	100.7	300	600	0.2	44

Diseño para columna VBE de la estructura de acero con perfil HSS

HBE y VBE se diseñan conforme a la norma AISC360 – 16 D1.1

Tabla 82
Detalle de la columna VBE

CARACTERÍSTICAS DE COLUMNA HHS 16 X 16 X 1"			
	h	40 cm	I _{xx} 89420.67 cm ⁴
	b	40 cm	I _{yy} 89420.67 cm ⁴
	t	2,54 cm	S _{xx} 4471.03 cm ³
			S _{yy} 4471.03 cm ³
	A	380.59 cm ²	Z _{xx} 5539 cm ³
	r	15.33cm	Z _{yy} 5539 cm ³

Coefficiente de esbeltez

Conforme a la norma AISC 360 – 16, Apéndice 7.

$$\lambda = \frac{K * L}{r}$$

$$\lambda = \frac{1 * 300 \text{ cm}}{15.33 \text{ cm}} = 19.57$$

Determinación de Esbeltez.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo B, tabla B4. 1a

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

$$\lambda = \frac{(40\text{cm})}{2.54\text{cm}} = 15.75$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda r = 34.22$$

$$\lambda < \lambda r \therefore \text{NO ESBELTO}$$

Pandeo por flexión.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL^2}{r}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{19.57^2}$$

$$F_e = 54117.46 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión

Cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{15.33 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$19.57 \leq 115.12$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{54117.46 \text{ kg/cm}^2}\right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3420.73 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 3420.73 \text{ kg/cm}^2 * 380.59 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 1301895.83 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

Figura 74

Pu de VBE (HSS16x16x1) resultado de Etabs

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)
802.0491	1199.0326	1224.6995

$$P_u = 802.04 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi P_n = 0.9 * 1301895.83 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 1171706.25 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Resistencia a compresión, pandeo y flexo torsionales.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo E.

Cuando una columna es no esbelta se procede a realizar los siguientes análisis.

Tensión critica de pandeo elástico.

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

$$J = \frac{4 * A_p^2 * t}{P}$$

$$A_p = (h - t)(b - t) - Rc^2(4 - \pi)$$

$$A_p = (40\text{cm} - 2.54\text{cm})(40\text{cm} - 2.54\text{cm}) - (3.81\text{cm})^2(4 - \pi)$$

$$A_p = 1390.79 \text{ cm}^2$$

$$P = 2[(h - t) + (b - t) - Rc(4 - \pi)]$$

$$P = 2[(40 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm}) + (40 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm}) - 3.81 \text{ cm}(4 - \pi)]$$

$$P = 143.30 \text{ cm}$$

$$J = \frac{4 * (1390.79 \text{ cm}^2)^2 * 2.54 \text{ cm}}{143.30 \text{ cm}}$$

$$J = 137142.05 \text{ cm}^4$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0}{(1 * 300 \text{ cm})^2} + 790000 \text{ kg/cm}^2 * 137142.05 \text{ cm}^4 \right] * \frac{1}{89420.67 \text{ cm}^4 + 89420.67 \text{ cm}^4}$$

$$F_e = 605849.69 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de pandeo por flexión.

Cuando.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{1 * 300 \text{ cm}}{15.33 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$19.57 \leq 115.12$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) f_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515 \text{ kg/cm}^2}{605849.69 \text{ kg/cm}^2} \right) 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3506.48 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 3506.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 380.59 \text{ cm}^2$$

$$Pn = 1334529.23 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño en compresión.

$$Pu = 802.04\text{Ton}$$

$$\phi Pn = 0.9 * Pn$$

$$\phi Pn = 0.9 * 1334529.23 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = 1201076.31 \text{ kg}$$

$$\phi Pn > Pu \therefore \text{CUMPLE}$$

Determinación relación ancho- espesor

Ala

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

$$\lambda = \frac{40}{2.54}$$

$$\lambda = 15.75$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 27.38$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 34.22$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

Alma

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

$$\lambda = \frac{40}{2.54}$$

$$\lambda = 15.75$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 59.15$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 139.32$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTO}$$

Resistencia de flexión nominal

Fluencia

$$M_n = M_p = f_y * Z$$

$$M_n = M_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5539 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 19469585 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = M_p = 194.70 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Ala

El pandeo local del ala compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 19469585 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = M_p = 194.70 \text{ ton. m}$$

Pandeo Local de Alma

El pandeo local de alma compacta no aplica el estado límite de pandeo, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 19469585 \text{ kg. cm}$$

$$M_n = M_p = 194.70 \text{ ton. m}$$

Pandeo lateral torsional

Cálculo de longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 0.13 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A_g}}{M_p}$$

$$L_p = 0.13 * 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15.33 \text{ cm} * \frac{\sqrt{137142.05 \text{ cm}^4 * 380.59 \text{ cm}^2}}{16472766.3 \text{ kg. cm}}$$

$$L_p = 1835.49 \text{ cm}$$

$$L_r = 2 * E * r_y * \frac{\sqrt{J * A_g}}{0.7 * f_y * S}$$

$$L_r = 2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 15.33 \text{ cm} * \frac{\sqrt{137142.05 \text{ cm}^4 * 380.59 \text{ cm}^2}}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 4471.03 \text{ cm}^3}$$

$$L_r = 42283.85 \text{ cm}$$

Cuando $L_b \leq L_p$ el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica, por lo tanto:

$$778.50 \leq 1835.49$$

$$M_n = M_p = 19469585 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 194.70 \text{ ton.}$$

La resistencia a flexión nominal debe ser el menor valor calculado de los estados límites de fluencia, por lo tanto:

$$M_n = M_p = 194.70 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * M_n$$

$$\phi M_n = 0.9 * 194.70 \text{ ton.mton.m}$$

$$\phi M_n = 175.23 \text{ ton.m}$$

Interacción de flexión y compresión

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo H, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

Figura 75

Demanda sobre capacidad Radio resultado de Etabs

Demand/Capacity (D/C) Ratio		
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$	
0.961 =	0.675 + 0.264 + 0.022	
Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)
809.5682	1199.0326	1224.6995

$$\frac{802.04}{1171.71} \geq 0.2$$

$$0.685 \geq 0.2$$

$$\frac{802.04}{1171.71} + \frac{8}{9} \left(\frac{52.02}{175.23} + \frac{4.29}{175.23} \right)$$

$$0.685 + 0.26 + 0.028$$

$$0.97 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño de vigas HBE

Tabla 83
Propiedades de la viga HBE

PROPIEDADES DE VIGA	
VIGA	W 12 X 53
d (cm)	30,7
tw (cm)	0,88
bf (cm)	25,4
tf (cm)	1,46
L (cm)	610
Ix (cm⁴)	17689,8356
Iy (cm⁴)	3987,50
Sx (cm³)	1156,93
Sy	314,631629
Rx	13,28
Ry	6,3
Zx	1276,55229
Zy	476,863562
A	100,64496

Cortante torsional de St. Venant

$$J = \frac{1}{3} (2bf * tf^3 + h * tw^3)$$

$$h = d - \frac{tf}{2} * 2$$

$$h = 30.7cm - \frac{1.46cm}{2} * 2 = 29.24cm$$

$$J = \frac{1}{3} (2 * (25.3cm) * 1.46cm^3 + 29.24cm * 0.88cm^3) = 59.13cm^4$$

Cortante torsional de Alabeo

$$C_w = \frac{tf * h^2 * bf^3}{24}$$

$$C_w = \frac{1.46cm * 29.24cm^2 * 25.4cm^3}{24} = 852309.84cm^6$$

Arriostamiento Lateral

Conforme a la norma AISC341-16, D2a

$$L = 0.085 * r_x * \frac{E}{f_y}$$

$$L = 0.085 * 13.28 cm * \frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{3515 \frac{kg}{cm^2}} = 674.39 cm$$

$$L_b \leq L \therefore CUMPLE$$

Determinación relación ancho-espesor

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo B tabla B4.1b,

Ala

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda = \frac{25.4 cm}{2*(1.46)}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{30.7cm - (2*1.46cm)}{0.88cm}$$

$$\lambda=8.70$$

$$\lambda=31.57$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_p = 9.29$$

$$\lambda_p = 91.90$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore \text{COMPACTA}$$

Una vez determinadas si las secciones son compactas o no compactas se procede a emplear el capítulo F de la norma AISC 360 – 16, en el cual se detallan las secciones a emplear.

Sección F2 para ala compacta y alma compacta.

Sección F3 para ala no compacta y alma compacta.

El código AISC 341, Com F2. 5a manifiesta que las vigas deben ser sísmicamente compactas, para lo cual la relación ancho – espesor debe ser la máxima y de esta forma el elemento estructural incursiona en el rango elástico.

*Resistencia nominal en flexión para miembros compactos
Fluencia*

$$M_n = M_p = f_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1276,55 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = 4487073.25 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 4487073.25 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 44.87 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 40.38 \text{ ton.m}$$

Pandeo lateral torsional

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 6.30 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 271.02 \text{ cm}$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{3987,50 \text{ cm}^4 * 852309.84 \text{ cm}^6}}{1156,93 \text{ cm}^3}}$$

$$r_{ts} = 7.10 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 * 7.10 \text{ cm} * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2} * \sqrt{\frac{59.13 \text{ cm}^4}{1156,93 \text{ cm}^3 * 29.24 \text{ cm}} + \sqrt{\left(\frac{59.13 \text{ cm}^4}{1156,93 \text{ cm}^3 * 29.24 \text{ cm}}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * 3515 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2}\right)^2}}$$

$$L_r = 13.845 * 853.49 * ((0.00175) + (0.00000306 + 0.00000928))$$

$$L_r = 857.24 \text{ cm}$$

Estado límite de pandeo lateral – torsional

Cuando el espaciamiento de viguetas \leq a la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

$$L_b \leq L_p$$

$$203 \text{ cm} \leq 271.02 \text{ cm}$$

Interacción de flexión y compresión

Según el AISC capítulo H se deben cumplir con los siguientes requisitos:

$$\frac{Pr}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1$$

Mu = 40.38 ton

$$\frac{6.78}{2 * 179} + \left(\frac{14}{40.38} + \frac{0.0004}{40.38} \right) \leq 1$$

$$0.019 + 0.35 + 0.0000099 \leq 1$$

$$0.36 \leq 1 \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño de miembro a corte.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v$$

Cálculo del área del alma del perfil A_w

$$A_w = h * t_w$$

$$A_w = (30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm}) * 0,88\text{cm}$$

$$A_w = 24.45\text{cm}^2$$

Cálculo del coeficiente de pandeo por corte del alma K_v

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm}}{0,88\text{cm}} \leq 260$$

$$31,57 \leq 260$$

$$K_v = 5$$

Cálculo del coeficiente de corte del alma C_v

$$\frac{h}{tw} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{(30,7\text{cm} - 2 * 1,46\text{cm})}{0,88\text{cm}} \leq 1.10 * \sqrt{5 * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$31.57 \leq 60.12$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v$$

$$V_n = 0.6 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 24.45\text{cm}^2 * 1$$

$$V_n = 51565.05 \text{ kg}$$

Resistencia de corte de diseño.

Conforme a la norma AISC 360 – 16, capítulo G.

Datos:

ϕ = Factor de reducción igual a 0.9 para método LRFD

$$V_u = 24.87 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 51565 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 46408.55 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \therefore \text{CUMPLE}$$

3.3.4.5. Diseño de la cimentación

Diseño de Zapata Aislada

Figura 76

Fuerza Cortante

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	7.3224	145.9674	0.05
Minor Shear	0.1589	145.9674	0.001

Se toma la carga axial última P_u .

$$P_u = 271.48 \text{ ton}$$

Se toma un 10% de la Carga axial última que representa el peso propio de la zapata.

$$P_p = 0.10 * P_u$$

$$P_p = 0.10 * 271.48 \text{ ton}$$

$$P_p = 27.148 \text{ ton}$$

Se calcula el área del plinto con un esfuerzo admisible del suelo igual a 12.5 ton/m^2 que se estimó para un suelo Tipo C predominante en la provincia de Santa Elena que según los textos oscila entre 11 ton/m^2 a 13 ton/m^2 , usando la siguiente ecuación:

$$A_{plinto} = \frac{P_u + P_p}{\sigma_{adm}} \quad (87)$$
$$A_{plinto} = \frac{P_u + P_p}{\sigma_{adm}}$$
$$A_{plinto} = \frac{271.48 \text{ ton} + 27.148 \text{ ton}}{12.5 \text{ ton/m}^2}$$
$$A_{plinto} = 23.757 \text{ m}^2$$

Para alcanzar las dimensiones de la zapata se halla en base al área:

$$B = L = \sqrt{A_{plinto}}$$

$$B = L = \sqrt{23.757 \text{ m}^2}$$

$$B = L = 4.79 \text{ m} \approx 4.8 \text{ m}$$

Esfuerzo último de diseño

Se calcula el esfuerzo neto de la zapata de acuerdo con la carga que baja sobre esta con respecto al área de la zapata.

$$\sigma_u = \frac{Pu}{A_{plinto}}$$

$$\sigma_u = \frac{271.47 \text{ ton}}{4.8 \text{ m}^2}$$

$$\sigma_u = 11.78 \text{ ton/m}^2$$

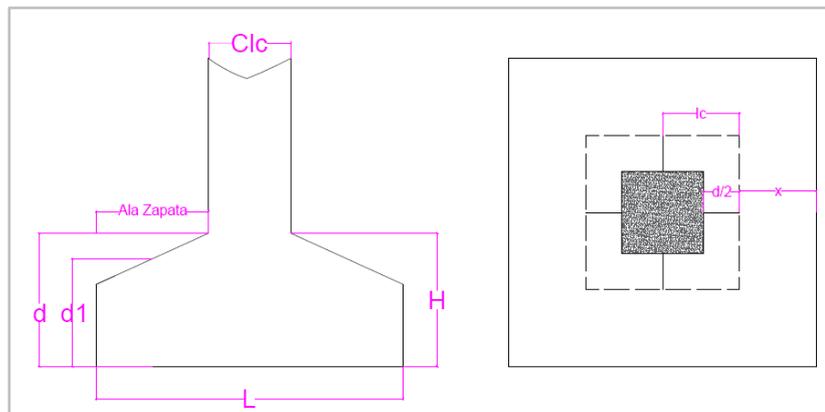
Análisis estructural

- Cortante en 2 direcciones

El ACI 318 estipula que para miembros den dos direcciones no preesforzados, vc debe calcularse de acuerdo con 22.6.5.2.

Figura 77

Detalle de zapata aislada Cortante en 2 direcciones



$$\text{Ala del plinto} = \frac{(L - Cl_{colum})}{2}$$

$$\text{Ala del plinto} = \frac{(4.8 \text{ m} - 0.58 \text{ m})}{2}$$

$$\text{Ala del plinto} = 2.11 \text{ m}$$

Cálculo de la altura efectiva asumiendo un espesor de zapara H igual a 65 cm, con recubrimiento que según el ACI es mínimo 7cm y un diámetro de varilla de 14mm.

$$d = H - \text{rec} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2}$$

$$d = 65 \text{ cm} - 7 \text{ cm} - \frac{1.4 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 57.3 \text{ cm}$$

$$d_1 = d - \frac{Cl_{\text{colum}}}{\text{Ala del plinto}} * \frac{d}{2}$$

$$d_1 = 57.3 \text{ cm} - \frac{0.58 \text{ cm}}{211 \text{ cm}} * \frac{57.3 \text{ cm}}{2}$$

$$d_1 = 49.4 \text{ cm}$$

$$lc = Cl_{\text{colum}} + d$$

$$lc = 58 \text{ cm} + 57.3 \text{ cm}$$

$$lc = 1.153 \text{ m}$$

$$b_o = 4 * (Cl_{\text{colum}} + d)$$

$$b_o = 4 * (58 \text{ cm} + 57.3 \text{ cm})$$

$$b_o = 461.2 \text{ cm}$$

Cortante último

$$Vu = \sigma_u * (A^2 - lc^2)$$

$$Vu = 11.78 \text{ ton/m}^2 * (4.8 \text{ m}^2 - 1.153 \text{ m}^2)$$

$$Vu = 255815.59 \text{ kg}$$

En la sección 22.6.5.2 de ACI 318 el cortante V_c en dos direcciones se calcula con las siguientes expresiones:

$$V_c = 1.1\lambda\sqrt{f'c}b_o d_1 \quad (88)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda\sqrt{f'c}b_o d_1 \quad (89)$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\lambda_s d_1}{b_o}\right) \lambda\sqrt{f'c}b_o d_1 \quad (90)$$

Donde:

$$\beta = \frac{L_{lc}}{L_{cc}} = \frac{0.58}{0.55} = 1.055$$

λ a 1 para hormigones reforzados

λ_s a 40 para columna interior

$$V_c = 1.1\lambda\sqrt{f'c}b_o d_1$$

$$V_c = 1.1 * 1 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * 461.2 \text{ cm} * 49.4 \text{ cm}$$

$$V_c = 388446.452 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda\sqrt{f'c}b_o d_1$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1.055}\right) * 1 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * 461.2 \text{ cm} * 49.4 \text{ cm}$$

$$V_c = 541967.319 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\lambda_s d_1}{b_o}\right) \lambda\sqrt{f'c}b_o d_1$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{40 * 49.4 \text{ cm}}{461.2 \text{ cm}}\right) * 1 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * 461.2 \text{ cm} * 49.4 \text{ cm}$$

$$V_c = 599403.045 \text{ kg}$$

Se escoge el valor menor V_c para calcular lo siguiente:

$$V_c = 388446.452 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (91)$$

Donde:

ϕ Factor de reducción de resistencia igual a 0.75

$$\phi V_c = 0.75 * 388446.452 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 291334.839 \text{ kg}$$

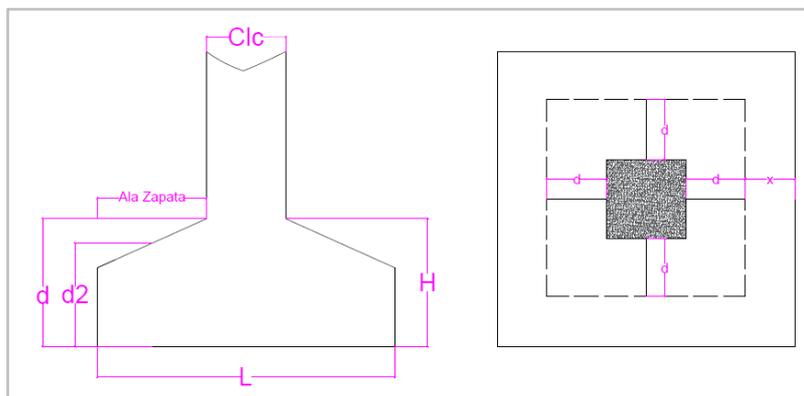
$$255815.59 \text{ kg} \leq 291334.839 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c \therefore \text{CUMPLE}$$

Cortante en 1 dirección.

Figura 78

Detalle zapata aislada Cortante en 1 dirección



$$d_2 = d - \frac{Cl_{column}}{Ala \text{ del plinto}} * d \quad (92)$$

$$d_2 = 57.3 \text{ cm} - \frac{0.58 \text{ cm}}{211 \text{ cm}} * 57.3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 41.5 \text{ cm}$$

$$X = Ala \text{ del plinto} - d_2 \quad (93)$$

$$X = 211 \text{ cm} - 41.5 \text{ cm}$$

$$X = 169.5 \text{ cm}$$

Carga axial de diseño

$$q_u = \sigma_u * b_{plinto} \quad (94)$$

$$q_u = 11.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 4.8 \text{ m}$$

$$q_u = 56.59 \text{ ton/m}$$

Cortante último

$$Vu = qu * X \quad (95)$$

$$Vu = 56558 \text{ ton/m} * 1,695 \text{ cm}$$

$$Vu = 95838.498 \text{ kg}$$

Cortante del concreto

$$vc = \lambda \sqrt{f'c} b_{plinto} d_2 \quad (96)$$

$$vc = 1 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * 480 \text{ cm} * 41.5 \text{ cm}$$

$$vc = 308965.833 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 0.75 * 308965.833 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 231724.375 \text{ kg}$$

$$95838.498 \text{ kg} \leq 231724.375 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi Vc \therefore \text{CUMPLE}$$

Revisión a flexión

$$Mu = \frac{qu * Ala \text{ del plinto}^2}{2} \quad (97)$$

$$Mu = \frac{56558 \text{ kg/m} * 2,11 \text{ m}^2}{2}$$

$$Mu = 125901.68 \text{ kg} - m$$

$$Mu = 12590167.9 \text{ kg} - cm$$

Cuantía del acero

$$\rho = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.52Mu}{bd^2f'c}} \right) \left(\frac{f'c}{1.18fy} \right) \quad (98)$$

$$\rho = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.52 * 12590167.9 \text{ kg} - cm}{480 \text{ cm} * (57,3 \text{ cm})^2 * 240 \text{ kg/cm}^2}} \right) \left(\frac{240 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho = 0.002092$$

Área de acero

$$As = \rho_{min} * b * d \quad (99)$$

$$As = 0.002092 * 480 \text{ cm} * 57.3 \text{ cm}$$

$$As = 57.55 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas

$$\#varillas = \frac{As}{Av} \quad (100)$$

$$\#varillas = \frac{57.55 \text{ cm}^2}{3.1416 \text{ cm}^2}$$

$$\#varillas \approx 19 \text{ varillas}$$

$$s = \frac{450}{18}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

Tabla 84

Resultados del análisis de diseño zapata aislada

Zapata Aislada		
Datos	Pedestal 55 x 58	Pedestal 45 x 48

B	4.8 m	3.6 m
L	4.8 m	3.6 m
Análisis en dos direcciones		
Vu	255815.59 kg	146400.42 kg
	338446.45 kg	220310.78 kg
Vc	541967.32 kg	304560.47 kg
	599403.05 kg	322495.30 kg
ϕVc	291334.84 kg	165233.09 kg
Vu < ϕVc	CUMPLE	CUMPLE
Análisis en una dirección		
Vu	95838 kg	56946 kg
Vc	308966 kg	138196.48 kg
ϕVc	231724 kg	103647.36 kg
Vu < ϕVc	CUMPLE	CUMPLE

Cálculo de área de acero de zapata

Tabla 85 Datos de la Zapata Aislada

Zapata Aislada		
Datos	Pedestal 55 x 58	Pedestal 45 x 48
L	480 cm	360 cm
d	57.3 cm	42.3 cm
Mu	128424.535 kg-m	52805.74 kg-m
ρ	0.002135	0.002148
As	58.73 cm ²	32.72 cm ²
ϕ mm	20	18
# varillas	19	13
s	25 cm	25 cm

Zapata combinada

Para diseñar una zapata combinada para el muro de corte de placa de acero se tomará las cargas vivas y muertas que bajan sobre las columnas del muro, para la

estructura de acero se diseñó la placa base que soporta estas cargas con un pedestal con secciones que se detalla en la tabla, de acuerdo con el Etabs, se tiene las siguientes cargas:

Tabla 86
Cargas para el diseño del pedestal

Columna		Cargas	
Perfil	Pedestal	Muerta	Viva
HSS 16 X 16 X 1"	90 x 95	103,16 ton	31,14 ton
HSS 16 X 16 X 1"	90 x 95	95,93 ton	29,28 ton

Predimensionamiento de Zapata Combinada

Tabla 87
Datos de la zapata combinada

Datos	
σ_{adm}	12,5 ton/m ²
γ_m	1,59 m
γ_c	2,4
H	0,40 m
df	1.5 m
Hs	0.95 m
P1	125,21
P2	134,30

Esfuerzo efectivo de diseño

$$\sigma_e = \sigma_{adm} - \gamma_m * Hs - \gamma_c * Hs \quad (101)$$

$$\sigma_e = 12,5 \text{ ton/m}^2 - 1,59 \text{ m} * 1,55 \text{ m} - \gamma_c * Hs$$

$$\sigma_e = 9.67 \text{ ton/m}^2$$

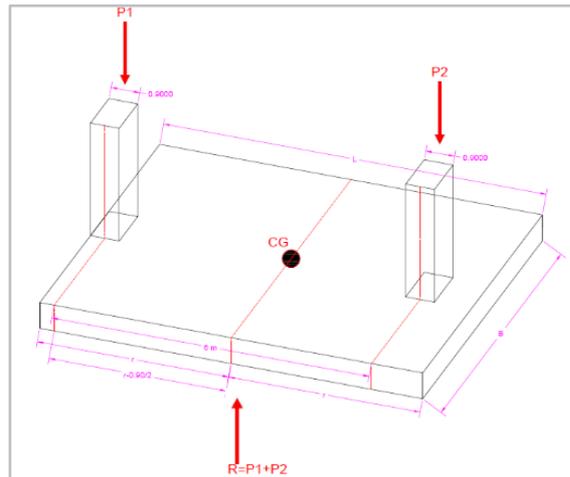
Cálculo de Área

$$A_z = \frac{P1 + P2}{\sigma_e} \quad (102)$$

$$A_z = \frac{134,30 \text{ ton} + 125,21 \text{ ton}}{\text{ton/m}^2}$$

$$A_z = 26.84 \text{ m}^2$$

Figura 79
Detalle de Zapata Combinada



Sumatoria de momentos

$$\sum M(1) = 0 \quad (+)$$



(103)

$$-P2 * 6 + R * (r - 0,45) = 0$$

$$805.8 \text{ ton} - m = (125.21 \text{ ton} - 134.3 \text{ ton}) * (r - 0.45\text{m}) = 0$$

$$r = 3.555 \text{ m}$$

$$r \approx 3.70 \text{ m}$$

Cálculo de L

$$L = r + r$$

(104)

$$L = 3.70 \text{ m} + 3.70 \text{ m}$$

$$L = 7.40 \text{ m} \approx 7.20\text{m}$$

Cálculo de B

$$A_z = B * L$$

(105)

$$B = \frac{26.84 \text{ m}^2}{7.40 \text{ m}}$$

$$B = 3.63 \text{ m}$$

$$B \approx 3.70 \text{ m}$$

Cargas Últimas

Tabla 88

Cargas para el diseño de Zapata Combinada

Cargas	
Muerta	Viva
103,16 ton	31,14 ton
95,93 ton	29,28 ton

$$P_u = 1.2D + 1.6L$$

$$Pu_1 = 1.2 * 95.93 \text{ ton} + 1.6 * 29.28 \text{ ton}$$

$$Pu_1 = 161.964 \text{ ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 * 103.16 \text{ ton} + 1.6 * 31.14 \text{ ton}$$

$$Pu_2 = 173.616 \text{ ton}$$

$$P_u = Pu_1 + Pu_2$$

$$P_u = 161.964 \text{ ton} + 173.616 \text{ ton}$$

$$P_u = 335.58 \text{ ton}$$

$$W_u = \frac{P_u}{L}$$

$$W_u = \frac{335.58 \text{ ton}}{7.40 \text{ m}}$$

$$W_u = 45.349 \text{ ton/m}$$

$$qu' = \frac{Pu}{Az}$$

$$qu' = \frac{335.58 \text{ ton}}{28,85 \text{ m}^2}$$

$$qu' = 11.632 \text{ ton/m}^2$$

Cargas aplicadas sobre la zapata

Figura 80

Gráfica de cargas aplicadas sobre la zapata

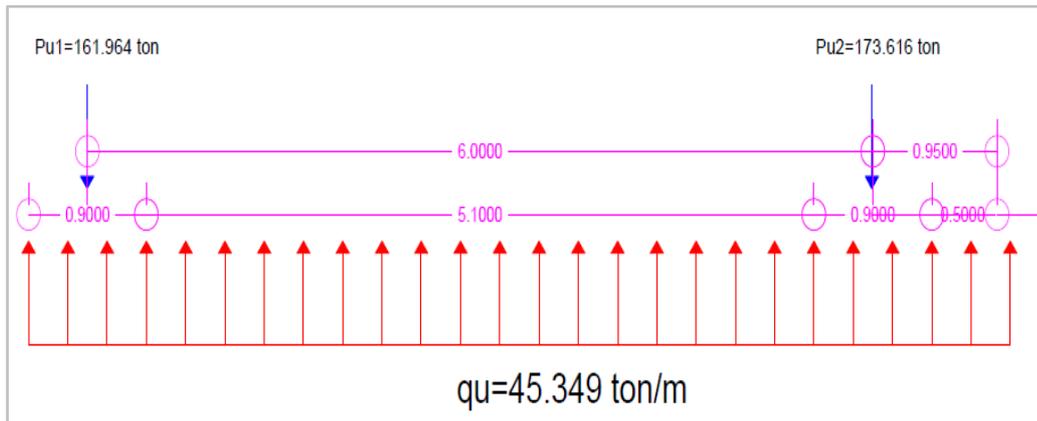


Diagrama de Cortante

Figura 81

Diagrama de corte

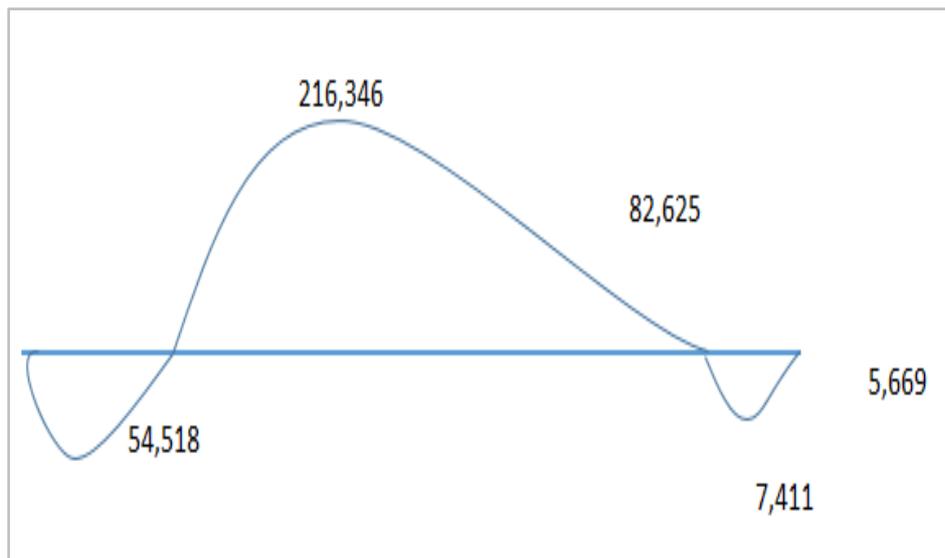
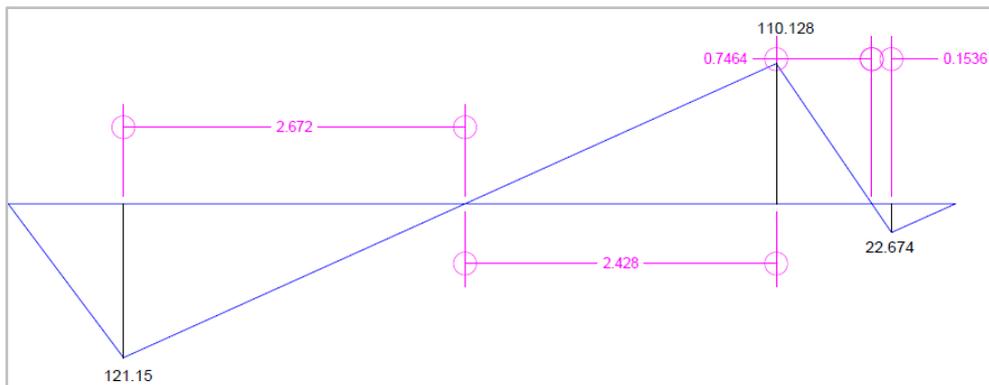


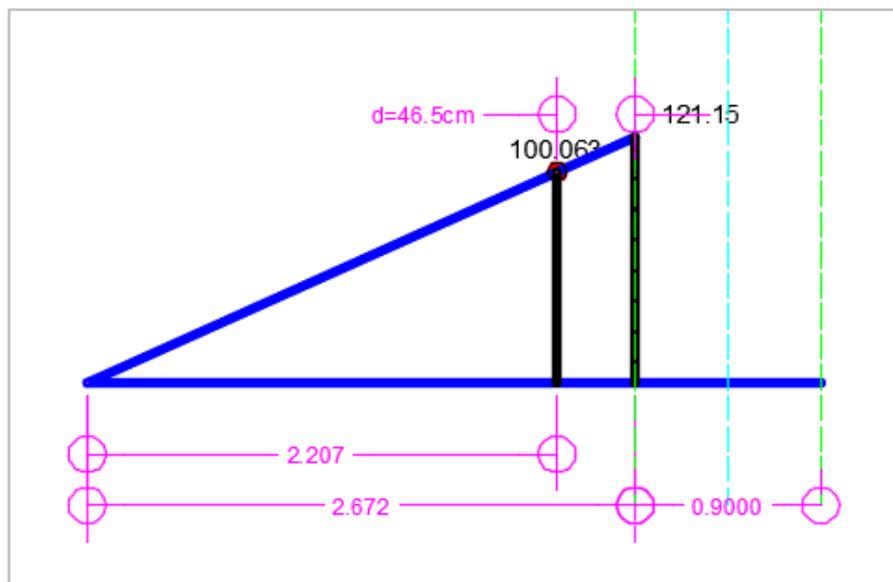
Diagrama de momentos

Figura 82
Diagrama de momentos



Verificación corte flexión

Figura 83
Verificación por corte a flexión



$$V_u = \frac{121.150 * 2.207}{2.672}$$

$$V_u = 100.063 \text{ ton}$$

$$V_u = 100063 \text{ kg}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

(106)

$$\phi V_c = 0.75 * 0,53 * \sqrt{240} * 370\text{cm} * 46.5\text{cm}$$

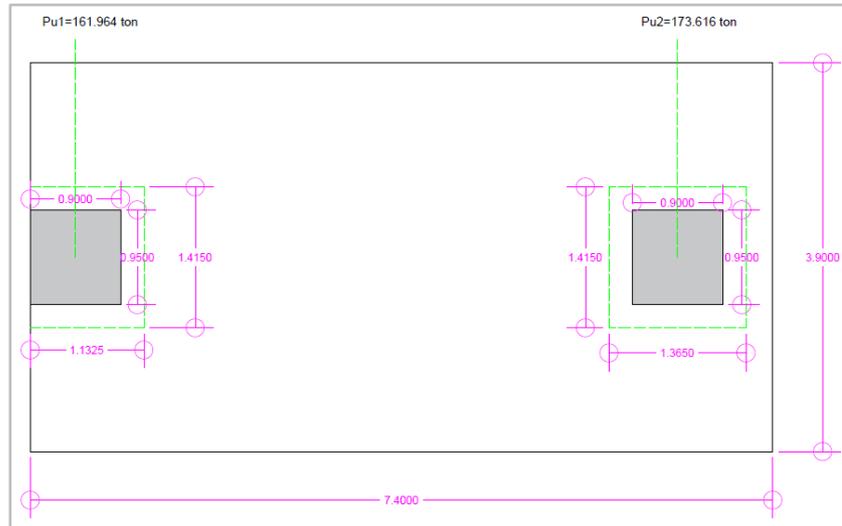
$$\phi V_c = 105949.139 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c \therefore \text{CUMPLE}$$

Verificación por funcionamiento

Figura 84

Verificación por funcionamiento



Columna Exterior

Fuerza cortante ultima

$$V_u = Pu1 - qu' * (t1 + d/2) * (b1 + d) \quad (107)$$

$$V_u = 161.964 \text{ ton} - 11.476 \text{ ton/m}^2 * (1.1325 \text{ m}) * (1.415 \text{ m})$$

$$V_u = 141.927 \text{ ton}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\phi V_c = \phi * 1.10 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0.75 * 1.1 * \sqrt{240} * 368 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 218.706 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \therefore \text{CUMPLE}$$

Columna Interior

Fuerza cortante última

$$V_u = Pu2 - qu' * (t1 + d) * (b2 + d)$$

$$Vu = 173.616 \text{ ton} - 11.476 \text{ ton/m}^2 * (1.365 \text{ m}) * (1.415 \text{ m})$$

$$Vu = 149.465 \text{ ton}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\phi Vc = \phi * 1.10 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$\phi Vc = 0.75 * 1.1 * \sqrt{240} * 556 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm}$$

$$\phi Vc = 330.436 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \therefore \text{CUMPLE}$$

Diseño de refuerzo longitudinal

Figura 85

Diseño de refuerzo longitudinal

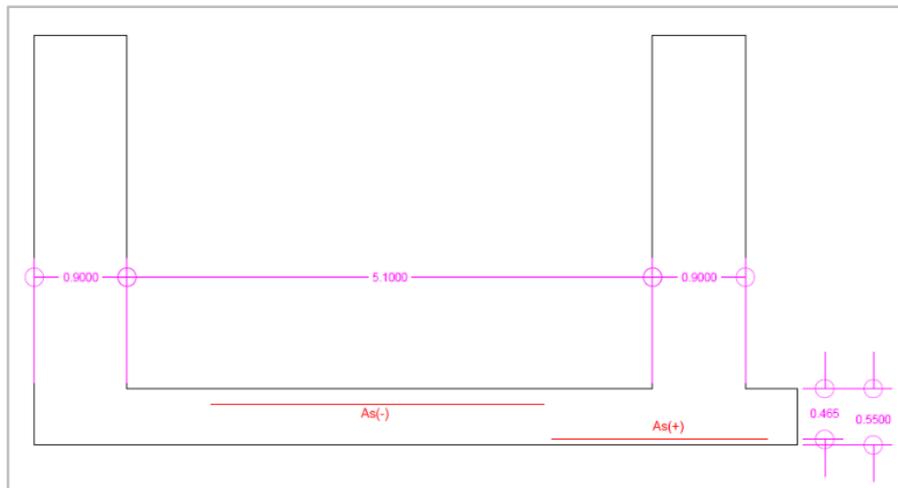


Tabla 89

Datos de refuerzo longitudinal para el diseño de Zapata combinada

Datos	
B	3.9m
d	46.5 cm
Mu	216.346 ton-m
f'c	240 kg/cm ²

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía balanceada

$$Pd = w * \frac{f'c}{f_y}$$

Área de acero

$$As = Pd * b * d$$

Acero negativo

Tabla 90

Acero de refuerzo para momentos (Mu -)

Acero de refuerzo para resistir Mu								
Mu kg-m/m	b cm	d cm	f'c kg/cm2	fy kg/cm2	w1	w2	Pd	As cm2
216,35 ton. m	370	46,5 cm	240	4200	0,136	1,569	0,00778	133,183

Tabla 91

Acero de refuerzo para momentos (Mu +)

Acero de refuerzo para resistir Mu								
Mu kg-m/m	b cm	d cm	f'c kg/cm2	fy kg/cm2	w1	w2	Pd	As cm2
54,52 ton. m	370	46,5 cm	240	4200	0,0322	1,663	0,00184	31,616

Tabla 92

Distribución de acero longitudinal de la zapata

Acero de zapata										
As	□ mm	As varilla	# varillas	As 16 mm	As	# varillas	s			
As (-)	133.83	20	3,1	10,05	16	32,16	101,01	32,15	33	8 cm
As (+)	31.61	16	2,0	15,71	16	32,16	0,00	0,00	0	25 cm

Figura 86
Diseño de refuerzo transversal

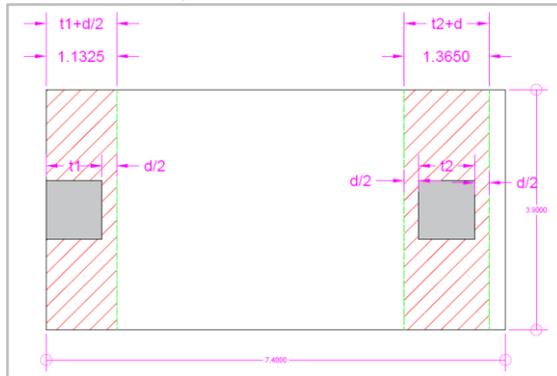
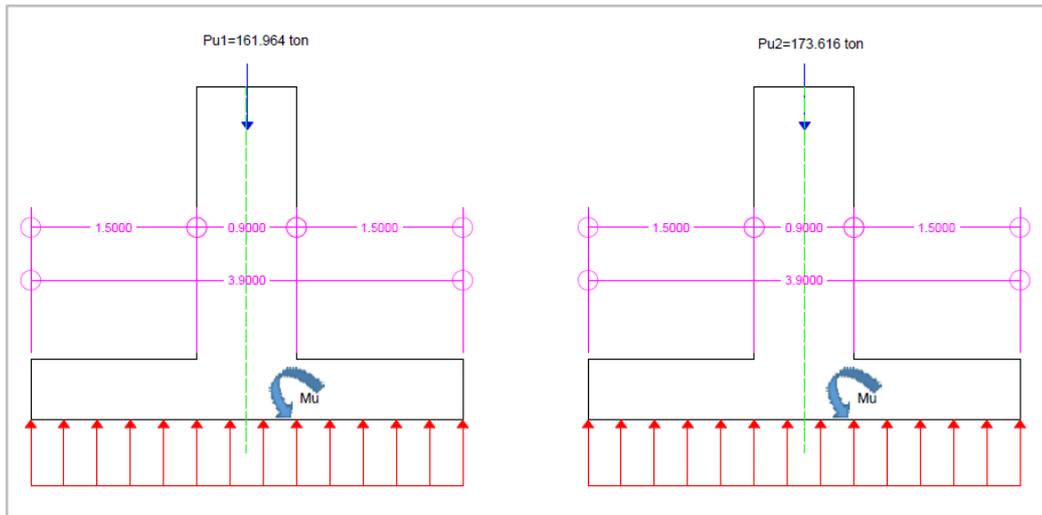


Figura 87
]Diseño de refuerzo transversal corte A'



$$W = \frac{Pu1}{B}$$

$$W = \frac{161.964 \text{ ton}}{3.7 \text{ m}}$$

$$w = 43.774 \text{ ton/m}$$

$$Mu = \frac{w \cdot L^2}{2}$$

$$Mu = \frac{43.774 \text{ ton/m} \cdot 1.5\text{m}^2}{2}$$

$$Mu = 42.898 \text{ ton/m}$$

$$W = \frac{Pu2}{B}$$

$$W = \frac{173.616 \text{ ton}}{3.7 \text{ m}}$$

$$w = 46.923 \text{ ton/m}$$

$$Mu = \frac{w \cdot L^2}{2}$$

$$Mu = \frac{46.923 \text{ ton/m} \cdot 1.5\text{m}^2}{2}$$

$$Mu = 45.955 \text{ ton/m}$$

Tabla 93*Área de Acero de refuerzo transversal*

Acero de refuerzo para resistir Mu									
Mu kg-m/m	b cm	d cm	f_c kg/cm²	f_y kg/cm²	w1	w2	Pd	As cm²	Asd As*(ts+d)
46,898 ton. m	10 0	46,5 cm	240	4200	0,09 8	1,5 9	0,0055 7	25. 9	29.33
45.955 ton. m	10 0	46,5 cm	240	4200	0,10 5	1,5 9	0,0060 0	27. 9	38.07

Tabla 94*Detalle de ϕ acero para Zapata*

Acero de zapata					
As	\square mm	As varilla	# varillas	s	
CE	29.33	16	2,010624	14.59	15 7 cm
CI	38.07	16	2,010624	18.93	19 6 cm

3.3.4.6. Diseño de pedestal**Tabla 95***Datos de las columnas para cada pedestal*

Datos				
Columna	HSS16x16x1"		HSS12x12x5/8	HSS12x12x1/2
Pu	161.964 ton	173.616 ton	276,92 ton	156,23ton
f_c	240 kg/cm ²	240 kg/cm ²	240 kg/cm ²	240 kg/cm ²
f_y	42000 kg/cm ²	42000 kg/cm ²	42000 kg/cm ²	42000 kg/cm ²
Área de zapata	3.9 m x 7 m	3.9 m x 7 m	4,8 m x 4.8 m	3,6 m x 3,6 m
Área de pedestal	90 cm x 95 cm	90 cm x 95 cm	55 cm x 58 cm	45 cm x 48 cm

Cálculo de acero longitudinal del pedestal

Se asumirá un acero mínimo de 1%

$$A_{st} = 0,01 * b * d \quad (108)$$

Tabla 96
Acero longitudinal para pedestal

Acero longitudinal			
Columna	HSS16x16x1"	HSS12x12x5/8"	HSS12x12x1/2"
Ast	85.5 cm ²	31.9 cm ²	29.16 cm ²
φ varilla	20 mm	18 mm	18 mm
A varillas	3.1416	2,545	2,545
# varillas	27.215	12.53	11.46
	28	13	12

Consideración para determinar el acero mínimo de pedestales.

Tabla 97
Detalle del armado del pedestal para cada columna

Datos			
Columna	HSS16x16x1"	HSS12x12x5/8"	HSS12x12x1/2"
Dp	2,54 cm	2,54 cm	2,54 cm
# pernos	8	8	6
Ab	5,067 cm ²	5,067 cm ²	5,067 cm ²
Ap	40.536	40.536	30.402 cm ²
Ap>Avarilla	Cumple	Colocar más acero	
φ varilla	0	18 mm	0
A varillas	0	2,545	0
# varillas	0	15,928	0
	0	16	0

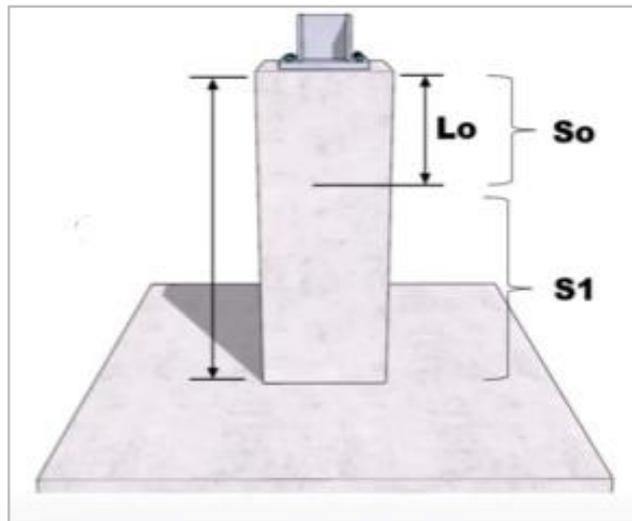
Resistencia a la compresión

$$\phi P_n = \phi * 0.85 * [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (109)$$

Tabla 98*Resistencia a la compresión del concreto*

	Datos		
Columna	HSS16x16x1"	HSS12x12x5/8"	HSS12x12x1/2"
ϕ	0,7	0,7	0,7
ϕP_n	1173596.56 kg	455547.187 kg	401465.03 kg
ϕP_n	1173.597 ton	455,547 ton	401.46 ton
$\phi P_n < P_u$	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Diseño de estribos

Figura 88*Separación de acero transversal*Para estribo se propone varillas ϕ 10 mm**Tabla 99***Zona de confinamiento*

	Zona de confinamiento		
	95 cm	58 cm	54 cm
Lo	25 cm	25 cm	25 cm
	45 cm	45 cm	45 cm
Lo	95 cm	58 cm	54 cm

Tabla 100
Separación de estribos

Separación de estribos en zona de confinamiento			
s	12 cm	11 cm	11 cm
	10 cm	10 cm	10 cm
s	10 cm	10 cm	10 cm
Separación de estribos fuera de zona de confinamiento			
s	12 cm	11 cm	11 cm
	15 cm	15 cm	15 cm
s	12 cm	11 cm	11 cm

3.3.4.7. *Diseño de placa base*

Se determina las fuerzas y momentos últimos de la columna más cargada de la estructura (Columna E5)

$$P_u = 2715.62 \text{ KN}$$

$$M_u = 148.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 71,88 \text{ KN}$$

Tabla 101
Datos de la placa base

DATOS DE PLACA BASE		
Detalles		Unidades
Tipo de acero de la placa base	A-572 Gr 50	s. u
Tipo de acero del perno de anclaje	A490-N	s. u
Diámetro de perno, ϕ	1	in
Numero de pernos de tensión	4	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje, heff	700	mm
Capacidad a compresión del concreto, f'c	24	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero. Fy	345	Mpa
Lado de arandela cuadrada de platina	70	mm
Columna escogida	HSS12X12X3/8	s. u
Espesor de platina propuesto	19	mm

Tabla 102*Datos geométricos de la placa base*

Datos geométricos de placa base.		
Datos		Unidades
Peralte, d	305	mm
Ancho patín, bf	305	mm
Espesor alma, tw	14.8	mm
espesor patín, tf	14.8	mm
Dimensión N de la placa	480	mm
Dimensión B de la placa	450	mm
Área placa base	216000	mm ²

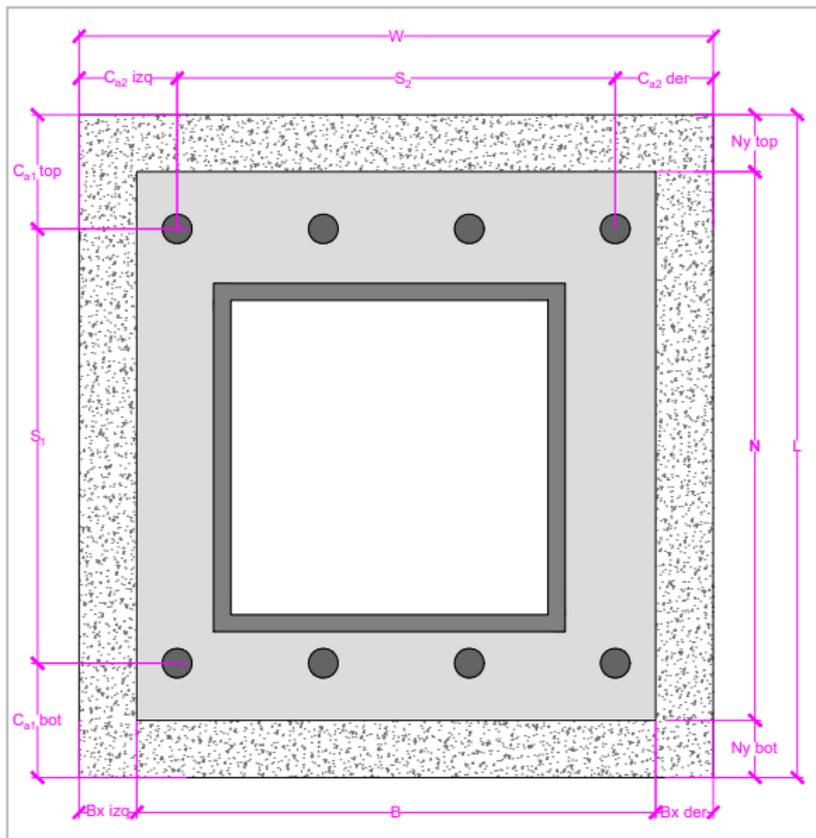
Figura 89*Pedestal de concreto para placa base*

Figura 90
Detalle arquitectónico de la placa base

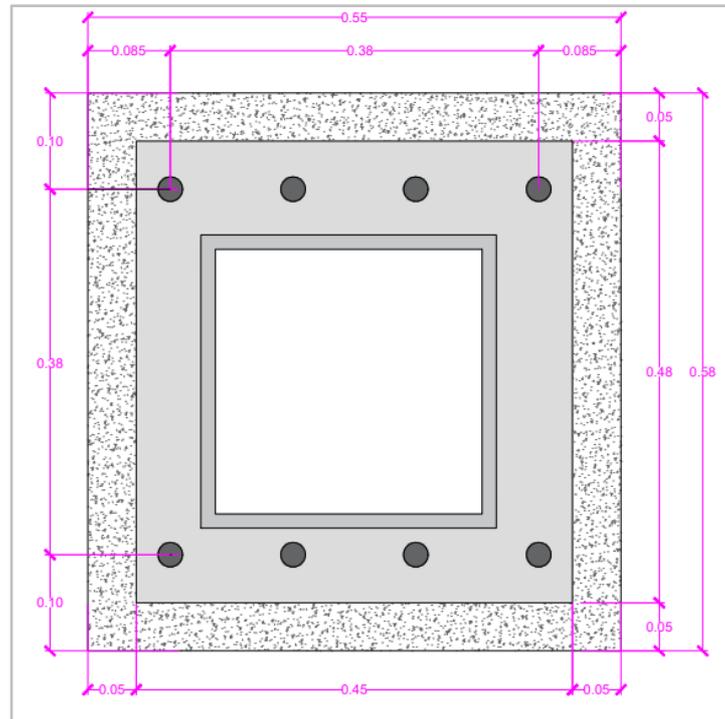


Tabla 103
Datos Geométricos del pedestal de concreto

Datos geométricos de pedestal de concreto		
Detalles		Unidades
Profundidad a compresión, ha	2000	mm
Separación pernos en Y, S1	380	mm
Separación pernos en X, S2	380	mm
Distancia NY top	50	mm
Distancia NY botton	50	mm
Distancia BX Left	50	mm
Distancia BX Right	50	mm
Dimensión L pedestal	580	mm
Dimensión W pedestal	550	mm ²
Área pedestal	319000	mm
Dist perno al borde, Ca1, top	100	mm
Dist perno al borde, Ca1, bot	100	mm
Dist perno al borde, Ca2, Left	85	mm
Dist perno al borde, Ca2, Right	85	mm

Momento de magnitud pequeña.

Para diseñar la placa base se sigue el siguiente procedimiento en el que las columnas están sometidos a momentos de magnitud pequeña.

- Se proponen las dimensiones de la placa base N y B (los datos se propusieron en la tabla#70)

- Se determina la excentricidad equivalente mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{Mr}{Pr} \quad (110)$$

- Se determina la crítica mediante la siguiente expresión:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{Pr}{2 * q_{max}} \quad (111)$$

- Si $e \leq e_{crit}$ seguir con el análisis respectivo, de lo contrario, referirse al diseño por momento de magnitud grande según AISC.

Tabla 104

Datos de excentricidad

e y e_{crit}		Unidades
Excentricidad de la carga, e	54,5	mm
Capacidad a compresión, fp(max)	16,1	MPa
Presión aplicada distribuida, qmax	7251	N/mm
Excentricidad crítica, e crit	52.8	mm
Capacidad a compresión, fp	15.6	MPa

$e > e_{crit}$, entonces el momento es de magnitud grande

Cálculo de longitud de soporte y tensión en los pernos.

- Momento de magnitud grande

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e + f)}{q_{max}}} \quad (112)$$

- Momento de magnitud pequeña

$$Y = N - 2e \quad (113)$$

Figura 91
Corte A-A de la placa base

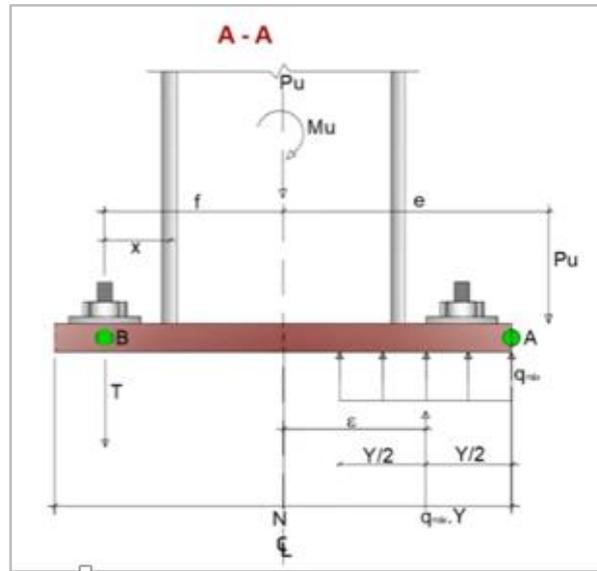


Tabla 105
Longitud de soporte y tensión en los pernos

Longitud de soporte y tensión en los pernos		Unidad
Distancia del perno al borde de placa, a	50	mm
Longitud f	190	mm
Primer término de la raíz, a1	184900	mm ²
Segundo término de la raíz, a2	183141	mm ²
Longitud de soporte, Y	388.06	mm
Tensión ultima, Tu	98.359	KN

Cuando $e \leq e_{crit}$ (Momento de magnitud pequeña) no hay tensión en las anclas, $T_u = 0$.

Determinar espesor requerido.

La interfaz a compresión se determina si cumple con:

$$Y < m, n: t_{req} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_p * Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{f_y}} \quad (114)$$

$$Y \geq m, n: t_{req} = 1.5 * m \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \quad (115)$$

Donde m y n se calculan con las siguientes expresiones:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (116)$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} \quad (117)$$

Tabla 106

Espesor requerido de la placa base

	Espesor requerido	Unidad
Longitud de voladizo, m	95.2	mm
Longitud de voladizo, n	103.08	mm
Máxima longitud de voladizo	103.1	mm
Espesor en la fase de compresión, tp1	33.42	mm
Longitud de tensión, X	37.6	mm
Espesor en la fase de tensión, tp2	10.3	mm
Espesor requerido de platina, Tp	34	mm
	1 1/2	in

Determinar resistencia a tensión del perno.

Tención crítica del perno.

$$T_r = \frac{T_u}{n} \quad (118)$$

Donde:

T_u Tensión última.

n Número de pernos a tensión

a. Resistencia a la tensión ϕR_n del perno.

$$\phi R_n = \phi_t 0.75 F_u A_r \quad (119)$$

Donde:

- ϕ_t Factor de reducción de resistencia a la tensión igual a 0.75.
- F_u Resistencia a la tensión del perno
- A_r Área del perno

Tabla 107
Resistencia a la tensión del perno

Resistencia a tensión del perno		Unidad
Tensión aplicada en el perno, T_r	24.6	KN
Área de un perno, A_r	506.45	mm ²
Límite de tensión de un perno, F_u	1034.2	MPa
Resistencia del perno a tensión, ϕR_n	294.62	KN

$$\phi R_n > T_r \therefore \text{CUMPLE}$$

Tabla 108
Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto.

Distancia al borde, $Ca1$	100	mm
Distancia al borde $Ca2$, izquierda	85	mm
Distancia al borde $Ca2$, derecha	85	mm
Distancia entre pernos, $S2$	380	mm
Máximo efecto de distancia desgarramiento, $1,5 h_{eff}$	1050	mm

Cono de ruptura del perno

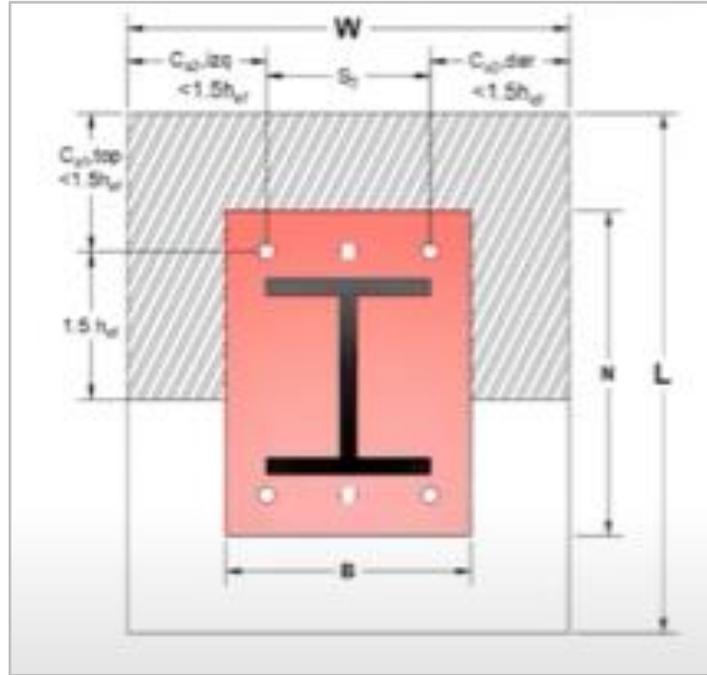
Según estudios un solo perno puede abarcar 9 veces la profundidad al cuadrado tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$A_{NCo} = 9h_{ef}^2 \tag{120}$$

Área proyectada de falla de un grupo de pernos.

Figura 92

Área proyectada de falla de un grupo de pernos.



$$A_{NC} = (Ca1, top + 1.5heff) * (Ca2, left + S(n - 1) + ca2, right) \quad (121)$$

$$A_{NC} = n * 9hef^2 \quad (122)$$

Se escoge el valor mínimo calculado con las expresiones.

Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción.

Según el ACI318 $\psi_{ec, N}$ debe calcularse por medio de:

$$\psi_{ec, N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e_N}{3hef}\right)} \quad (123)$$

Factor de modificación de efectos de borde para anclajes en tracción.

$$\psi_{ed,N} = 1 \quad \text{si} \quad C_{a,min} \geq 1.5hef \quad (124)$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5hef} \quad \text{si} \quad C_{a,min} < 1.5hef \quad (125)$$

Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes.

Según el ACI318 se permite el siguiente factor de modificación:

- $\psi_{c,N} = 1.25$ para anclajes preinstalados
- $\psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes post instalados y con el valor de kc usando la ecuación 17. 4. 2. 2ª igual a 17.

Factor de modificación para anclajes preinstalados

Para ser conservador con el diseño se considerará un $\psi_{cp,N}$ igual a 0.85

Coefficiente de resistencia al arrancamiento, Kc.

El ACI318 recomienda que el coeficiente Kc es igual a 1

Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción, Nb

$$N_b = Kc * \lambda a * \sqrt{f'c} * hef^{1.5} \quad (126)$$

$$N_b = 3.9 * \lambda a * \sqrt{f'c} * hef^{5/3} \quad (127)$$

Se escogerá el valor menor calculado con las expresiones.

Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclaje.

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (128)$$

Resistencia al nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclaje.

(129)

$$\phi Rn = \phi N_{cbg}$$

Donde

ϕ Es igual a 0.75

Tabla 109

Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura local de un perno		Unidad
Cono de ruptura global	4.41	m ²
ANC	1.5065	m ²
$\Psi_{es N}$	0.9506	s. u
Distancia mínima al borde del concreto, Ca min	85	mm
Ψ_{ed}	0.7243	s. u
Ψ_c	1.25	s. u
Ψ_{cp}	0.85	s. u
Coefficiente de resistencia al arrancamiento, Kc	1	s. u
N_{bf}	907.30	
N_{bf}	1054.39	
N_b	907.30	
N_{cbg}	238.52	
Resistencia al desgarramiento del hormigón, ϕRn	178.89	
$\phi Rn > Tu$	55%	CUMPLE

$$\phi Rn > Tu \therefore \text{CUMPLE}$$

Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-14).

Resistencia al desprendimiento del anclaje.

Según el ACI 318 la resistencia al desprendimiento del anclaje se calcula de la siguiente expresión:

$$Np = 8 * A_{brg} * f'c \quad (130)$$

Donde:

A_{brg} = Área de la arandela

$$A_{brg} = L_{arandela}^2$$

$$A_{brg} = 70\text{mm}^2$$

$$A_{brg} = 4900\text{mm}^2$$

Factor de modificación para anclajes preinstalados

Para ser conservador con el diseño se considerará un $\psi_{cp,N}$ igual a 0.85

Resistencia nominal del desprendimiento para un perno, N_{pn}

$$N_{pn} = \phi N_p * \psi_{cp,N} \quad (131)$$

Tabla 110

Resistencia de desprendimiento

Área de la arandela, A_{brg}	4900	mm ²
$N_p = 8 A_{brg} * f'_c$	940.8	KN
$\Psi_{cp,N}$	0.85	s. u
Resistencia nominal del desprendimiento para un perno, N_{pn}	799.68	KN
$\phi R_n = \phi N_{cbg}$	599.76	KN
$\phi R_n > Tr$	4.1%	CUMPLE

$$\phi R_n > Tr \therefore \text{CUMPLE}$$

Resistencia de los pernos a cortante.

Resistencia al corte de un perno

El ACI318 muestra que para anclajes preinstalados con cabeza o con gancho la resistencia al corte se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{sa} = 0.6 * A_t * F_u \quad (132)$$

Donde

A_t Carga mayorada total de la estructura

F_u Esfuerzo de ruptura del perno

Resistencia a cortante de un perno, V_{sa} **314.26****KN**

Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-14)

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante.

Según el ACI A_{Vco} es el área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que $1.5C_{a1}$ en dirección perpendicular a la fuerza cortante. Se permite evaluar A_{Vco} como la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3C_{a1}$ y una profundidad de $1.5C_{a1}$:

$$A_{Vco} = 4.5 * C_{a1}^2 \quad (133)$$

Factor relacionado con la proximidad al borde.

El factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante, $\psi_{ed,v}$ debe calcularse como sigue, utilizando el menor valor de C_{a2} :

$$\psi_{ed,v} = 1 \quad \text{si} \quad C_{a2} \geq 1.5C_{a1} \quad (134)$$

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}} \quad \text{si} \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \quad (135)$$

Para ser conservador con el diseño se considerará un $\psi_{c,v}$ igual a 0.85

Longitud efectiva del anclaje por cortante.

Según el ACI318 es igual:

$$le = 8 * Dp * 25.4 \quad (136)$$

$$le = heff \quad (137)$$

Donde:

Dp = Diámetro del perno

Para el análisis se escogerá el valor menor le .

Resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado.

Según el ACI318 debe ser el valor menor de:

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5}$$

$$V_b = 3.7 \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5}$$

Resistencia nominal al arrancamiento del concreto

Para fuerzas cortantes perpendiculares al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b \quad (138)$$

Tabla 111

Resistencia de arrancamiento

Proyección de área de falla a cortante, A_{vc} (mm²)	2,62	m²
A_{vco}	0.045	m ²
$\Psi_{ed,v}$	0,9	
$\Psi_{c,v}$	0,85	
$\Psi_{h,v}$	1	
Profundidad efectiva del anclaje por cortante, l_e (mm)	203,2	mm
Vb1	22,45	KN
Vb2	18,13	KN
Vb	18,13	KN
Vcb	807,34	KN

Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-14)

Factor de modificación.

El ACI318 establece que cuando la profundidad embebida del perno $h_{eff} < 2.5$ in el factor de modificación es igual a 1, caso contrario es igual a 2.

Resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante.

Para un solo anclaje:

(139)

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp}$$

Donde:

k_{cp} Factor de modificación.

N_{cp} Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclaje.

Factor de modificación, K_{cp}	2	s. u
Resistencia del concreto al desprendimiento por cortante, $V_{cp,g}$	477.04	KN

Capacidad a cortante en la base.

Se escoge el mínimo valor de resistencia calculado.

$$\phi V_n = 0,75 * V_n$$

Tabla 112

Capacidad a cortante en la base

Capacidad a cortante en la base		Unidad
Máxima capacidad a cortante en la base, ϕV_n	357.78	KN
Carga a cortante aplicada, V_u	35.94	KN
$\phi V_u > V_u/2$	10%	CUMPLE

$$\phi V_n \geq V_u \therefore \text{CUMPLE}$$

Interacción de cortante y tensión

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1 \quad (140)$$

Resistencia al desgarramiento del hormigón $\phi R_n = 178.89$ KN

Máxima capacidad a cortante en la base $\phi V_n = 357.78$ KN

Máximo caso de tensión:

$$\left[\left(\frac{98.349}{178.89} \right)^{5/3} + \left(\frac{35.94}{357.78} \right)^{5/3} \right] \leq 1$$

$$0.391 \leq 1$$

Máximo caso de cortante:

$$\left[\left(\frac{24.6 \text{ KN}}{178.89 \text{ KN}} \right)^{5/3} + \left(\frac{35.94}{357.78} \right)^{5/3} \right] \leq 1$$

$$0.058 \leq 1$$

Tabla 113
Espesor de placa base

Espesor de placa base			
Columna	tp(mm)	tp(in)	
HSS12X12X5/8	34	1 1/2	
HSS12X12X1/2	24	1	
VBE(HSS16X16X1"	61	2 1/2	

Tabla 114
Tensión de pernos

Tensión en los pernos			
Columna	f Rn	Tr	f Rn>Tr
HSS12X12X5/8	294,62	34,94	CUMPLE
HSS12X12X1/2	216,05	34,94	CUMPLE
VBE(HSS16X16X1"	294,62	69,40	CUMPLE

Tabla 115
Ruptura del concreto

Ruptura en el concreto			
Columna	f Rn	Tu	f Rn>Tu
HSS12X12X5/8	178,89	104,81	CUMPLE
HSS12X12X1/2	120,56	104,81	CUMPLE
VBE(HSS16X16X1"	338,41	277,59	CUMPLE

Tabla 116
Desprendimiento

Desprendimiento			
Columna	f Rn	Tr	f Rn>Tr
HSS12X12X5/8	599,76	34,94	CUMPLE
HSS12X12X1/2	110,16	34,94	CUMPLE
VBE HSS16X16X1"	699,72	69,40	CUMPLE

Tabla 117
Capacidad de corte

Capacidad a cortante			
Columna	f Vn	Vu	f Vn>Vu
HSS12X12X5/8	357,78	35,94	CUMPLE
HSS12X12X1/2	241,13	33,21	CUMPLE
VBE HSS16X16X1"	676,81	268,86	CUMPLE

Tabla 118
Casos de interacción

Casos de interacción			
Columna	Max de tension	Max de corte	% Max
HSS12X12X5/8	0,39	0,06	39%
HSS10X10X1/2	0,83	0,16	11%
VBE HSS16X16X1"	0,93	0,29	93%

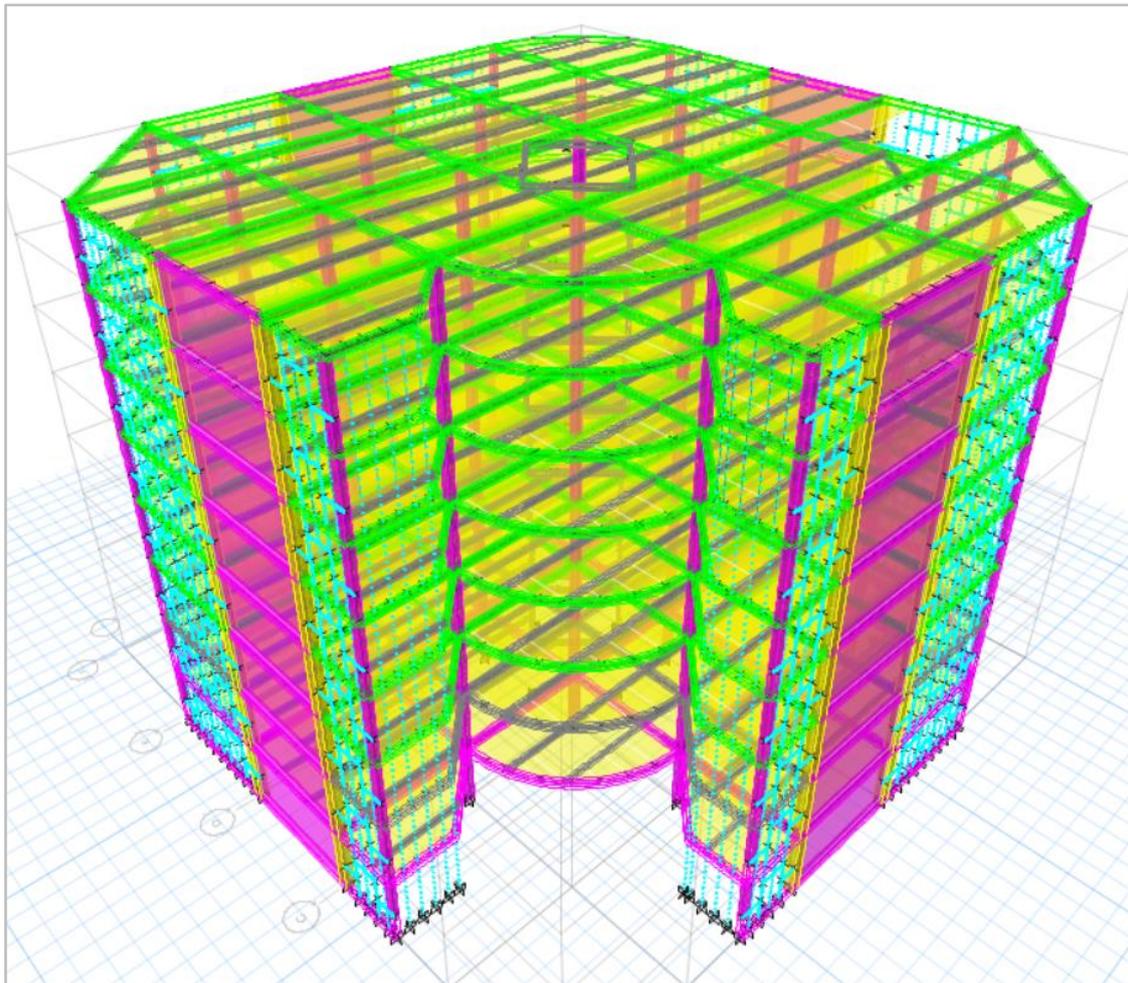
3.4. PAREDES NO ESTRUCTURALES DRYWALL.

En el edificio de acero estructural en las paredes laterales de la edificación se asignó perfiles de tipo C8x4x1.5 laminado en caliente para que dichos elementos conformen el alma de la tabiquería DryWall.

La ubicación de los perfiles se encuentra a cada 0.6 m de luz y a 1 m de altura para evitar el pandeo de los paneles de Gypsum.

Figura 93

Edificio de acero estructural con perfiles tipo Cx8x4x1.5 asignados

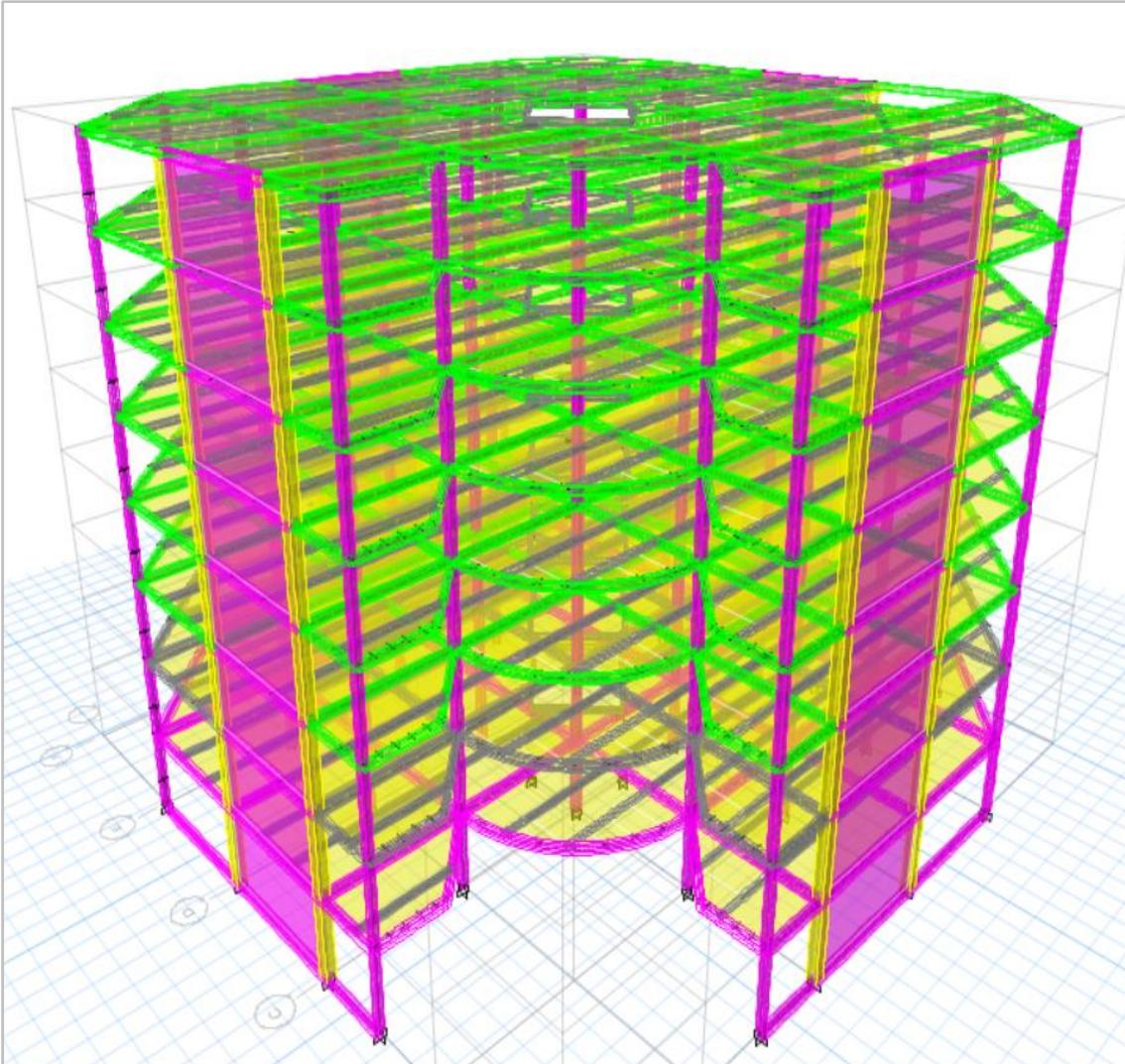


Deriva máxima del edificio con los perfiles tipo C8x4x1.5 es de 1.72% en el 4to piso según la tabla #61 del diseño sísmico de la estructura de acero con DryWall.

Edificio de acero estructural sin los perfiles tipo C8x4x1.5 diseñado de forma habitual según las normas de diseño.

Figura 94

Edificio de acero estructural sin mampostería estructural DryWall



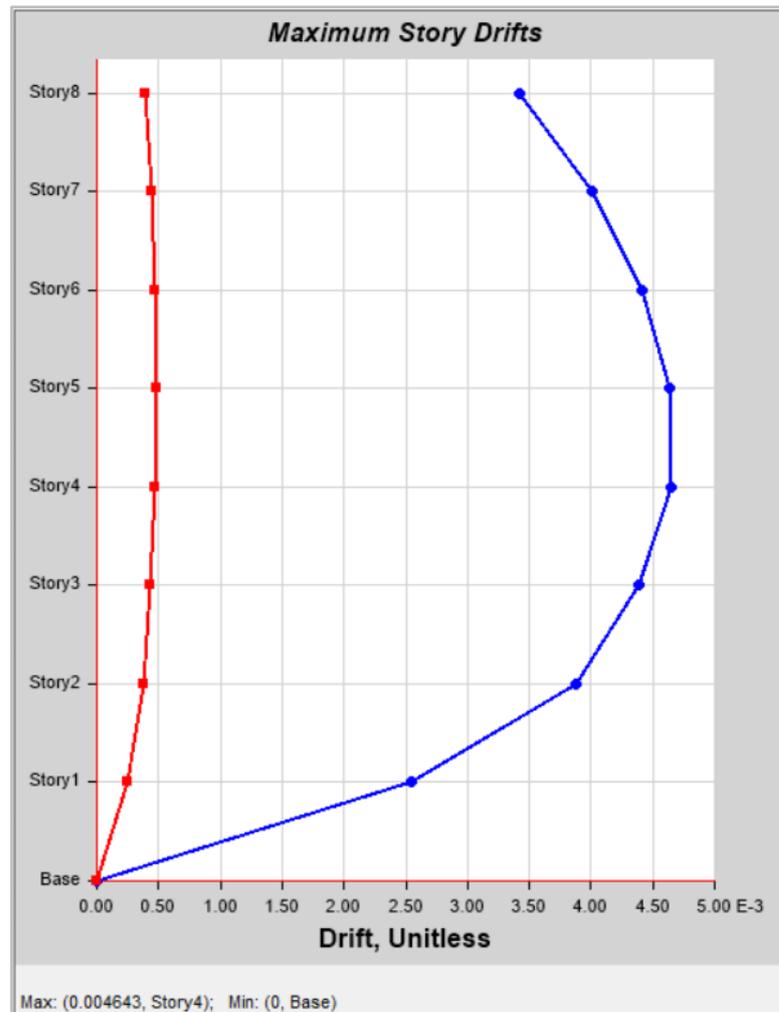
Cálculo de deriva máxima para edificio de acero estructural sin mampostería DryWall.

$$0.004643 * 0.75 * 5 = 0.001711$$

$$0.001711 * 100 = 1.74\%$$

Figura 95

Grafica de derivas máximas para Edificio sin mampostería DryWall estructural



3.5. ANÁLISIS ECONÓMICO

3.5.1. Análisis económico de la estructura de hormigón armado resistente a momentos y estructura de acero con drywall y muros de corte de placa de acero.

3.5.1.1. Memoria de calculo

La memoria de cálculo del edificio de hormigón armado contiene:

- Los volúmenes m³ de hormigón armado de columnas, vigas, zapata corrida.

- El volumen sobre metro m² de hormigón armado para losa nervada en dos direcciones.
- El área en m² de mampostería de bloque liviano sin revestimiento y acabados.

La memoria de cálculo del edificio de acero estructural DryWall contiene:

- El peso del acero en kg de los diferentes elementos estructurales que conforman la estructura.
- Las unidades de placa base para la conexión columna – cimentación.
- El volumen de m³ de hormigón armado de zapata aislada y combinada.
- El volumen sobre m² de hormigón armado para losa colaborante tipo deck.
- El área en m² de tabiquería DryWall.

3.5.1.2. Análisis de precios unitarios.

Para el análisis de precios unitarios se toma en consideración el listado de mano de obra actualizado con corte enero 2023 y precios referenciales del mercado.

3.5.1.3. Presupuesto de estructuras

Tabla 119

Presupuesto Edificio de Hormigón Armado

RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Columna de H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado	m ³	317.55	\$ 747.75	\$ 237,448.01
2	Viga de hormigón armado. 40X60 H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado	m ³	79.44	\$ 530.31	\$ 42,127.83
3	Viga de hormigón armado. 35X65 H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado	m ³	509.74	\$ 672.82	\$ 342,963.27
4	Mampostería de bloque de liviano para revestir.	m ²	5815.14	\$ 18.04	\$ 104,905.13
5	Enlucido mortero de cemento sobre paramento exterior.	m ²	5815.14	\$ 7.33	\$ 42,624.98
6	Enlucido mortero de cemento sobre paramento interior.	m ²	5815.14	\$ 5.61	\$ 32,622.94
7	Losa nervada con casetón perdido.	m ²	6082.4	\$ 60.27	\$ 366,586.25
8	Zapata corrida de cimentación de hormigón armado.	m ³	350.43	\$ 303.43	\$ 106,330.97
TOTAL					\$1,275,609.37

Tabla 120*Presupuesto Edificio de Acero Estructural*

RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Placa de anclaje de acero, con pernos atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca. 16x16x5/8	Ud	8.00	\$ 801.64	\$ 6,413.12
2	Placa de anclaje de acero, con pernos atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca. 12x12x3/8 y 12x12x1/2	Ud	23.00	\$ 243.68	\$ 5,604.64
3	Acero en vigas.	kg	29873.54	\$ 5.89	\$ 175,955.14
4	Acero en viguetas.	kg	10387.15	\$ 2.76	\$ 28,668.52
5	Acero en placa metálica para muros de corte	kg	18086.11	\$ 2.30	\$ 41,598.04
6	Acero en columnas.	kg	128940.96	\$ 2.73	\$ 352,008.82
7	Tabique de placas de yeso laminado DryWall.	m ²	5815.14	\$ 25.39	\$ 147,646.40
8	Losa H.A f'c =240 kg/cm2 incluye malla electrosoldada y lamina Deck	m ²	6082.32	\$ 91.40	\$ 555,924.05
9	Acero en correas metálicas para mampostería estructural.	kg	2021.63	\$ 2.43	\$ 4,912.56
10	Zapata aislada de cimentación de hormigón armado f'c=240 kg/cm2	m ³	304.78	\$ 243.32	\$ 74,159.07
TOTAL					\$ 1,392,890.37

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE ENTRE EL SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL CON DRYWALL Y MUROS DE CORTE DE PLACA DE ACERO.

En esta sección se realiza la comparación técnica de los resultados obtenidos del modelamiento de los sistemas de hormigón armado con pórticos resistentes a momentos y sistema de acero con muros drywall y muros de corte.

Torsión

Tabla 121

Comparación de torsión en la estructura

Sistema	Modo	Torsión	Disminución
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	1	2.78 %	94.60 %
	2	0.27%	
Acero con muros drywall y muros de corte	1	0.15%	13.33%
	2	0.13%	

La torsión para el modo 1 el sistema de acero con muros drywall y muros de corte se reduce en un 94.60 % en comparación con el sistema de pórticos, mientras que el modo 2 se reduce en un 13.33%

Cortante basal

Tabla 122

Comparación de cortante basal

Sistema	Cortante basal	Disminución
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	923.94 tonelada	
Acero con muros drywall y muros de corte	593.39 tonelada	35.8 %

El sistema de Acero con muros drywall y muros de corte es la demanda menor cortante, reduciendo en un 35,8% en comparación con el sistema de pórticos resistente a momentos.

Derivas

Tabla 123

Comparación de derivas

Sistema	Combinación	Derivas	Disminución
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	0.9+SX	0.005033	
	0.9+SY	0.004899	8.90%
Acero con muros drywall y muros de corte	0.9+SX	0.004585	6,25%
	0.9+SY	0,004593	

Para analizar las derivas se escogieron las derivas máximas del piso 3 donde se presentan, donde en la dirección X se reduce un 8,90%, mientras que en la dirección Y, se reduce en un 6.25%.

Peso

Tabla 124

Comparación de peso

Sistema	Peso	Disminución
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	6200,952 tonf.	
Acero con muros drywall y muros de corte	3786.80 tonf.	38.93%

La comparación del peso como era de esperarse el sistema de Acero con muros drywall y muros de corte tiene menor peso, reduciéndose en un 38.93% en comparación con el sistema de Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento.

Modos de vibración

Tabla 125

Modos de vibración

Sistema	Periodo	Disminución
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	1.13 seg	

Acero con muros drywall y muros de corte	1.108 seg	38.93%
---	-----------	--------

Tabla 126

Modos de vibración UX, UY, UZ

Sistema	Modos de vibración		
	UX	UY	UZ
Hormigón Armado con pórticos resistentes a momento	0.4616	0.4854	0.744
Acero con muros drywall y muros de corte	0.6225	0.6216	0.7584

4.2. ANÁLISIS DE MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL DRYWALL.

- La mampostería no estructural DryWall fue asignada al edificio de acero estructural en el programa Etabs, conformada por un perfil estructural tipo C8x4x1.5 que funciona como el alma de pared estructural.
- Se diseñaron dos estructuras de acero la primera sin los perfiles tipo C y la segunda con los perfiles tipo C.
- Para ambas estructuras se realizó el respectivo análisis sismorresistente y se determinó que la estructura con la asignación de los perfiles tipo C pierde ductilidad y se vuelve fragil, pero que dichos perfiles aportan rigidez a la estructura.

4.3. ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO.

Cuadro comparativo de costos de ambos sistemas.

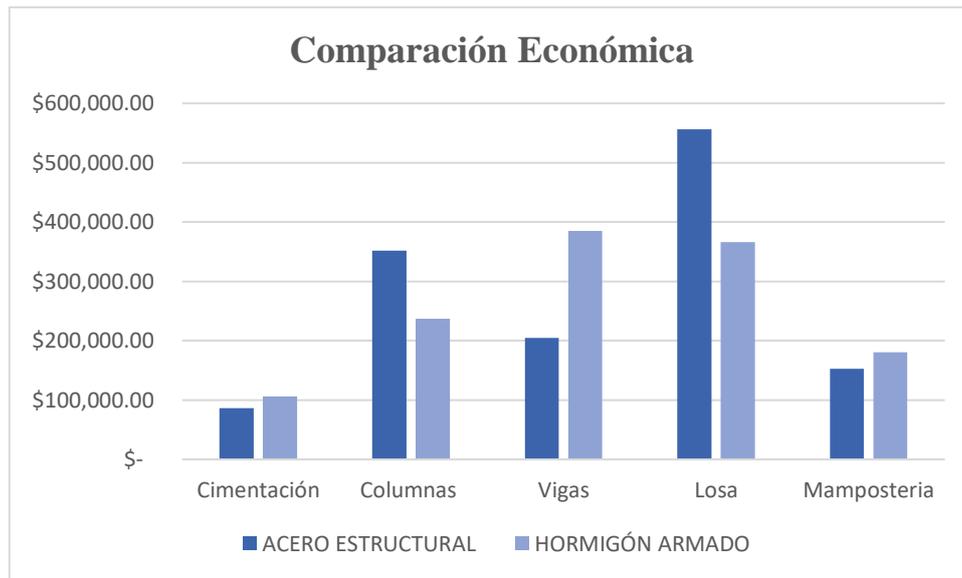
Tabla 127

Comparación de costos de Sistemas de Construcción.

	ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGÓN ARMADO
Cimentación	\$ 86,176.83	\$ 106,330.97
Columnas	\$ 352,008.82	\$ 237,448.01
Vigas	\$ 204,623.66	\$ 385,091.09
Losa	\$ 555,924.05	\$ 366,586.25
Mampostería	\$ 152,558.97	\$ 180,153.04
	\$ 1,351,292.33	\$ 1,275,609.37

Figura 96

Comparación de costos de elementos estructurales y no estructurales



CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES

El presente proyecto de investigación, se realizó el diseño sismo resistente y análisis comparativo técnico-económico de una estructura de 8 niveles para un sistema de hormigón armado con pórticos resistentes a momentos y sistema de acero con muros drywall con muros de corte, de acuerdo con los resultados obtenidos concluimos lo siguiente:

- En ambos sistemas, tanto para el de pórticos resistentes a momento y sistema de acero con muros drywall y muros de corte resulta eficiente en cuanto al análisis sísmico, que se diseñó bajo las mismas características de suelo y arquitectura, dichos sistemas cumplen con los requisitos que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).
- El peso como era de esperarse para el sistema de hormigón armado es superior con 6'200,952 toneladas, en comparación al del sistema de acero con muros drywall y muros de corte que tiene un peso de 3'786.80 toneladas.
- En lo que refiere al cortante basal, las fuerzas laterales del sistema de pórticos resistentes al momento son igual a 923.94 toneladas, mientras que para el sistema de acero con muros drywall y muros de corte presenta fuerzas laterales igual a 593.39 toneladas para un factor de reducción $R=5$.
- El periodo fundamental del sistema de hormigón armado con pórticos resistentes a momentos es igual a 1.13 seg, en los dos primeros modos de vibración 1 y 2 son traslacionales con una participación de masa en el sentido X de 46.16% y en el sentido Y de 48.54%, el tercer modo de vibración es rotacional y la participación de masa es de 74.4%, en cuanto al sistema de acero con muros drywall y muros de corte tiene un periodo de 1.108 seg, con los modos de vibración 1 y 2 rotacional

participando la masa en sentido X y Y con 62.25% y 62,16% respectivamente, el tercer modo con el 75.84% de la masa participativa rotacional, como se puede observar notoriamente los modos de vibración del sistema más liviano presenta modos de vibración más altos con respecto a la estructura con más peso.

- La deriva máxima en la dirección X del sistema de hormigón armado con pórticos resistentes al momento es de 0.005033 (1.89%) y en la dirección Y es de 0.004899 (1,84%), mientras que para el sistema de acero con muros drywall y muros de corte las derivas máximas en dirección X es de 0.004585 (1.72%) y en dirección Y es de 0.004593 (1.72%). En ambos sistemas se cumple con los que se establece en la NEC-15 que para sistemas de hormigón armado y acero no debe exceder el 2%.
- La mampostería no estructural DryWall diseñada con elementos estructurales tipo C8x4x1.5 laminado en caliente aporta rigidez a la estructura, pero no aporta ductilidad y es propensa a fallar durante un evento sísmico, ya por medio de los resultados de las gráficas y tablas de derivas se puede concluir que la estructura con dichos perfiles asignados tiene menor desplazamiento en las derivas.
- El uso de los perfiles tipo C laminados en caliente, asignados al alma de la mampostería drywall, no tienen un adecuado comportamiento en cuanto al análisis sísmico ya que solo se considera como carga de servicio y hacen que la estructura sea menos dúctil y no absorbe fuerzas laterales.
- Los muros de corte de placa de acero conocido con sus siglas en la norma americana SPSW (Steel Plate Shear Wall) absorbe en un 100% las fuerzas laterales de la estructura siendo un sistema acto para una zona de alta sismicidad como es el caso de nuestra investigación para la provincia de Santa Elena.
- La estructura diseñada con el sistema de hormigón armado es 5.6% más económica que la estructura diseñada con el sistema de acero estructural, este último sistema es más afable en cuanto a tiempo de ejecución de obra ya que se

omite el tiempo de encofrado, fraguado y curado que requiere la estructura de hormigón armado, haciendo la diferencia de costo menos relevante.

- El costo de la cimentación del sistema de hormigón armado con pórticos resistentes al momento es mayor con respecto sistema de acero con muros drywall y muros de corte es más elevado, debido al mayor peso y al bajo esfuerzo admisible del suelo.

5.2. RECOMENDACIONES

- El análisis manual de los diseños y resultados obtenidos mediante el programa de diseño deben verificarse para tener una mayor confiabilidad del diseño primordialmente de elementos principales de la estructura para que sean ejecutados con seguridad.
- Para el sistema de acero estructural con muros drywall y muros de corte se recomienda usar un sistema dual con muros de corte con placas de acero ya que absorbe un 100% de fuerzas laterales.
- El uso de Muros de cortes de placa de Acero es capaz de resistir grades fuerzas laterales por lo que este tipo de sistema no tan común para el diseño de estructuras sismorresistentes debería tenerse en consideración para futuros proyectos en la provincia de Santa Elena.
- El análisis de precios unitarios debe ejecutarse con los precios de mano de obra y materiales actualizados ya que estos costos varían con el tiempo y demanda de manufactura en el país.
- Desarrollar y proponer el diseño de sistemas constructivos no tan comunes en la provincia de Santa Elena que permitan apartar nuevas vías de investigación y desarrollo en la provincia, capaces de sugerir nuevos planteamientos formales y conceptuales, ampliando el abanico de posibilidades proyectuales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Del Castillo, F., Mizobe, J., & Mendoza, P. J. G. T. (2016). Rehabilitación de edificio afectado por el terremoto del 16 de abril de 2016 de Ecuador en la ULEAM. *REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERIA EN ESTRUCTURAS*, 15(1), 9-22.
- Aguilera, C. E., & Silva, L. B. (2016). *MANUAL DE CONEXIONES DE ACERO PARA SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES E INTERMEDIOS CON BASE EN LAS ESPECIFICACIONES DE LA ANSI/AISC 341-10, 358-10 Y 360-10*. universidad Católica Andrés Bello, Retrieved from <http://catalogo-gy.ucab.edu.ve/documentos/tesis/32764.pdf>
- ALUFASA. (2010). MUROS CORTINA. Retrieved from <https://www.alufasa.es/%C3%A1reas-de-trabajo/muros-cortina/>
- Arengo Piragine, V., Breard, J. C., & Pilar, C. (2020). Anteproyecto de viviendas sociales con Steel Framing en Corrientes. Comparación con sistema húmedo tradicional.
- Arquitectura, P. (2021). Retrieved from <https://plasmarquitectura.com/?p=2494>
- Bernal, P. P., & Loyola, J. R. J. I. y. D. (2022). Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio Aporticado de Hormigón Armado con Mampostería durante el Terremoto de Muisne, Ecuador, del 2016. 15(1), 45-57. doi:<https://revistas.uta.edu.ec/revista/index.php/dide/article/view/1592/1607>
- Borja Fernández, F. A. (2020). *Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. Universidad del Azuay,
- Cadme Vera, R. R., & Estrella Salinas, J. J. (2016). *Análisis técnico y económico comparativo entre hormigón armado y estructura de acero del nuevo edificio administrativo de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay*. Universidad del Azuay,
- Campoverde Piguave, I. E. (2022). *Perpectivas de la extructura demográfica del Ecuador del siglo XXI, una visión al año 2065*. Facultad de Ciencias Económicas. Universidad de Guayaquil,

- Carphio Martínez, E. G., & Estrada Aguayo, P. A. (2017). *Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado. caso de estudio: proyecto inmobiliario "Ukumary"*. PUCE,
- Cepeda, A., & Telmo, B. (2017). *"Análisis estructural y económico comparativo entre sistemas constructivos de hormigón armado, acero y mixto (hormigón armado y acero) para edificaciones de 3 y 5 pisos con luces de 4 y 6 metros"*. Universidad Nacional de Chimborazo, 2017,
- Ching Calfa, C. A. (2007). *Sistemas constructivos de muros cortina*. Universidad Andrés Bello,
- Colino, C. J. D. C. d. C. S. T. C.-S., Madrid-México, Plaza y Valdés. (2009). Método comparativo. doi:https://www.theoria.eu/dictionary/M/metodocomparativo_a.htm
- Córdova Molina, G. A. (2015). *COMPARACIÓN DE DOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS: HORMIGÓN ARMADO VS MADERA ESTRUCTURAL, EN UNA VIVIENDA DE UNA PLANTA*.
- Correa Vallejo, M. B., & Machado Salazar, L. A. (2012). *Análisis comparativo económico estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema alternativo liviano*. QUITO/EPN/2012,
- Cruz Castro, C. M. (2018). Análisis Comparativo entre Sistemas de Concreto Armado y Estructuras de Acero en el Diseño de un Edificio. doi:<http://www.repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/779>
- da Silva Dias, M., & Neto, P. P. C. J. E. E.-b. (2021). Sistema de Estruturas Drywall. 1(6), 164-203.
- Espinosa Araujo, A. M. (2017). Diseño de muros de cortante de acero sin atiesadores.
- Espinosa Brenes, L. J. (2006). Guía de diseño para estructuras de acero laminados en caliente: método de factores de carga y resistencia-LRFD. doi:<http://repo.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/935/1/26836.pdf>
- Estrella Reinoso, S. J. (2022). *Diseño estructural de un edificio de acero con pórticos resistentes a momento*. Quito,
- FEMA, E. J. F. E. M. A., Washington, DC. (2020). 74 (2012) Reducing the risks of nonstructural earthquake damage-a practical guide.
- Ghio Castillo, V. A. (1995). Innovación tecnológica en la construcción ahora es cuando.

- Grande, N. F., & Grande, R. J. U. e. S. (2009). Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD). *53(9)*, 1689-1699.
- Guerra, M., & Chacón, D. J. Q., Ecuador: Editorial Privada. (2010). Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS.
- Guzmán Sáenz, J. F. (2014). *Análisis comparativo de los métodos de diseño sísmoresistente basado en fuerzas y basado en desplazamientos para edificaciones en el Ecuador*. Quito: USFQ, 2014,
- Henao Ángel, D. (2013). *Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral*. Universidad EAFIT,
- NORMA TÉCNICA ECUATORIANA, (2017).
- Jaramillo Castillo, R. D., & Zumba Quinde, L. S. (2021). *Desempeño sísmico de un edificio de 4 niveles de HA ubicado en la Libertad-Santa Elena utilizando análisis Time History*. Universidad de Guayaquil-Facultad Ciencias Matemáticas y Físicas-Carrera de ...,
- León Alvarado, D. (2019). Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal-tirante.
- Mateo Villao, K. M., & Medina Carvajal, D. N. (2021). *Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el cantón Santa Elena provincia de Santa Elena*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2021.,
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2017). *Diseño de concreto reforzado*: Alpha Editorial.
- McCormack, J., & Csernak, S. J. M. A. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5ta Edición ed.).
- Nájera Ocampo, R. C. (2014). *Equiparación de perfiles de acero de normas AISC con perfiles de normas ecuatorianas disponibles en el mercado nacional*. Quito: EPN, 2014.,
- Naranjo, X. Y., Navas, C. A. R. N., Riascos, E. E. R., & Malla, A. Y. J. C. L. R. C. M. (2022). Análisis de los índices económicos en Ecuador y su afectación por la crisis sanitaria en los dos primeros trimestres del año 2020. *6(1)*, 2538-2551. doi:<https://www.ciencialatina.org/index.php/cienciala/article/view/1665>

- Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015).
- Ospina Salazar, J. (2021). Guías de procesos constructivos de muros en sistemas drywall y superboard implementados en las bodegas de marketing personal en Quality Center.
- Pacheco Bautista, L. A. (2016). *Análisis Comparativo Para Establecer La Diferencia De Costo Y Tiempo De La Construcción De Paredes Interiores En Una Edificación Entre El Sistema Tradicional Y El Sistema Drywall*. Universidad de Guayaquil: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- Páez Vargas, C. A. (2014). *Determinación de la carga permanente debida al peso de mampostería de bloque en edificaciones de vivienda*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador,
- Pazmiño Ordóñez, I. M., & Ushiña Paredes, G. E. (2022). *Análisis comparativo técnico-económico de una edificación residencial sismorresistente de tres niveles en hormigón armado y acero estructural, ubicada en la "Urbanización Manta 2000", cantón Manta, provincia de Manabí*.
- Pérez Tovar, S. Análisis comparativo del proceso constructivo de casas pre fabricadas y convencionales de uno y dos pisos en Colombia. doi:<https://repository.usta.edu.co/handle/11634/39469>
- PONCE, M. A. S. (2006). *GUIA PRACTICA PARA LA ELABORACION DE PRESUPUESTOS*. Universidad Austral de Chile,
- Proaño Romo, M. (2008). DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO.
- Quesquén Alcántara, K. M. d. C. (2019). El sistema Drywall como alternativa constructiva sostenible en edificaciones de viviendas en el distrito de Chiclayo–Lambayeque.
- Quimbay Herrera, R. J. I. C. (2019). Innovación en el Sector de la Construcción y Potencial de Aplicación en Colombia.
- Rachid, L. E. F., & Santos, J. T. (2016). As inovações tecnológicas do drywall aplicadas ao mercado da construção civil. *Revista Thêma et Scientia*, 6(2E). doi:<https://themaetscientia.fag.edu.br/index.php/rtes/article/view/724>
- Reyes López, M. G., & Camana Moreira, C. A. (2018). *Análisis comparativo entre estructuras de hormigón armado y paneles de poli-estireno para el mercado de Calceta*. Guayaquil: ULVR, 2018.,
- REYES, M. F. C. J. U. d. C., Cuenca. (2014). "ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EN HORMIGÓN Y ACERO, EN UN EDIFICIO".

- RIBECOSL. (2019). Retrieved from <https://www.ribecosl.com/noticias/como-se-construye-edificio-hormigon>
- Rojas López, M. D., & Arenas Giraldo, J. J. J. D. (2008). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. 75(155), 47-56.
- Sabău, M., & Ayala., e. a. (2018). He inciden f alternativa mínima lomad vales in masón partición anda ligaste partición sistemas icho a costa análisis in Barranquillo, Colombia. *Case Estudios in Construcción Material's*, 9, e 00194. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00194>
- Saldaña Galvez, Y. E., & Corzo Soldevilla, D. R. (2017). Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares. doi:<https://hdl.handle.net/20.500.12727/3366>
- Tapia Hernández, E., Santiago Flores, A., Guerrero Bobadilla, H., & Chávez Cano, M. M. J. I. s. (2020). Comportamiento experimental de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas. (103), 37-55.
- Untiveros Acuña, E. (2020). Análisis comparativo técnico y económico entre una edificación comercial empleando acero estructural y concreto armado en la ciudad de Huancayo–2017. doi:<http://www.repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/779>
- VEKON. (2015). Edificios prefabricados. Retrieved from <https://www.vekon.com.tr/Acero-Estructural>
- VILLEGAS LUIS, A. (1998). *ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS* (Vol. 1).
- Yagual Panchana, F. D. (2021). *Sistema web para elaboración de análisis de precios unitarios para construcción de viviendas en el cantón La Libertad*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2021,

ANEXOS.

APÉNDICE A

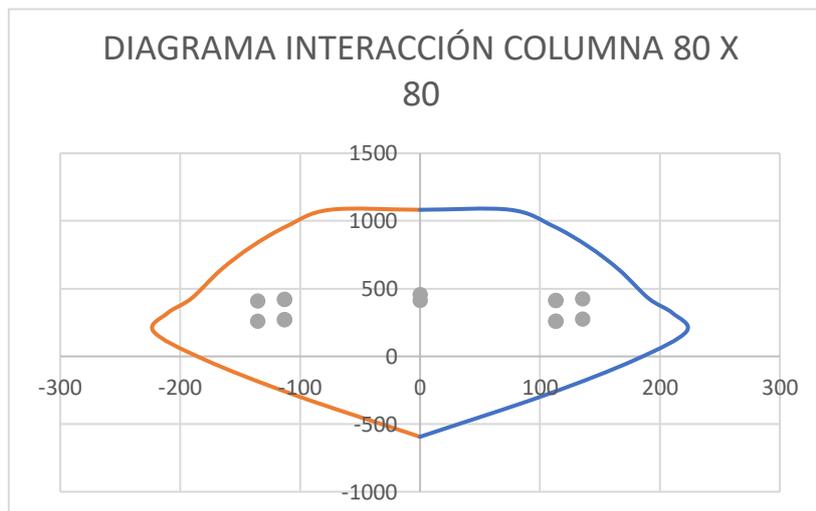
Edificio de hormigón armado

Diagrama de interacción de columnas

Cargas del diagrama del elemento columna 80x80 en dirección x

Puntos	DIRECCIÓN X-X					
	Curva 90°			Curva 270°		
	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)
1	1082,6612	0	0	1082,6612	0	0
2	1082,6612	75,0581	0	1082,6612	-75,0581	0
3	963,7144	110,6303	0	963,7144	-110,6303	0
4	811,5669	140,3652	0	811,5669	-140,3652	0
5	638,5681	166,1307	0	638,5681	-166,1307	0
6	427,7938	190,6589	0	427,7938	-190,6589	0
7	320,0718	210,523	0	320,0718	-210,523	0
8	184,3366	222,2068	0	184,3366	-222,2068	0
9	-23,355	179,8322	0	-23,355	-179,8322	0
10	-286,7893	104,0043	0	-286,7893	-104,0043	0
11	-593,7926	0	0	-593,7926	0	0

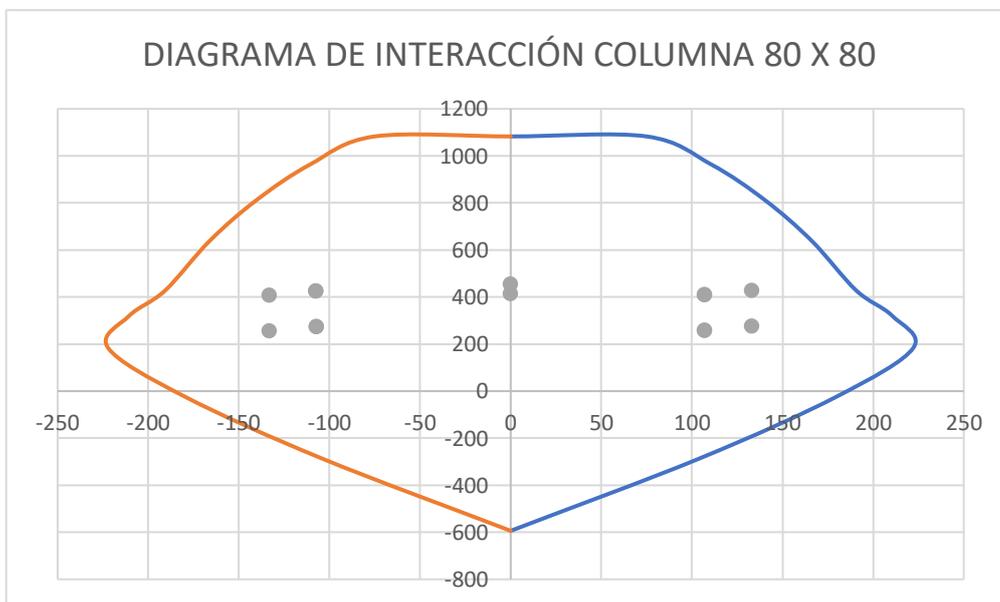
Diagrama de interacción del elemento columna 80x80 en dirección x



Cargas del diagrama del elemento columna 80x80 en dirección y

DIRECCIÓN Y-Y						
Puntos	Curva 0°			Curva 180°		
	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)
1	1082,6612	0	0	1082,6612	0	0
2	1082,6612	0	75,0581	1082,6612	0	-75,0581
3	963,7144	0	110,6303	963,7144	0	-110,6303
4	811,5669	0	140,3652	811,5669	0	-140,3652
5	638,5681	0	166,1307	638,5681	0	-166,1307
6	427,7938	0	190,6589	427,7938	0	-190,6589
7	320,0718	0	210,523	320,0718	0	-210,523
8	184,3366	0	222,2068	184,3366	0	-222,2068
9	-23,355	0	179,8322	-23,355	0	-179,8322
10	-286,7893	0	104,0043	-286,7893	0	-104,0043
11	-593,7926	0	0	-593,7926	0	0

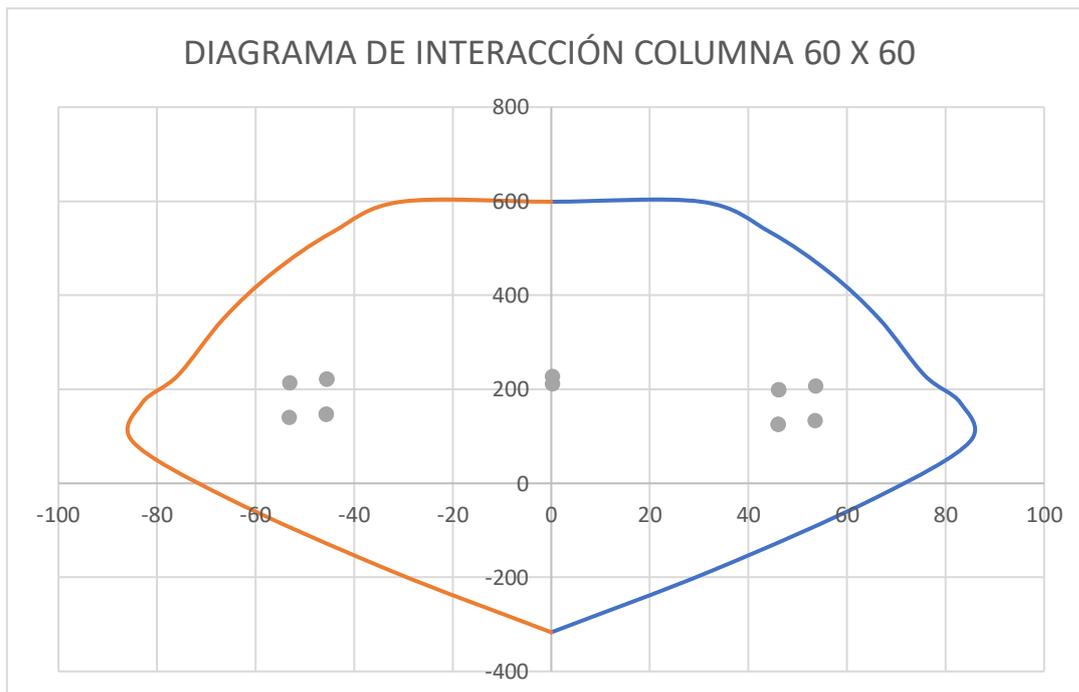
Diagrama de interacción del elemento columna 80x80 en dirección y



Cargas del diagrama del elemento columna 60x60 en dirección x

DIRECCIÓN X-X						
Puntos	Curva 90°			Curva 270°		
	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)
1	598,8509	0	0	598,8509	0	0
2	598,8509	30,445	0	598,8509	-30,445	0
3	534,1514	44,404	0	534,1514	-44,404	0
4	448,1321	56,4747	0	448,1321	-56,4747	0
5	349,9217	66,5348	0	349,9217	-66,5348	0
6	229,5169	75,7568	0	229,5169	-75,7568	0
7	170,849	83,0342	0	170,849	-83,0342	0
8	88,7893	84,9483	0	88,7893	-84,9483	0
9	-31,2516	65,7187	0	-31,2516	-65,7187	0
10	-185,0855	32,7644	0	-185,0855	-32,7644	0
11	-316,8698	0	0	-316,8698	0	0

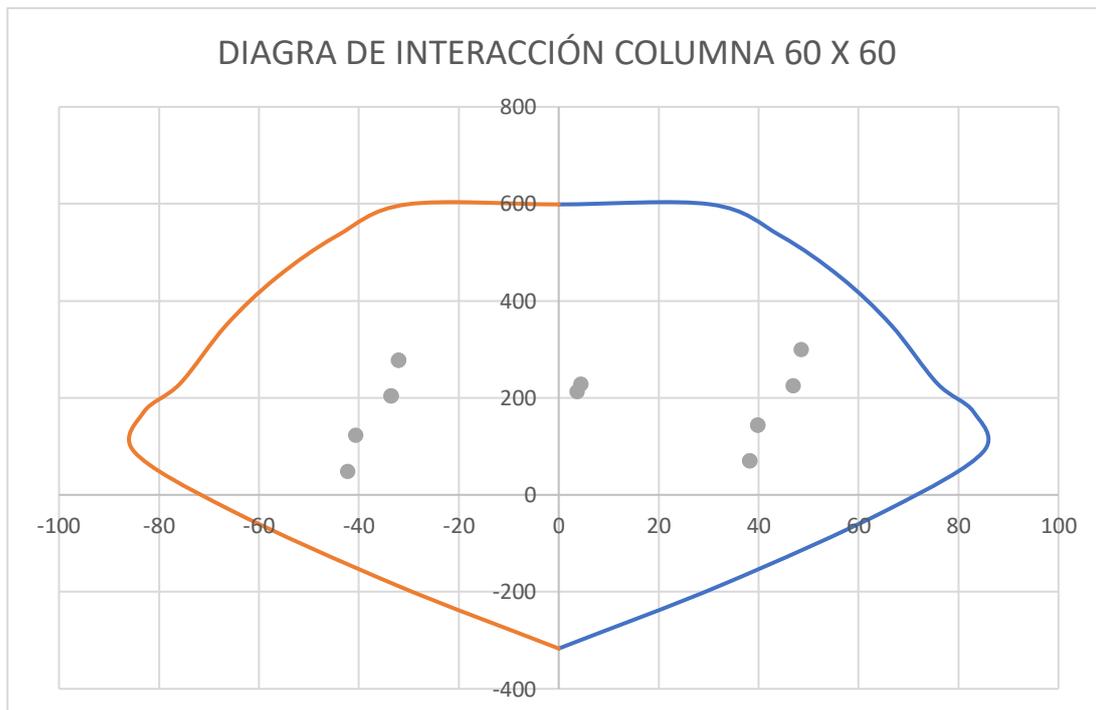
Diagrama de interacción del elemento columna 60x60 en dirección x



Cargas del diagrama del elemento columna 60x60 en dirección y

DIRECCIÓN Y-Y						
Puntos	Curva 0°			Curva 180°		
	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3(Ton.m)
1	598,8509	0	0	598,8509	0	0
2	598,8509	0	30,445	598,8509	0	-30,445
3	534,1514	0	44,404	534,1514	0	-44,404
4	448,1321	0	56,4747	448,1321	0	-56,4747
5	349,9217	0	66,5348	349,9217	0	-66,5348
6	229,5169	0	75,7568	229,5169	0	-75,7568
7	170,849	0	83,0342	170,849	0	-83,0342
8	88,7893	0	84,9483	88,7893	0	-84,9483
9	-31,2516	0	65,7187	-31,2516	0	-65,7187
10	-185,0855	0	32,7644	-185,0855	0	-32,7644
11	-316,8698	0	0	-316,8698	0	0

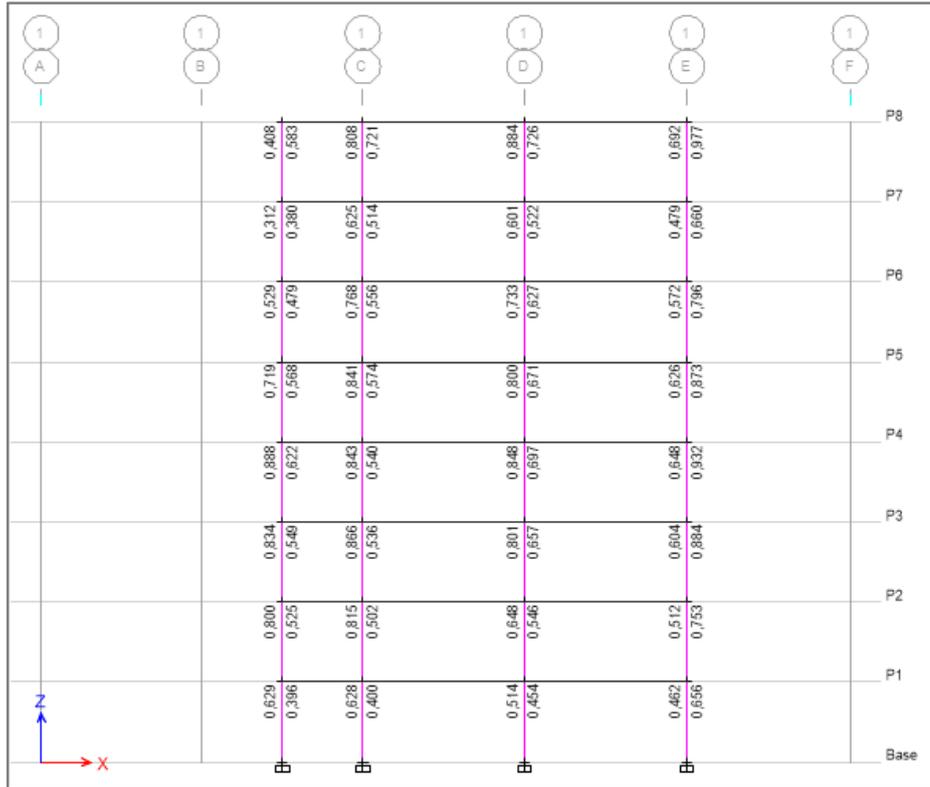
Diagrama de interacción del elemento columna 60x60 en dirección y



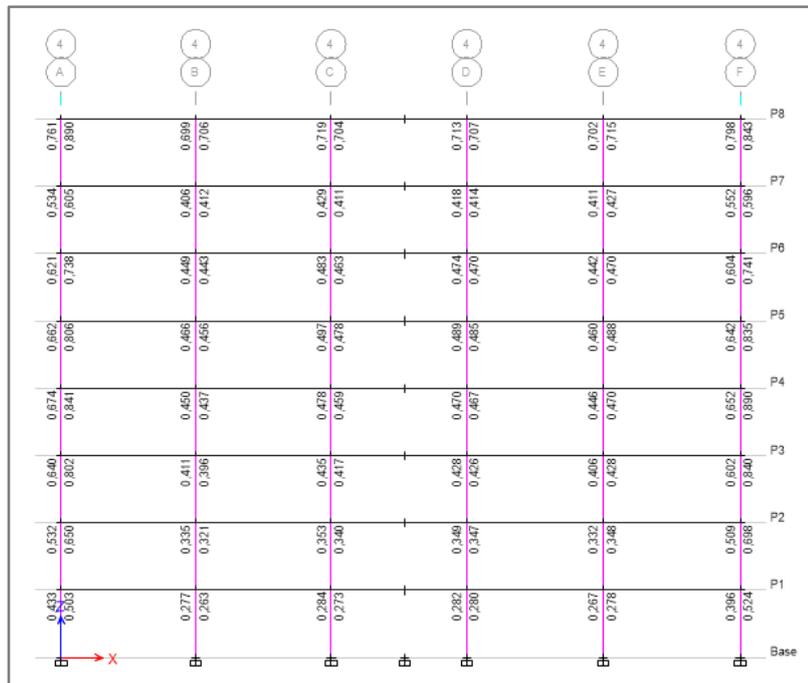
Capacidad de nudo Columna-viga

Portico 1 Capacidad del nudo

Acero de refuerzo longitudinal del pórtico 1 de edificio de hormigón armado



Pórtico 4 Capacidad del nudo del edificio de hormigón armado

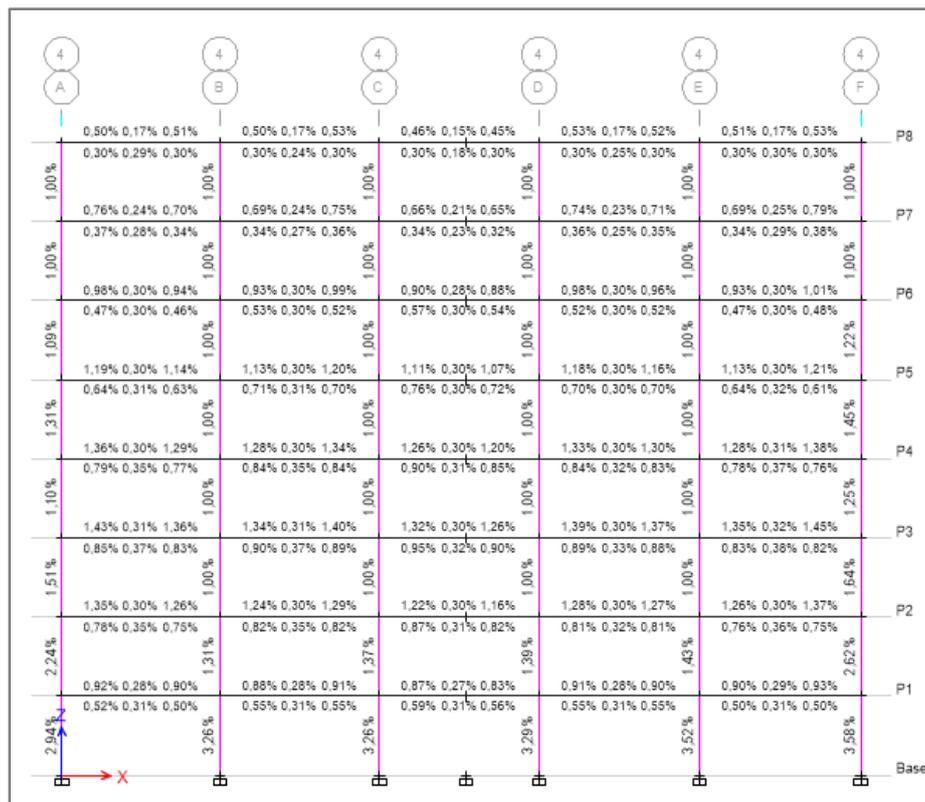


Cuantía de Acero de Columnas

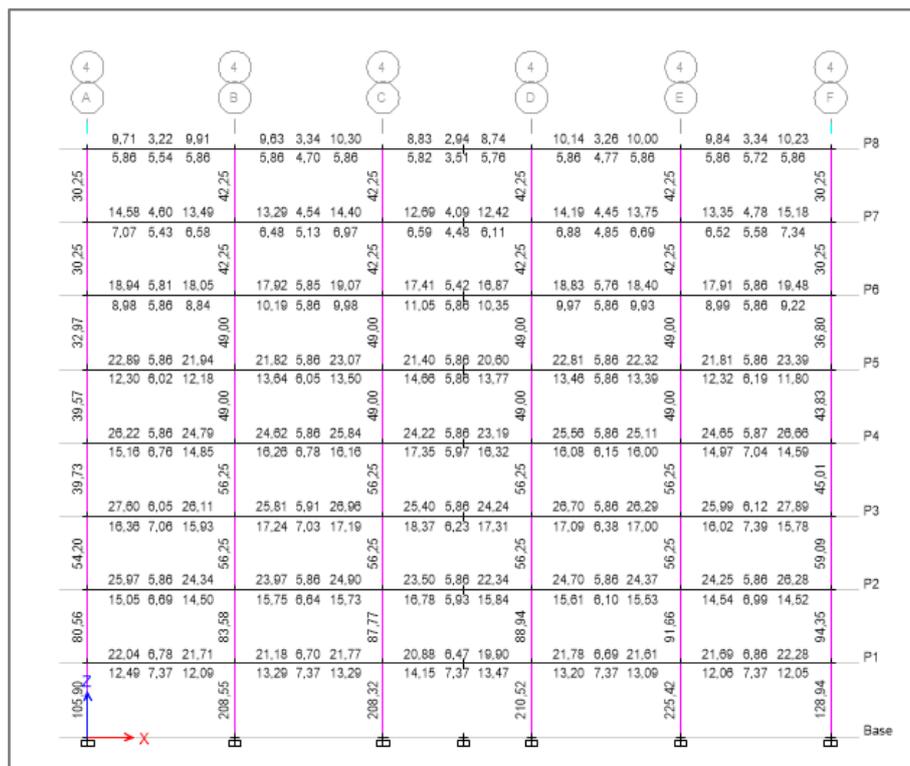
Pórtico 1 Área de acero del edificio de hormigón armado



Pórtico 4 Cuantía de acero del edificio de hormigón armado



Pórtico 4 Área de acero del edificio de hormigón armado en vigas



Verificación de la cuantía de acero para viga de 35x55

Refuerzo	Viga	Ubicación seccion	Nº de capas	Peralte efectivo d (cm)	d' (cm)	Momento ultimo Mu (ton.m)	Índices de refuerzo		P calculada	Verificación de cuantía balanceada
							w1	w2		
Superior	35 x 55	E1	1	50	5	42,34	0,26	1,429	0,0152	CUMPLE
	35 x 55	E 1-2	1	50	5	0	0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E2	1	50	5	41,87	0,26	1,43	0,0150	CUMPLE
	35 x 55	E 2-3	1	50	5	0	0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E3	1	50	5	42,72	0,26	1,42	0,0153	CUMPLE
	35 x 55	E 3-4	1	50	5	0	0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E4	1	50	5	43,53	0,27	1,42	0,0157	CUMPLE
	35 x 55	E4-5	1	50	5	0	0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E5	1	50	5	42,40	0,26	1,42	0,0152	CUMPLE
	35 x 55	E 5-6	1	50	5	0	0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
Inferior	35 x 55	E1	1	50	5		0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E 1-2	1	50	5	4,72	0,02	1,66	0,0015	CUMPLE
	35 x 55	E2	1	50	5		0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E 2-3	1	50	5	4,53	0,0244	1,67	0,0014	CUMPLE
	35 x 55	E3	1	50	5		0,00	1,69	0,0000	CUMPLE
	35 x 55	E 3-4	1	50	5	5,32	0,02	1,66	0,0016	CUMPLE
	35 x 55	E4	1	50	5		0,00	1,69	0,0000	CUMPLE

35 x 55	E4-5	1	50	5	5.11	0.02	1.66	0.0016	CUMPLE
35 x 55	E5	1	50	5		0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
35 x 55	E 5-6	1	50	5	6.42	0.03	1.66	0.0020	CUMPLE
35 x 55	E6	1	50	5		0.00	1.69	0.0000	CUMPLE

Verificación de la cuantía de acero para viga de 40x60

Refuerzo	Viga	Ubicación sección	N° de capas	Peralte efectivo d (cm)	d' cm	Momento ultimo Mu (ton.m)	Índices de refuerzo		P calculada	Verificación de cuantía balanceada
							w1	w2		
Superior	40 x 60	E1	1	55	5	38.82	0.16	1.53	0.0094	CUMPLE
	40 x 60	E 1-2	1	55	5	0	0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E2	1	55	5	39.88	0.16	1.52	0.0097	CUMPLE
	40 x 60	E 2-3	1	55	5	0	0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E3	1	55	5	41.00	0.17	1.52	0.0100	CUMPLE
	40 x 60	E 3-4	1	55	5	0	0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E4	1	55	5	41.55	0.17	1.51	0.0101	CUMPLE
	40 x 60	E4-5	1	55	5	0	0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E5	1	55	5	40.72	0.17	1.52	0.0099	CUMPLE
	40 x 60	E 5-6	1	55	5	0	0.00	1.69	0.0000	CUMPLE
40 x 60	E6	1	55	5	43.14	0.18	1.50	0.0106	CUMPLE	
Inferior	40 x 60	E1	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E 1-2	1	55	5	5.81	0.0225	1.67	0.0013	CUMPLE
	40 x 60	E2	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E 2-3	1	55	5	5.52	0.0214	1.67	0.0012	CUMPLE
	40 x 60	E3	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E 3-4	1	55	5	6.36	0.0247	1.60	0.0014	CUMPLE
	40 x 60	E4	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E4-5	1	55	5	6.21	0.0241	1.67	0.0014	CUMPLE
	40 x 60	E5	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE
	40 x 60	E 5-6	1	55	5	7.74	0.0302	1.66	0.0017	CUMPLE
40 x 60	E6	1	55	5		0.0000	1.69	0.0000	CUMPLE	

Acero de refuerzo en vigas 40x60

Momento	Ubicación sección	As min (cm2)	As req calc cm ²	As req Etabs cm ³	As max cm ²	As (+) As (-) cm ²	Acero colocado			N° de aceros Colocados en la 1er Capa				N° de aceros Colocados en la 2da Capa			As colocado cm ²	Verificación de Acero Colocado
							Acero	Área cm ²	N° de Aceros	22	22	22	18	22	25	18		
Superior	E1	5.83	26.5	26.49	27.0	26.57	22	3.801	7	11.40	7.6			7.6027			26.609	1
	E 1-2	5.83	5.8	5.86	27.0	5.860	20	3.141	2		7.6						7.603	1
	E2	5.83	26.2	26.22	27.0	26.22	22	3.801	7	11.40	7.6			7.6027			26.609	1
	E 2-3	5.83	5.8	5.86	27.0	5.860	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E3	5.83	26.8	26.88	27.0	26.88	22	3.801	8	11.40	7.6			7.6027			26.609	1
	E 3-4	5.83	5.8	6.01	27.0	6.010	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E4	5.83	27.4	27.48	27.0	27.49	22	3.801	2	11.40	7.6			9.8175			28.824	1
	E4-5	5.83	5.8	5.94	27.0	5.940	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E5	5.83	26.6	26.64	27.0	26.64	22	3.801	8	11.40	7.6			9.8175			28.824	1
	E 5-6	5.83	6.2	6.40	27.0	6.400	22	3.801	2		7.6						7.603	1
E6	5.83	29.7	29.03	27.0	29.71	22	3.801	3	11.40	7.0			9.8175			28.824	1	
Inferior	E1	5.83	17.1	17.66	27.0	17.660	22	3.801	5		7.6	11.40					19.007	1
	E 1-2	5.83	2.5	7.05	27.0	7.050	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E2	5.83	17.7	18.04	27.0	18.040	22	3.801	5		7.6	11.40					19.007	1
	E 2-3	5.83	2.4	7.04	27.0	7.040	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E3	5.83	17.1	17.79	27.0	17.79	22	3.801	5		7.6	11.4					19.007	1
	E 3-4	5.83	2.86	7.14	27.0	7.140	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E4	5.83	17.9	18.02	27.0	17.99	22	3.801	5		7.6	11.4					19.007	1
	E4-5	5.83	2.75	7.07	27.0	7.070	22	3.801	2		7.6						7.603	1
	E5	5.83	17.1	17.33	27.0	17.33	22	3.801	5		7.6	11.4					19.007	1
	E 5-6	5.83	3.47	7.39	27.0	7.390	22	3.801	2		7.6						7.603	1
E6	5.83	17.56	16.68	27.09	17.560	22	3.801	5		7.6	11.4					19.007	1	

Acero de refuerzo en vigas 40x60

Momento	Ubicación sección	As min (cm2)	As req calc cm ²	As req Etabs cm ³	As max cm ²	As (+) As (-) cm ²	Acero colocado			N° de aceros Colocados en la 1er Capa					As colocado cm ²	Verificación de Acero Colocado
							Acero	Área cm ²	N° de Aceros	22	20	20	16	18		
										2	2	2	4	3		
Superior	E1	7.33	20.68	20.73	26.93	20.730	22	3.8013	6	7.60	6.28	8.042	21.928	CUMPLE		
	E 1-2	7.33	0.00	6.93	26.93	7.333	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E2	7.33	21.32	21.37	26.93	21.370	22	3.8013	5		15.71	8.042	23.750	CUMPLE		
	E 2-3	7.33	0.00	6.59	26.93	7.333	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E3	7.33	21.99	22.05	26.93	22.050	22	3.8013	5		15.71	8.042	23.750	CUMPLE		
	E 3-4	7.33	0.00	6.87	26.93	7.333	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E4	7.33	22.33	22.39	26.93	22.390	22	3.8013	5		15.71	8.042	23.750	CUMPLE		
	E4-5	7.33	0.00	6.80	26.93	7.333	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E5	7.33	21.82	21.89	26.93	21.890	22	3.8013	3	7.60	6.28	8.042	21.928	CUMPLE		
	E 5-6	7.33	0.00	7.14	26.93	7.333	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
E6	7.33	23.30	23.34	26.93	23.340	22	3.8013	5		15.71	8.042	23.750	CUMPLE			
Inferior	E1	7.33	0.00	13.61	26.93	13.610	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE		
	E 1-2	7.33	2.83	7.37	26.93	7.370	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E2	7.33	0.00	13.96	26.93	13.960	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE		
	E 2-3	7.33	2.69	7.37	26.93	7.370	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E3	7.33	0.00	13.81	26.93	13.810	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE		
	E 3-4	7.33	3.11	7.37	26.93	7.370	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E4	7.33	0.00	13.85	26.93	13.850	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE		
	E4-5	7.33	3.03	7.37	26.93	7.370	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
	E5	7.33	0.00	13.47	26.93	13.470	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE		
	E 5-6	7.33	3.79	7.37	26.93	7.370	22	3.8013	2			8.042	8.042	CUMPLE		
E6	7.33	0.00	12.71	26.93	12.710	22	3.8013	4		7.60	8.042	15.645	CUMPLE			

Área de acero según resultados de Software Etabs para viga 35x55

PORTICO E																
Luces (m)		5.70			6.00			6.00			6.00			6.10		
ETABS	As- (cm2)	26.49	5.86	25.87	26.22	5.86	26.04	26.88	6.01	27.48	27.11	5.94	26.64	26.18	6.40	29.01
	As+ (cm2)	17.66	7.05	17.58	18.04	7.04	17.79	17.47	7.14	17.86	18.02	7.07	17.33	15.94	7.39	16.68
REFUERZO max-min	As- (cm2)	OK	OK	OK												
	As+ (cm2)	OK	OK	OK												
CALCULADO	As- (cm2)	26.49	5.86	25.87	26.22	5.86	26.04	26.88	6.01	27.48	27.11	5.94	26.64	26.18	6.40	29.01
	As+ (cm2)	17.66	7.05	17.58	18.04	7.04	17.79	17.47	7.14	17.86	18.02	7.07	17.33	15.94	7.39	16.68

Superior	ϕ	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	25	25	22	25	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
		18	16	18	18	18	18	18	18	16	18	18	18	22	22	20	22
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	Área	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	4.909	4.909	3.801	4.909
		2.545	2.011	2.545	2.545	2.545	2.545	2.545	2.545	2.011	2.545	2.545	2.545	3.801	3.801	3.142	3.801
	N° de varillas	5	2	5	5	2	5	5	2	5	5	2	5	5	2	6	
		5	2	5	5	2	5	5	2	5	5	2	2	2	2	2	2
														3	3		3
		As- (cm2)	26.609	7.603	26.609	26.609	7.603	26.609	26.609	7.603	26.609	26.609	7.603	28.824	28.824	7.603	28.824
Inferior	ϕ	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
		20	16	20	20	20	20	20	16	20	20	20	20	20	20	20	20
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	Área	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801	3.801
		3.142	2.011	3.142	3.142	3.142	3.142	3.142	2.011	3.142	3.142	3.142	3.142	3.142	3.142	3.142	3.142
N° de varillas	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	5		
	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	

	As+ (cm2)	19.01	7.60	19.01													
S1		3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		2.78	
		3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	3.00		3.00	
Verificación		ok		ok													
		ok		ok													
Verificación de fluencia	a	15.65	3.91	13.70	13.70	3.91	13.70	13.70	3.91	13.70	13.70	3.91	14.84	14.84	3.91	14.84	
	c	18.41	4.60	16.11	16.11	4.60	16.11	16.11	4.60	16.11	16.11	4.60	17.45	17.45	4.60	17.45	
	Es	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	
	V fluencia	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye												
	Tipo de falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil												

Área de acero según resultados de Software Etabs para viga 40x60

PORTICO E																	
Luces (m)		5.70				6.00				6.00				6.10			
ETABS	As- (cm2)	20.73	5.93	21.35	21.37	6.59	21.32	22.05	6.87	22.3	22.12	6.80	21.89	21.89	7.14	23.34	
	As+ (cm2)	13.61	7.37	13.49	13.96	7.37	13.81	13.49	7.37	13.7	13.85	7.37	13.47	12.10	7.37	12.71	
REFUERZO max-min	As- (cm2)	OK	Asmin	OK	OK	Asmi n	OK										
	As+ (cm2)	OK	OK														
CALCULADO	As- (cm2)	20.73	7.33	21.35	21.37	7.33	21.32	22.05	7.33	22.3	22.12	7.33	21.89	21.89	7.33	23.34	
	As+ (cm2)	13.61	7.37	13.49	13.96	7.37	13.81	13.49	7.37	13.7	13.85	7.37	13.47	12.10	7.37	12.71	
Superior	φ	22 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	20 mm	20 mm	16 mm	20 mm	20 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	20 mm	

		20 mm	16 mm	20 mm	20 mm	20 mm	18 mm	18 mm	16 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	18 mm	20 mm	20 mm
	Área	3.80133	2.010619	3.801327	3.80133	2.01062	3.141593	3.141593	2.0106	3.141593	3.141593	2.01062	3.801327	3.801327	2.010662	3.141593
		3.14159	2.010619	3.141593	3.14159	3.14159	2.54469	2.54469	2.0106	3.141593	3.141593	3.14159	3.141593	2.54469	3.14159	3.141593
	N° de varillas	4	4	4	4	4	5	5	4	5	5	4	4	5	4	5
		2	4	2	2	4	5	5	4	5	5	4	2	2	4	5
		2		2	2						0		2	3		0
	As- (cm2)	21.928	8.042	21.928	21.928	8.042	23.750	23.750	8.042	23.750	23.750	8.042	21.928	23.279	8.042	23.750
Inferior	φ	22 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	22 mm	22 mm	16 mm	22 mm
		20 mm	16 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	16 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm
	Área	3.80133	2.010619	3.801327	3.80133	2.01062	3.801327	3.801327	2.0106	3.801327	3.801327	2.01062	3.801327	3.801327	2.010662	3.801327
		3.14159	2.010619	3.141593	3.14159	3.14159	3.141593	3.141593	2.0106	3.141593	3.141593	3.14159	3.141593	3.141593	3.14159	3.141593
	N° de varillas	2	4	2												
	# varillas		4			4			4			4			4	
		2		2	2		2	2		2	2		2	2		2
	As+ (cm2)	14.326	8.042	14.326												
S1		3.5	7.20	3.5	3.5	7.20	2.6	2.6	7.20	2.6	2.6	7.20	3.5	2.7	7.20	2.6
		3.5	7.2	3.5	3.5	7.2	3.5	3.5	7.2	3.5	3.5	7.2	3.5	3.5	7.2	3.5
Verificación		Ok	Ok	Ok												
		ok	Ok	Ok												
Verificación de fluencia	a	11.28663	4.1395103	11.28663	11.28663	4.13951	12.224491	12.224491	4.13951	12.224491	12.224491	4.13951	11.28663	11.981942	4.13951	12.224491
	c	13.27839	4.8700121	13.27839	13.27839	4.870012	14.381755	14.381755	4.87001	14.381755	14.381755	4.870012	13.27839	14.096402	4.870012	14.381755

Es	0.009426	0.0308	0.0094	0.0094	0.0308	0.008	0.008	0.0308	0.0084	0.008	0.0308	0.009	0.008	0.030	0.008
		808	26	26	81	4729	4729	8	729	473	81	4262	7051	881	4729
V fluencia	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye	Fluye
Tipo de falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Tabla de momentos flectores de diseño.

LOSA	Losa Tipo	LX	LY	Lx/Ly	MY (-)	MY (+)	MX (-)	MX (+)	MUY(-) kg-m/m	MUY(+) kg-m/m	MUX(-) kg-m/m	MUX(+) kg-m/m
2-3-C-D	1	6	6	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
2-3-D-E		6	6,05	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
3-4-B-C		6	6	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
3-4-D-E		6	6,05	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
4-5-B-C		6	6	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
4-5-C-D		6	6	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
4-5-D-E		6	6,05	1,0	564	258	564	258	2560,25318	1171,17965	2560,25318	1171,17965
3-4-A-B	2	5,95	6	1,0	597	269	718	354	2665,07584	1200,84657	3205,23359	1580,29623
4-5-A-B		5,95	6	1,0	597	269	718	354	2665,07584	1200,84657	3205,23359	1580,29623
3-4-E-F		6	6,05	1,0	718	354	597	269	3259,32941	1606,96742	2710,05523	1221,11366
4-5-E-F		6	6,05	1,0	718	354	597	269	3259,32941	1606,96742	2710,05523	1221,11366
1-2-C-D	3	5,7	6	1,0	597	269	718	354	2445,82485	1102,05508	2941,54479	1450,2881

1-2-D-E		5,7	6,05	0,9	586	240	790	401	2400,7594	983,24617	3236,51864	1642,84048
5-6-B-C		6	6,1	1,0	718	354	597	269	3259,32941	1606,96742	2710,05523	1221,11366
5-6-C-D		6	6,1	1,0	718	354	597	269	3259,32941	1606,96742	2710,05523	1221,11366
5-6-D-E		6,05	6,1	1,0	718	354	597	269	3313,87791	1633,86181	2755,41102	1241,55036
1-2-B-C	6	4	5,7	0,7	1240	704	827	310	2501,74464	1420,34534	1668,50227	625,43616
1-2-E-F		5,7	6,05	0,9	857	409	980	525	3511,0082	1675,61535	4014,92186	2150,851
2-3-A-B		3	5,95	0,5	764	238	1353	782	867,036096	270,097632	1535,47099	887,463648
2-3-B-C		6	6	1,0	839	428	839	428	3808,60358	1942,88717	3808,60358	1942,88717
5-6-A-B		5,95	6,1	1,0	839	428	839	428	3745,39134	1910,64064	3745,39134	1910,64064
5-6-E-F		6,05	6,1	1,0	839	428	839	428	3872,3448	1975,40354	3872,3448	1975,40354

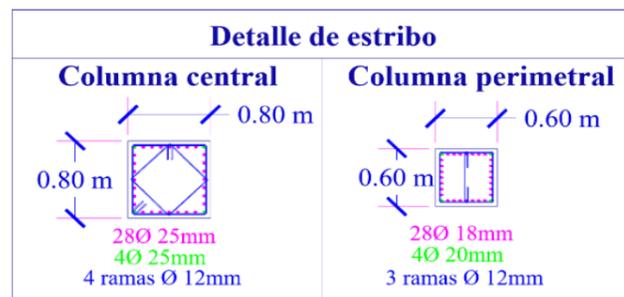
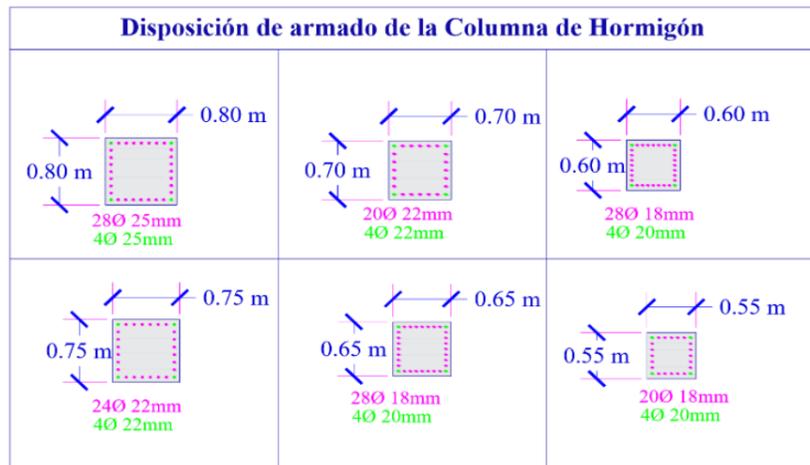
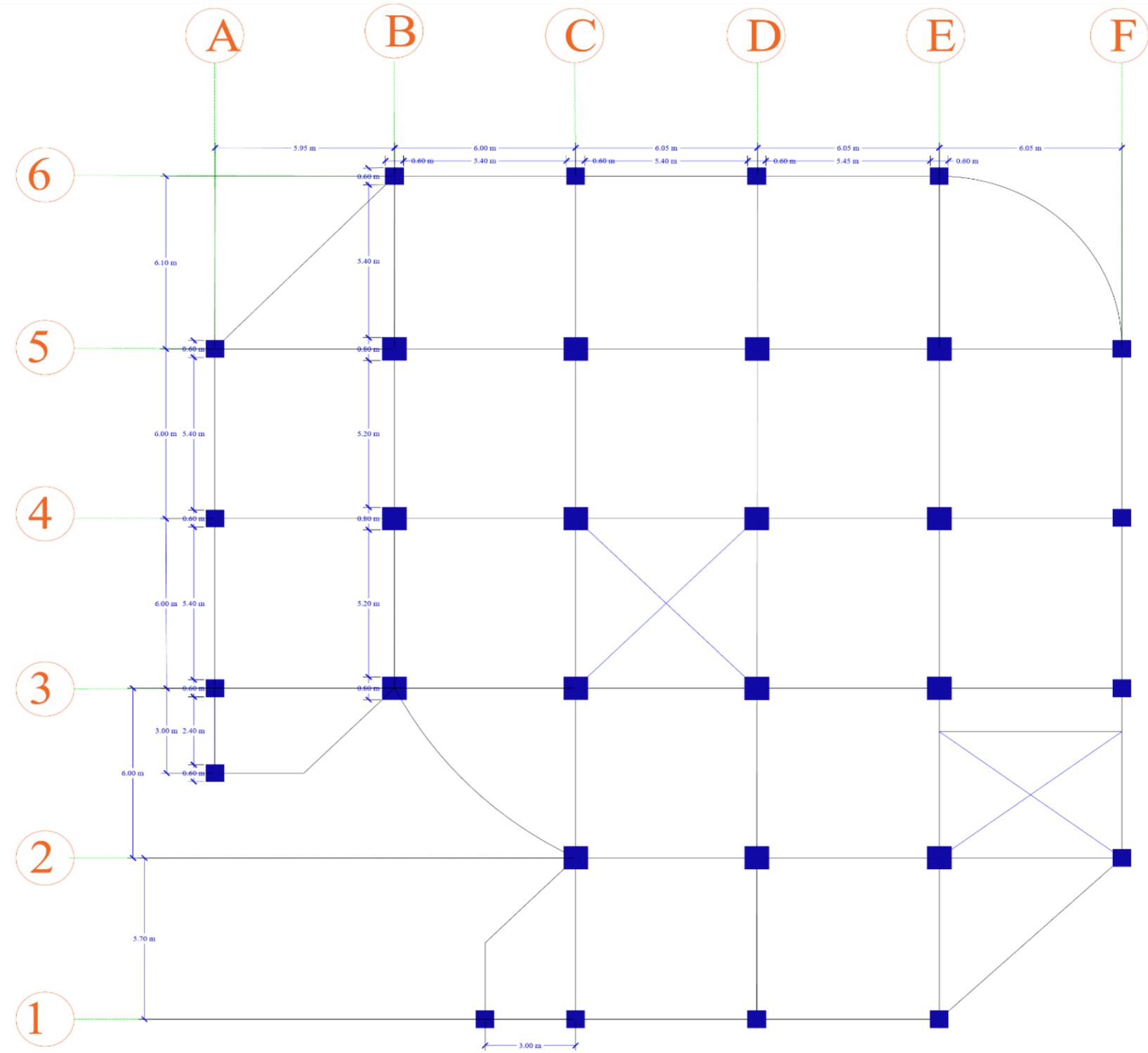
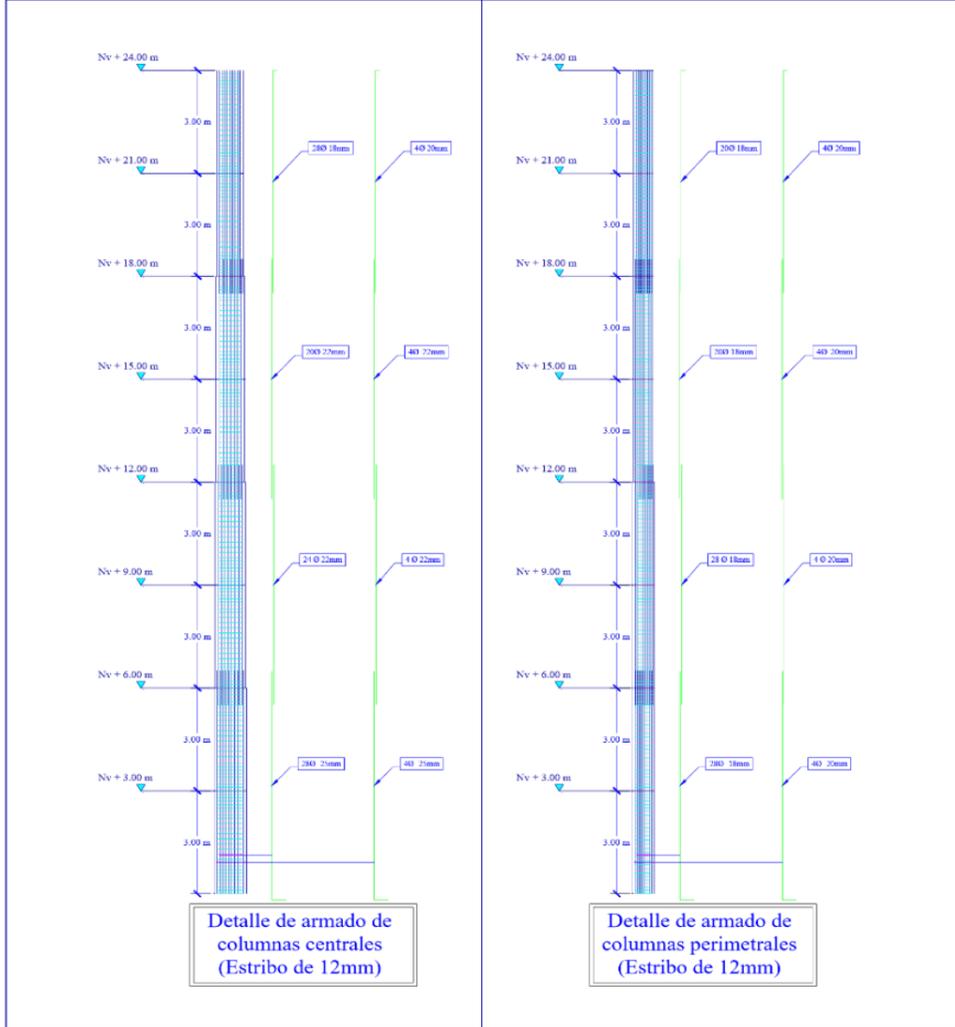
Área de acero requerida.

LOSA	UBICACIÓN		M kg-m/m	b cm	d cm	f'c kg/cm2	fy kg/cm2	w1	w2	Pd	As cm2/m	As>Asmin	As	
1	Puente	Muy (-)	2,56025318	20	22	240	4200	0,13286373	1,562051524	0,00759	Asy (-)	3,341	Cumple	3,341
	Nervio	Muy (+)	1,17117965	100	22	240	4200	0,011277785	1,683637469	0,00064	Asy (+)	1,418	Use Asmin	1,467
	Puente	Mux (-)	2,56025318	20	22	240	4200	0,13286373	1,562051524	0,00759	Asx (-)	3,341	Cumple	3,341
	Nervio	Mux (+)	1,17117965	100	22	240	4200	0,011277785	1,683637469	0,00064	Asx (+)	1,418	Use Asmin	1,467
2	Puente	Muy (-)	3,25932941	20	22	240	4200	0,173680426	1,521234828	0,00992	Asy (-)	4,367	Cumple	4,367
	Nervio	Muy (+)	1,60696742	100	22	240	4200	0,015513196	1,679402059	0,00089	Asy (+)	1,950	Cumple	1,950
	Puente	Mux (-)	2,71005523	20	22	240	4200	0,141411495	1,553503759	0,00808	Asx (-)	3,555	Cumple	3,555
	Nervio	Mux (+)	1,22111366	100	22	240	4200	0,011762004	1,683153251	0,00067	Asx (+)	1,479	Cumple	1,479
3	Puente	Muy (-)	3,31387791	20	22	240	4200	0,176969827	1,517945428	0,01011	Asy (-)	4,450	Cumple	4,450
	Nervio	Muy (+)	1,63386181	100	22	240	4200	0,015775288	1,679139966	0,00090	Asy (+)	1,983	Cumple	1,983
	Puente	Mux (-)	2,75541102	20	22	240	4200	0,144019999	1,550895255	0,00823	Asx (-)	3,621	Cumple	3,621
	Nervio	Mux (+)	1,24155036	100	22	240	4200	0,011960263	1,682954992	0,00068	Asx (+)	1,504	Cumple	1,504
6	Puente	Muy (-)	3,8723448	20	22	240	4200	0,211624878	1,483290376	0,01209	Asy (-)	5,321	Cumple	5,321
	Nervio	Muy (+)	1,97540354	100	22	240	4200	0,019110911	1,675804343	0,00109	Asy (+)	2,403	Cumple	2,403
	Puente	Mux (-)	3,8723448	20	22	240	4200	0,211624878	1,483290376	0,01209	Asx (-)	5,321	Cumple	5,321
	Nervio	Mux (+)	1,97540354	100	22	240	4200	0,019110911	1,675804343	0,00109	Asx (+)	2,403	Cumple	2,403

Diámetros de Varilla del elemento losa.

+	UBICACIÓN	As	As	#	ϕ	Area f	As
		cm2/m	cm2/nervio		mm	cm2	
1	Puente Asy (-)	3,341	1,670	1	16 mm	2,011	2,011
	Nervio Asy (+)	1,467	0,733	1	12 mm	1,131	1,131
	Puente Asx (-)	3,341	1,670	1	16 mm	2,011	2,011
	Nervio Asx (+)	1,467	0,733	1	12 mm	1,131	1,131
2	Puente Asy (-)	4,367	2,183	1	18 mm	2,545	2,545
	Nervio Asy (+)	1,950	0,975	1	12 mm	1,131	1,131
	Puente Asx (-)	3,555	1,778	1	16 mm	2,011	2,011
	Nervio Asx (+)	1,479	0,739	1	12 mm	1,131	1,131
3	Puente Asy (-)	4,450	2,225	1	18 mm	2,545	2,545
	Nervio Asy (+)	1,983	0,992	1	12 mm	1,131	1,131
	Puente Asx (-)	3,621	1,811	1	16 mm	2,011	2,011
	Nervio Asx (+)	1,504	0,752	1	12 mm	1,131	1,131
6	Puente Asy (-)	5,321	2,660	1	20 mm	3,142	3,142
	Nervio Asy (+)	2,403	1,201	1	12 mm	1,131	1,131
	Puente Asx (-)	5,321	2,660	1	20 mm	3,142	3,142
	Nervio Asx (+)	2,403	1,201	1	12 mm	1,131	1,131

Columnas de Hormigón



Ø Diametro de Varilla	Columna Central		Columna Perimetral		#15 Columnas Centrales	#16 Columnas Perimetrales
	Metros	kg	Metros	kg		
25 mm	208 m	801.42 kg	0 m	0 kg	12021.3 kg	0 kg
22 mm	360 m	1074.24 kg	0 m	0 kg	16113.6 kg	0 kg
20 mm	26 m	64.17 kg	108 m	266.30 kg	962.6 kg	4260.8 kg
18 mm	182 m	363.64 kg	648 m	1294.70 kg	5454.6 kg	20716.0 kg
16 mm	0 m	0 kg	0 m	0 kg	0 kg	0 kg
12 mm	1134 m	1007.00 kg	645 m	572.77 kg	15105.0 kg	9164.0 kg
10 mm	0 m	0 kg	0 m	0 kg	0 kg	0 kg

UNIVERSIDAD ESTADAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: DISEÑO SISMORRESISTENTE Y ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DRYWALL PARA EDIFICIO DE 8 PISOS

CONTIENE: DETALLE ARQUITECTÓNICO DEL EDIFICIO Y SUS DIFERENTES OCUPACIONES

AUTORES: CINDY LISSETTE SALINAS TOMALÁ
ANTHONY ENRIQUE TOMALÁ CATUTO

ESCALA: 1: 1000

FECHA: DICIEMBRE 2022

ÁREAS DE ESTUDIO:
1. HORMIGÓN ARMADO
2. ACERO ESTRUCTURAL
3. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE
4. PRESUPUESTO DE OBRA

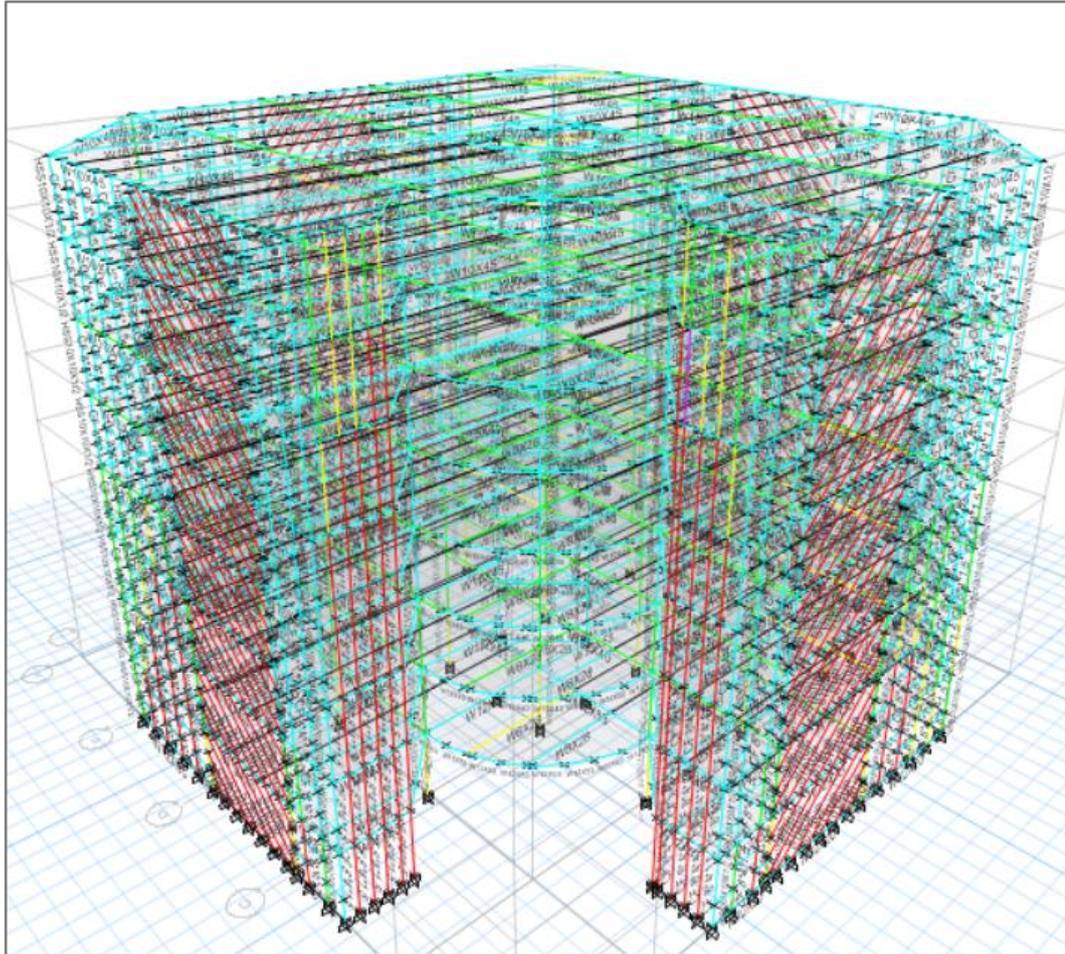
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
- Se ha usado como parámetro, tipo de suelo "C", zona sísmica "VI" de acuerdo a NEC 2015.
- El análisis y diseño de la estructura se ha basado en la norma ACI 318-05, NEC-SE-HM (2015)

APÉNDICE B

Edificio de acero estructural con DryWall y muros de corte de placas de acero.

Diseño de vigas y columnas de estructura de acero

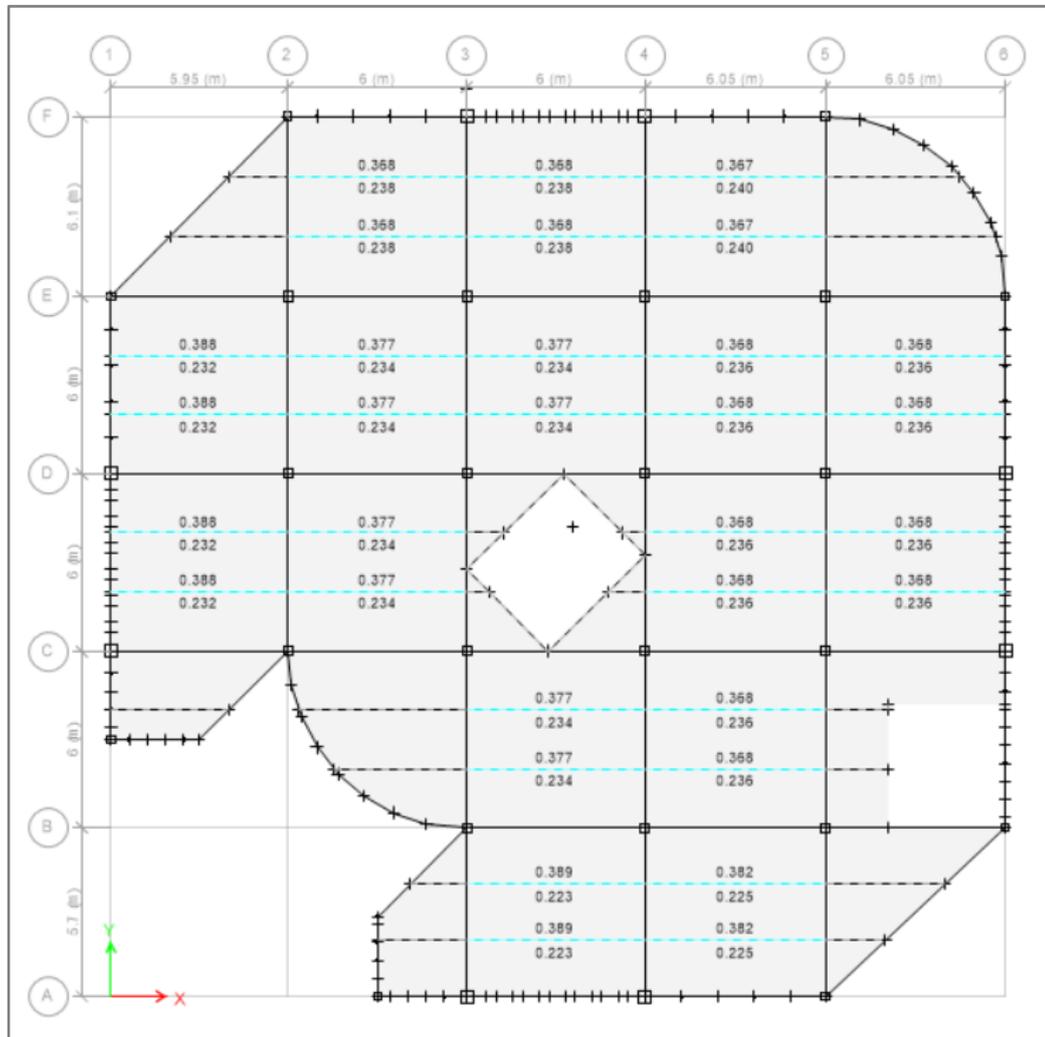
Vista en 3D con los elementos columnas y vigas cumpliendo con el diseño



Los elementos columnas, vigas y viguetas cumplen con el diseño mientras que los elementos franjas no cumplen, debido a que el programa ETABS interpreta que dichos elementos resisten esfuerzos de compresión por lo tanto fallan; sin embargo, los elementos franjas es para resistir únicamente esfuerzos a tensión, por lo que obviamos dicha observación.

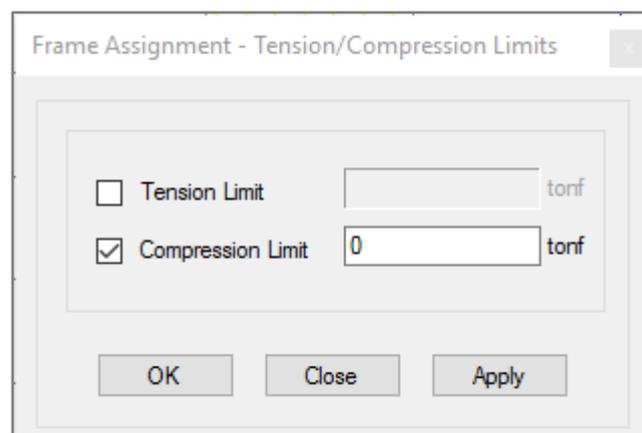
Diseño de vigas secundarias

Vigas secundarias del Edificio de Acero Estructural



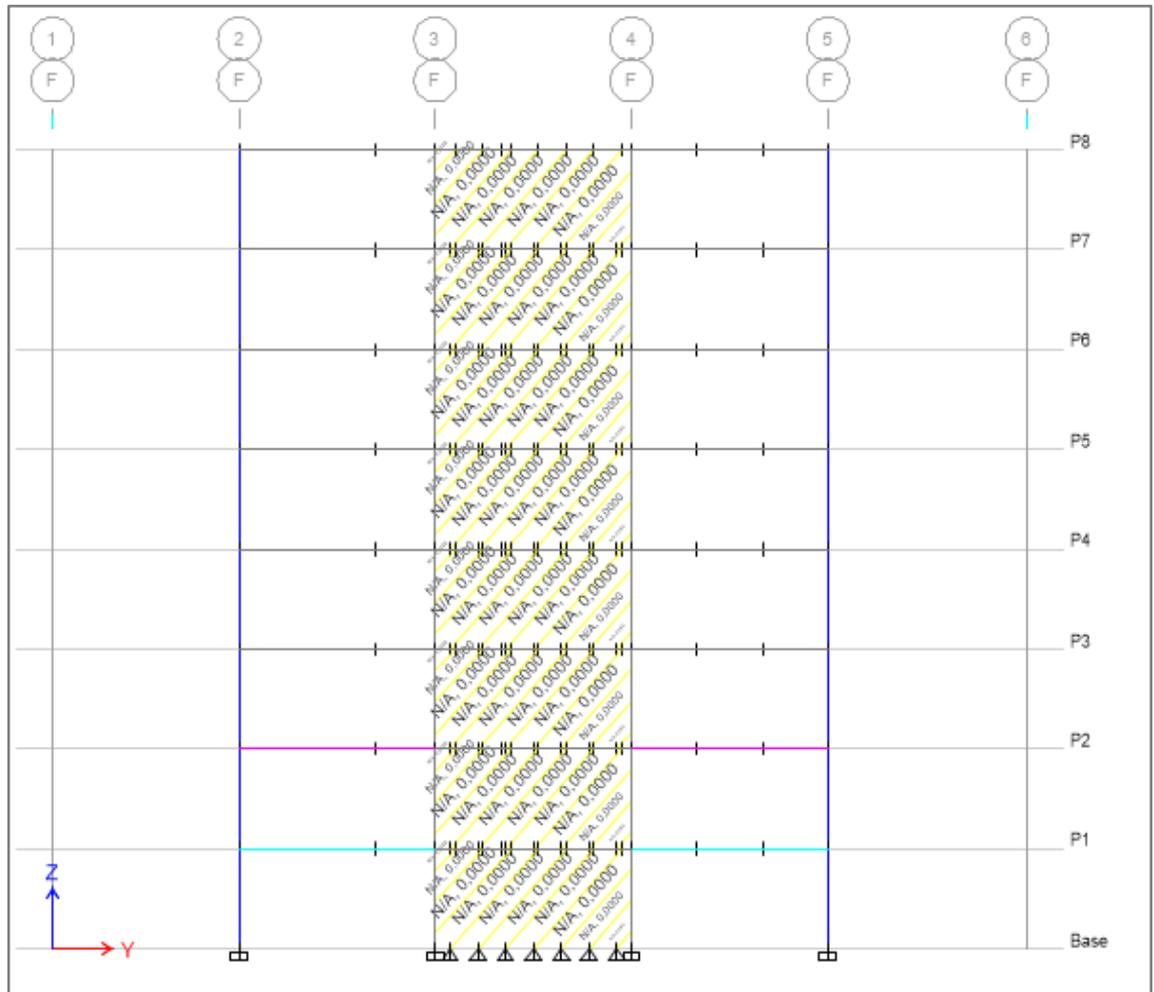
Muro de corte en Etabs

Definición de los elementos de franjas



Para las franjas se consideran solo esfuerzo a tensión

Diseño del muro de corte en Etabs



Conexiones

Steel connections

Conexión Columna HSS16 x16x1" – W12x53

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x10

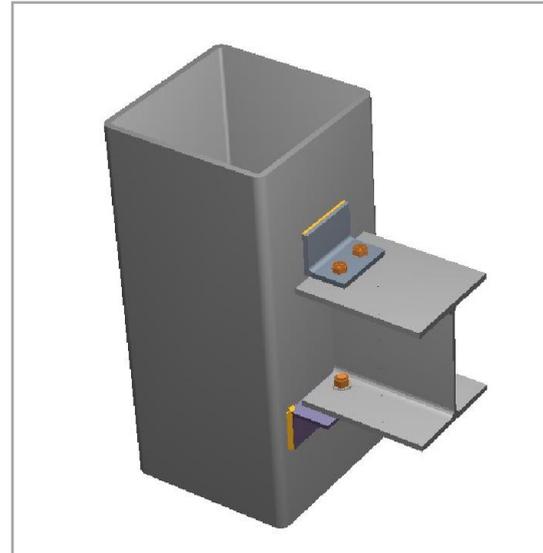
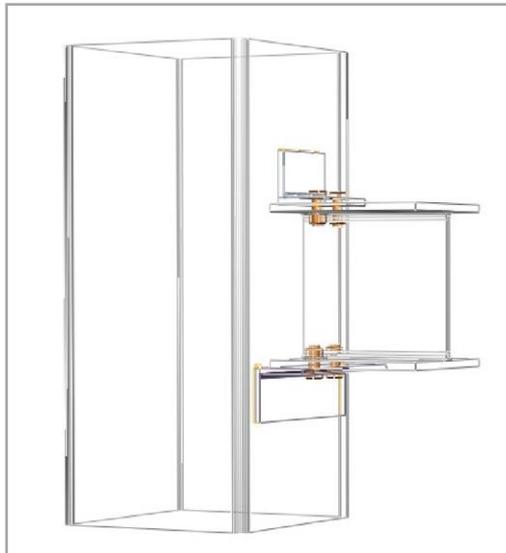
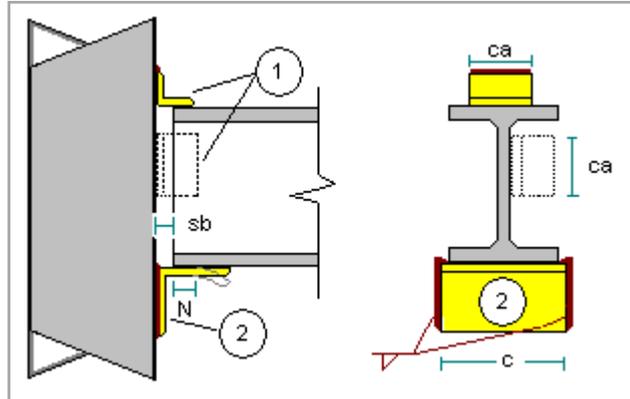
Connection ID : 8V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X53
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 16X16X1"
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 12.5 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 4.75 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36

- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS16 x16x1" – W12x40

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x8

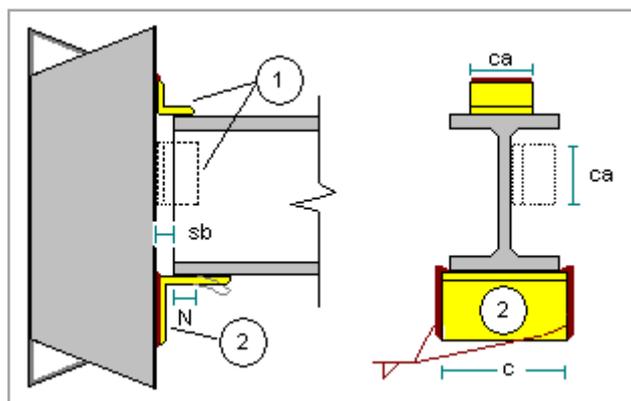
Connection ID : 11V

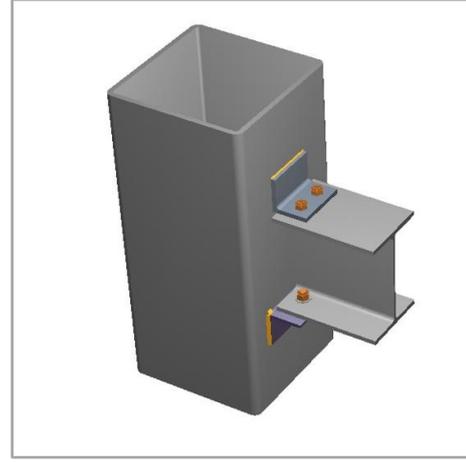
Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector





MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X40
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 16X16X5_8
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX

- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS16 x16x1” – W10x45

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x8

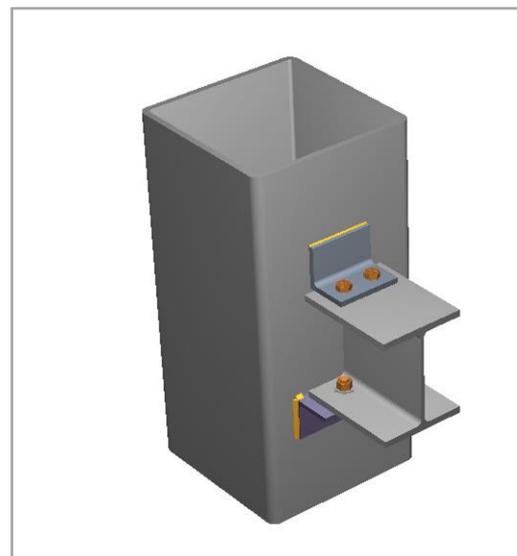
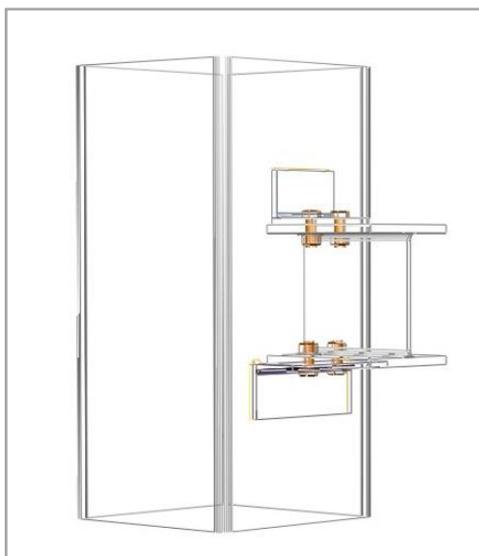
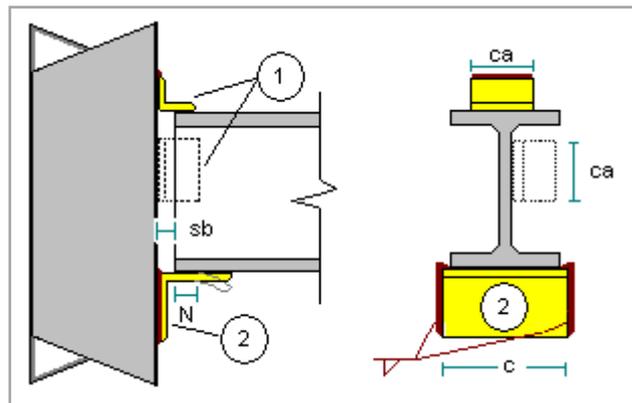
Connection ID : 12V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 10X45
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 16X16X5_8
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x5/8" – W12x53

Connection name : US_BCF_L 4x4x1/2x6

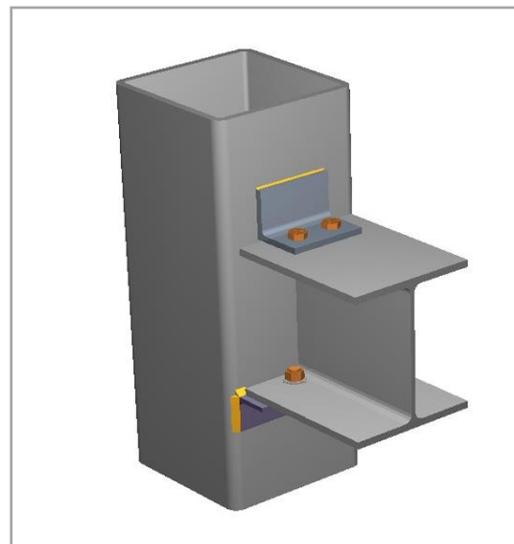
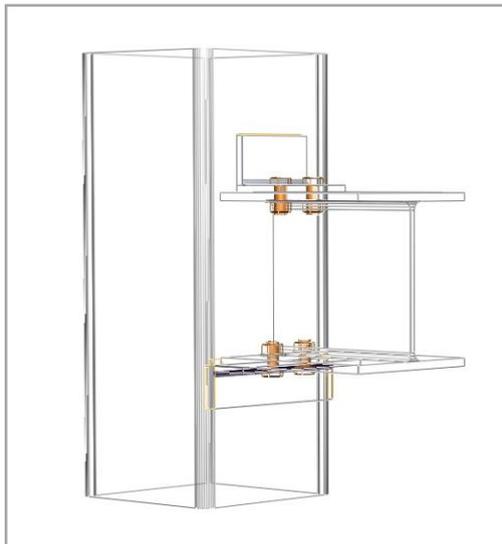
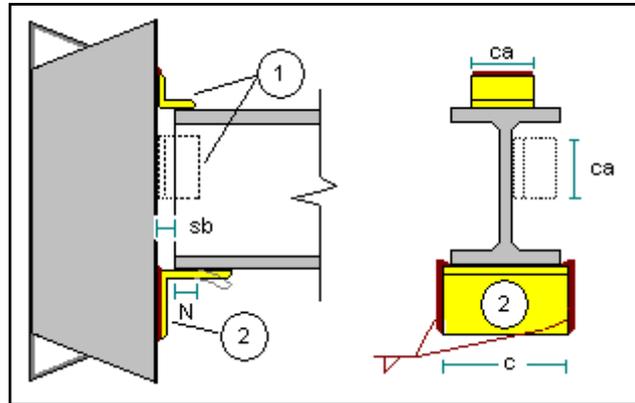
Connection ID : 9V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X53
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X5_8
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 3X3X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 11 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 4 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.31 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 7

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde : 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x5/8" – W12x40

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x8

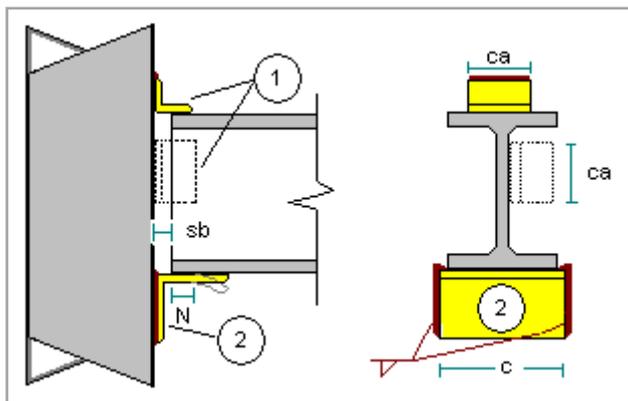
Connection ID : 13V

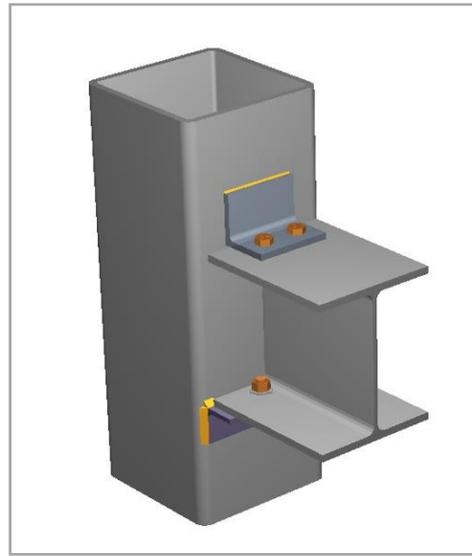
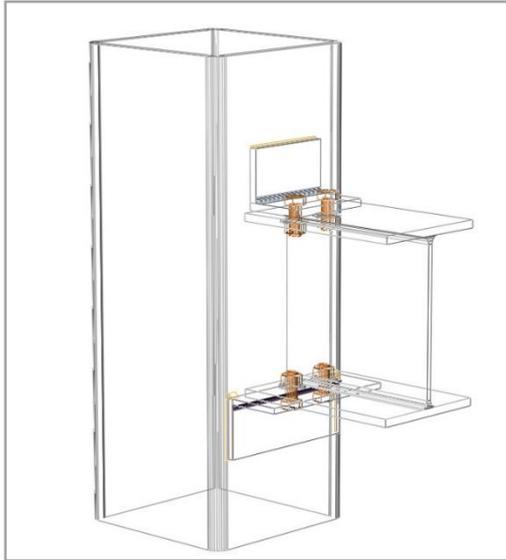
Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector





MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X40
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X5_8
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX

- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x5/8" – W10x45

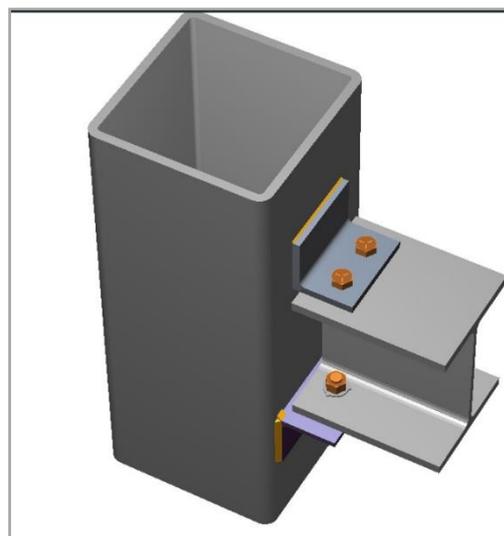
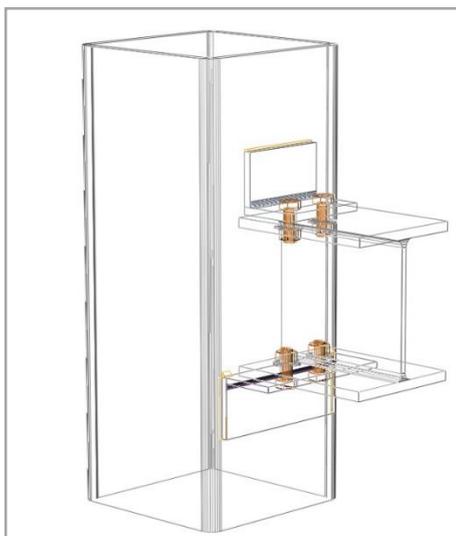
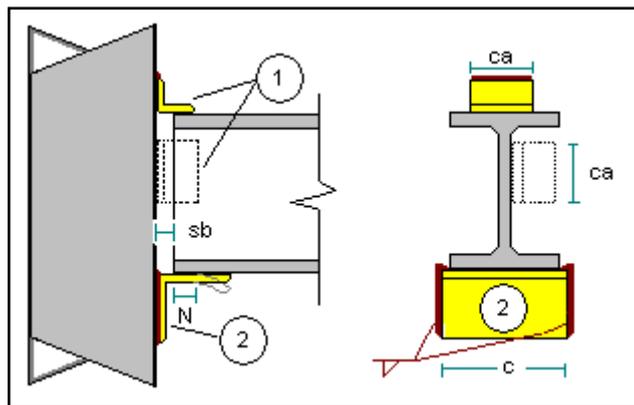
Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x10

Connection ID : 14V

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 10X45
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X5_8
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x1/2" – W12x53

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x10

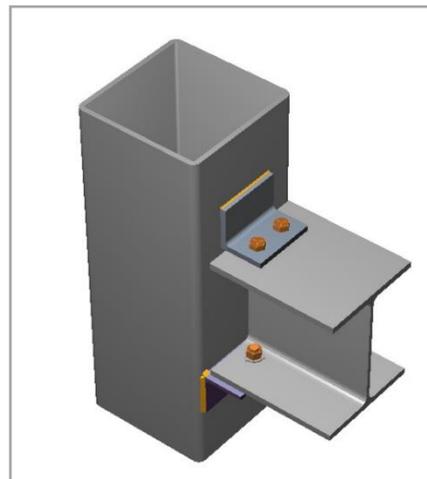
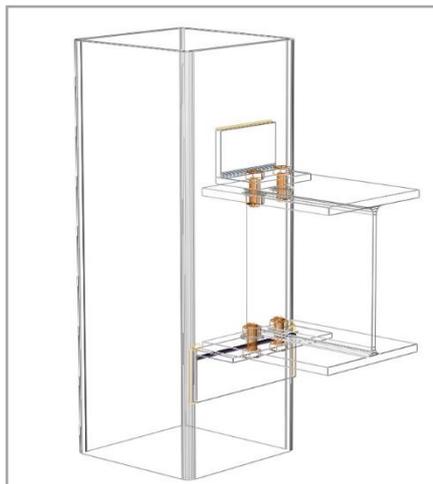
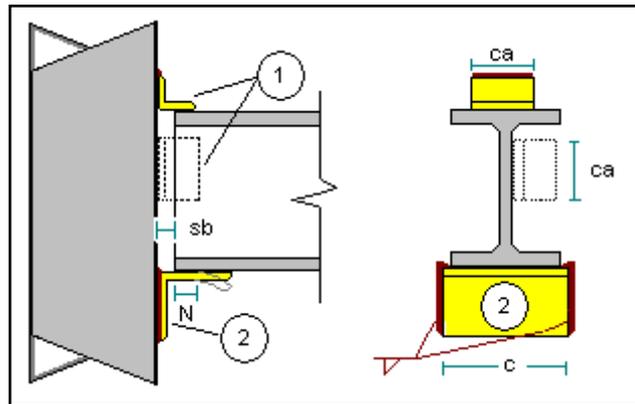
Connection ID : 10V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X53
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X1_2
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 11 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde : 4 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde : 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x1/2" – W12x40

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x8

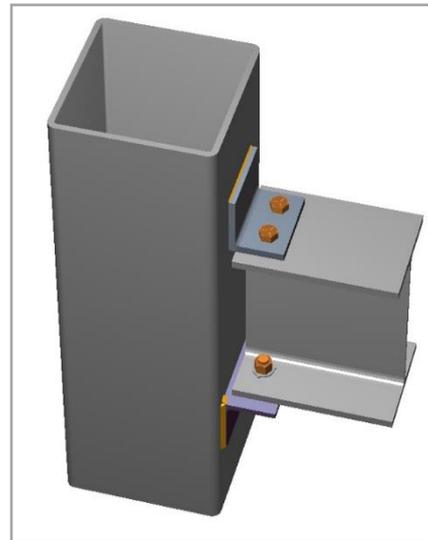
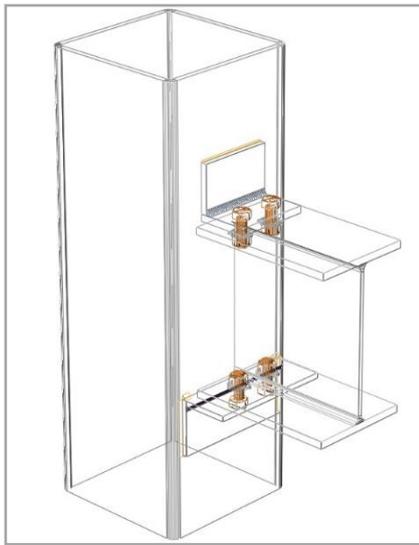
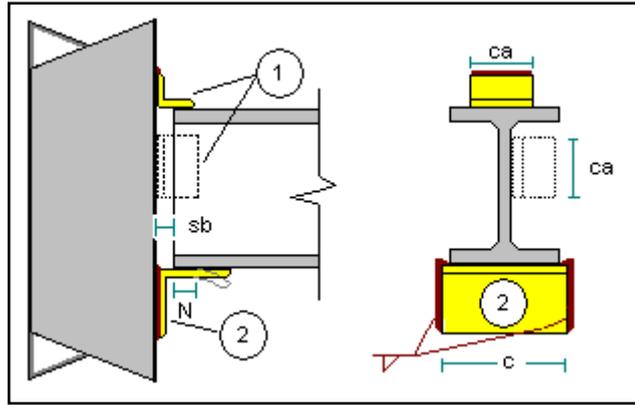
Connection ID : 15V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 12X40
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X1_2
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2

- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

Steel connections

Conexión Columna HSS12x12x1/2" – W12x40

Connection name : US_BCF_L 4x4x3/8x8

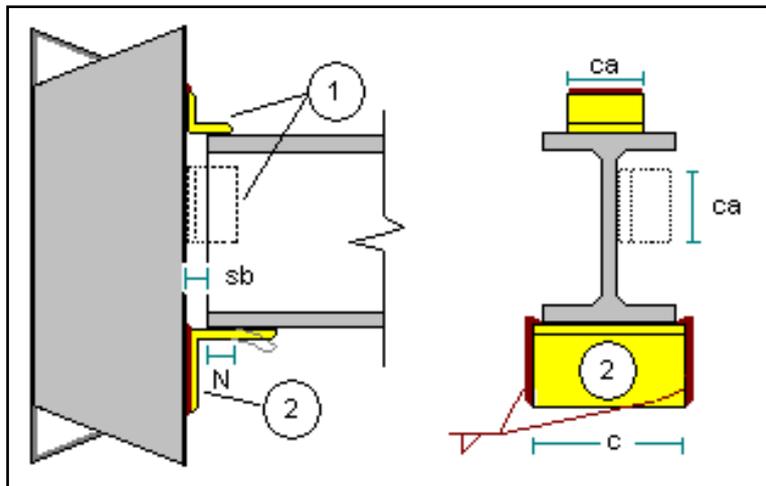
Connection ID : 16V

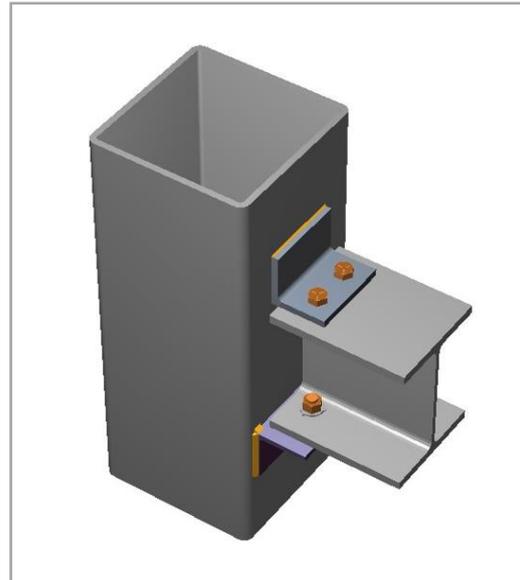
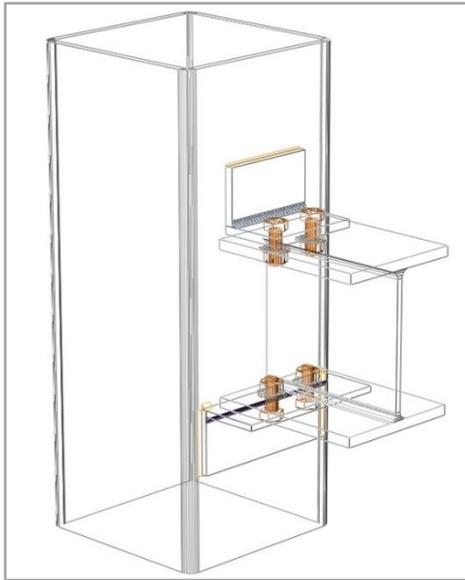
Family: Viga - Ala de columna (BCF)

Type: Unstiffened Seated

DATOS GENERALES

Conector





MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 10X45
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in

Columna

General

- Sección de soporte : HSS_SQR 12X12X1_2
- Material de soporte : A572 Gr50

ASIENTO NO RÍGIDO

Angular de asiento

General

- Sección angular de asiento : L 4X4X3_8
- Material de angular de asiento : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si
- c: Largo de angular de asiento : 10 in

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 3.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.81 in
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D2: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in) : 5

Angular superior

General

- Posición del angular superior: Arriba
- Sección angular superior : L 4X4X1_2
- Material angular superior : A36
- El lado corto del angular esta sobre la viga : Si

Lado de la viga

- Tipo de conexión : Empernada
- Pernos : 3/4" A325 N
- nr: Filas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 2
- g: Separación transversal entre pernos : 3 in
- Leh: Distancia longitudinal al borde: 1.5 in
- Lev: Distancia transversal al borde : 1.5 in

Lado del soporte

- Tipo de conexión : Soldada
- Soldadura a soporte : E70XX
- D1: Tamaño de soldadura a ala de columna (1/16 in) : 2

VERIFICACIÓN CORTE POR FLUENCIA				
Conexión		f Rn	Vu	f Rn>Vu
HSS16X16X1"	W12X53	101.25	19.13	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W12X53	89.1	19.51	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X54	89.1	19.04	CUMPLE
HSS16X16X1"	W12X40	81	15.9	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W12X40	81	17.8	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X40	81	15.9	CUMPLE
HSS16X16X1"	W10X45	81	15.27	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W10X45	81	15.9	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W10X45	81	15.27	CUMPLE

VERIFICACIÓN APLASTAMIENTO DEL ALMA				
Conexión		f Rn	Vu	f Rn>Vu
HSS16X16X1"	W12X53	63.06	19.13	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W12X53	63.06	19.51	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X54	63.06	19.04	CUMPLE
HSS16X16X1"	W12X40	46.17	15.9	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W12X40	46.17	17.8	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X40	46.17	15.9	CUMPLE
HSS16X16X1"	W10X45	67.21	15.27	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W10X45	67.21	15.9	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W10X45	67.21	15.27	CUMPLE

VERIFICACIÓN FLUENCIA LOCAL DEL ALMA				
Conexión		f Rn	Vu	f Rn>Vu
HSS16X16X1"	W12X53	71.24	19.13	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W12X53	71.2425	19.51	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X54	71.2425	19.04	CUMPLE
HSS16X16X1"	W12X40	52.6575	15.9	CUMPLE

HSS12X12X5/8	W12X40	52.6575	17.8	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W12X40	52.6575	15.9	CUMPLE
HSS16X16X1"	W10X45	67.21	15.27	CUMPLE
HSS12X12X5/8	W10X45	68.6	15.9	CUMPLE
HSS12X12X1/2	W10X45	68.6	15.27	CUMPLE

VERIFICACIÓN SOPORTE SOLDADURA

Conexión		Resistencia de la soldadura f Rn	Capacidad reducida de la soldadura en el soporte f Rn	Vu	f Rn > Vu	
HSS16X16X1"	W12X53	20.46 kips	20.46 kips	19.13	CUMPLE	___
HSS12X12X5/8	W12X53	20.81 kips	20.81 kips	19.51	CUMPLE	___
HSS12X12X1/2	W12X54	20.46 kips	20.46 kips	19.04	CUMPLE	___
HSS16X16X1"	W12X40	20.46 kips	20.46 kips	15.9	CUMPLE	___
HSS12X12X5/8	W12X40	20.46 kips	20.46 kips	17.8	CUMPLE	___
HSS12X12X1/2	W12X40	20.46 kips	20.46 kips	15.9	CUMPLE	___
HSS16X16X1"	W10X45	20.46 kips	20.46 kips	15.27	CUMPLE	___
HSS12X12X5/8	W10X45	20.46 kips	20.46 kips	15.9	CUMPLE	___
HSS12X12X1/2	W10X45	20.46 kips	20.46 kips	15.27	CUMPLE	___

Steel connections

Conexión Viga W12x53 – Vigueta W8x28

Connection name : SP_BG_1/4PL_2B3/4

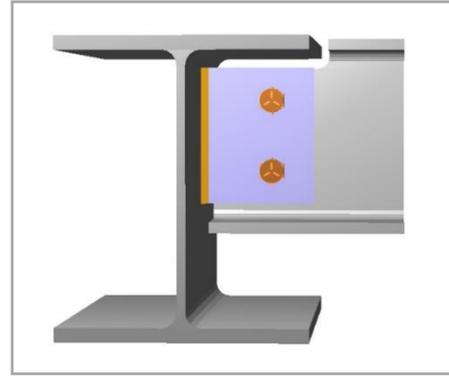
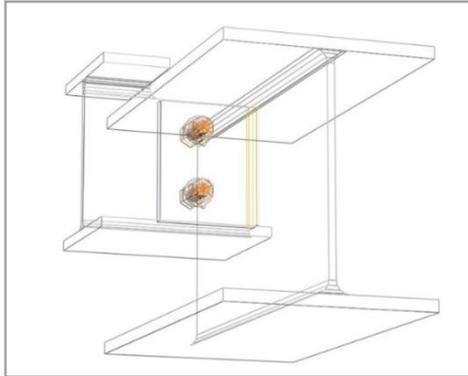
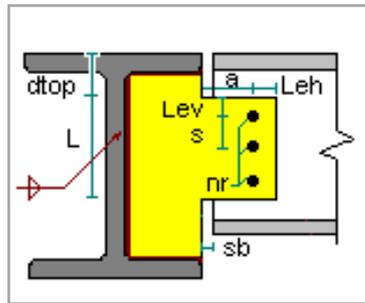
Connection ID : 17V

Family: Viga - Viga Maestra (BG)

Type: Single plate

DATOS GENERALES

Conector



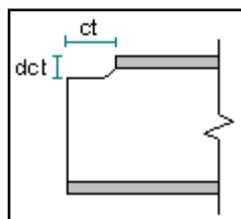
MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 8X28
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in
- Extremo de viga dentro de alas del soporte : Si
- Alineación de la viga respecto a la viga maestra : Superior
- Angulo de sesgo horizontal (°) : 0
- Angulo de inclinación vertical (°) : 0

Copado



- dct: Altura copado superior : 1.18 in

- ct: Largo copado superior : 4.92 in
- dcb: Altura copado inferior : 0 in
- cb: Largo copado inferior : 0 in

Viga maestra

General

- Sección viga maestra : W 12X53
- Material viga maestra : A572 Gr50

PLACA SIMPLE

Conector

- Sección : PL 1/2x4.77x5.76
- b: Ancho : 4.77 in
- L: Longitud : 5.76 in
- Tipo de placa : Extendida
- tp: Espesor de placa : 0.5 in
- Material : A572 Gr50
- Ubicación de la placa respecto a la viga : Centro
- Pernos : 5/8" A325 N
- nr: Filas de pernos : 2
- nc: Columnas de pernos : 1
- nc: Columnas de pernos : 1
- s: Separación longitudinal entre pernos : 3 in
- Lev: Distancia vertical al borde : 1.38 in
- Leh: Distancia horizontal al borde : 1.77 in
- a: Distancia entre soldadura y pernos : 3 in
- Tipo de hueco en la placa : Standard (STD)
- Tipo de hueco en viga : Standard (STD)
- Soldadura : E70XX
- D: Tamaño de soldadura (1/16 in) : 5
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AWS) (1/16 in) : 5
- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AWS) (1/16 in) : 5
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AISC) (1/16 in) : 5

- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AISC) (1/16 in) : 5

Steel connections

Conexión Viga W12x40 – Vigueta W8x28

Connection name : SP_BG_1/4PL_2B3/4

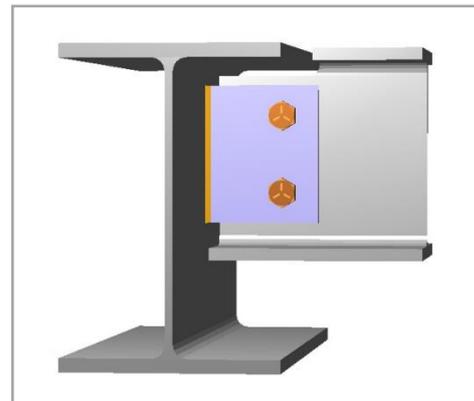
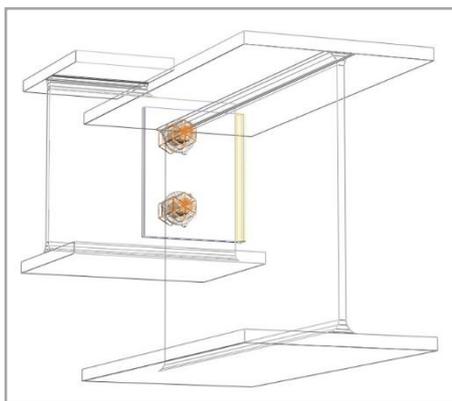
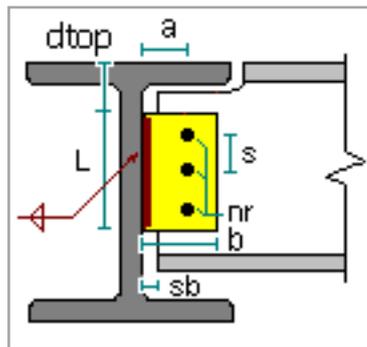
Connection ID : 18V

Family: Viga - Viga Maestra (BG)

Type: Single plate

DATOS GENERALES

Conector



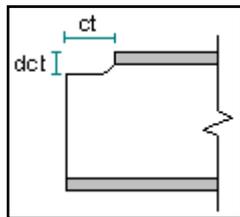
MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 8X28
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in
- Alineación de la viga respecto a la viga maestra : Superior
- Angulo de sesgo horizontal (°) : 0
- Angulo de inclinación vertical (°) : 0

Copado



- dct: Altura copado superior : 0.984 in
- ct: Largo copado superior : 3.94 in
- dcb: Altura copado inferior : 0 in
- cb: Largo copado inferior : 0 in

Viga maestra

General

- Sección viga maestra : W 12X40
- Material viga maestra : A572 Gr50

PLACA SIMPLE

Conector

- Sección : PL 1/4x4.38x5.36
- b: Ancho : 4.38 in
- L: Longitud : 5.36 in
- Tipo de placa : Estándar
- tp: Espesor de placa : 0.25 in
- Material : A572 Gr50
- Ubicación de la placa respecto a la viga : Centro

- Pernos : 5/8" A325 N
- nr: Filas de pernos : 2
- nc: Columnas de pernos : 1
- s: Separación longitudinal entre pernos : 3 in
- Lev: Distancia vertical al borde : 1.18 in
- Leh: Distancia horizontal al borde : 1.38 in
- a: Distancia entre soldadura y pernos : 3 in
- Tipo de hueco en la placa : Standard (STD)
- Tipo de hueco en viga : Standard (STD)
- Soldadura : E70XX
- D: Tamaño de soldadura (1/16 in) : 3
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AWS) (1/16 in) : 3
- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AWS) (1/16 in) : 3
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AISC) (1/16 in) : 3
- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AISC) (1/16 in) : 3

Steel connections

Conexión Viga W10x45 – Vigueta W8x28

Connection name : SP_BG_1/4PL_2B3/4

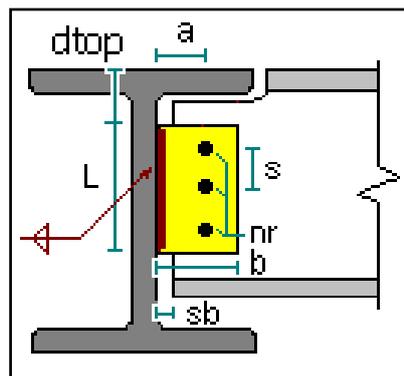
Connection ID : 19V

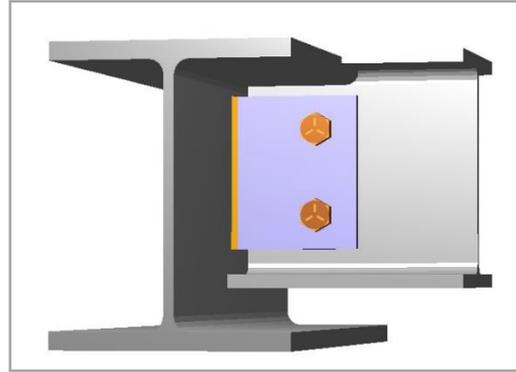
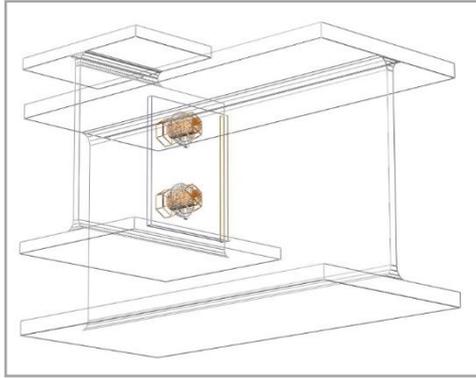
Family: Viga - Viga Maestra (BG)

Type: Single plate

DATOS GENERALES

Conector





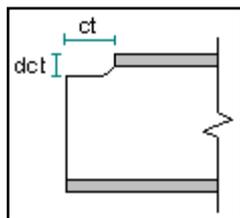
MIEMBROS

Viga

General

- Sección de viga : W 8X28
- Material de viga : A572 Gr50
- sb: Holgura de la viga : 0.5 in
- Alineación de la viga respecto a la viga maestra : Superior
- Angulo de sesgo horizontal (°) : 0
- Angulo de inclinación vertical (°) : 0

Copado



- dct: Altura copado superior : 0.984 in
- ct: Largo copado superior : 3.94 in
- dcb: Altura copado inferior : 0 in
- cb: Largo copado inferior : 0 in

Viga maestra

General

- Sección viga maestra : W 10X45

- Material viga maestra : A572 Gr50

PLACA SIMPLE

Conector

- Sección : PL 1/4x4.38x5.36
- b: Ancho : 4.38 in
- L: Longitud : 5.36 in
- Tipo de placa : Estándar
- tp: Espesor de placa : 0.25 in
- Material : A572 Gr50
- Ubicación de la placa respecto a la viga : Centro
- Pernos : 5/8" A325 N
- nr: Filas de pernos : 2
- nc: Columnas de pernos : 1
- s: Separación longitudinal entre pernos : 3 in
- Lev: Distancia vertical al borde : 1.18 in
- Leh: Distancia horizontal al borde : 1.38 in
- a: Distancia entre soldadura y pernos : 3 in
- Tipo de hueco en la placa : Standard (STD)
- Tipo de hueco en viga : Standard (STD)
- Soldadura : E70XX
- D: Tamaño de soldadura (1/16 in) : 3
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AWS) (1/16 in) : 3
- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AWS) (1/16 in) : 3
- Wo: Tamaño de soldadura ángulo obtuso (AISC) (1/16 in) : 3
- Wa: Tamaño de soldadura ángulo agudo (AISC) (1/16 in) : 3

Detalle de conexión	Vigas					
	Principal	Secundaria	Principal	Secundaria	Principal	Secundaria
	W12X53	W8X28	W12X40	W8X28	W10X45	W8X28
N pernos		2		2		2
Dp		5/8		5/8		5/8

Separación	55 mm	55 mm	55 mm
Leh	30 mm	35 mm	35 mm
Lev	30 mm	30 mm	30 mm
Despatin h	125 mm	100 mm	100 mm
Despatin v	25 mm	25 mm	25 mm

Análisis de viga despatinada

Fluencia por corte	f Rn	Vu	f Rn > Vu	Ruptura por cortante	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	269.3 KN	83.79 KN	CUMPLE	262.03 KN	83.79 KN
Conexión W12X40 - W8X28	269.3 KN	83.79 KN	CUMPLE	262.03 KN	83.79 KN
Conexión W10X45 - W8X38	269.3 KN	83.79 KN	CUMPLE	262.03 KN	83.79 KN

Análisis de viga despatinada

Fluencia por flexión	C	a	Mu	f Mn	f Mn > Mu
Conexión W12X53 - W8X28	125 mm	10 mm	11.31 KN-m	14.15 KN-m	CUMPLE
Conexión W12X40 - W8X28	100 mm	10 mm	6.84 KN-m	14.15 KN-m	CUMPLE
Conexión W10X45 - W8X38	100 mm	10 mm	6.84 KN-m	14.15 KN-m	CUMPLE

Análisis de viga despatinada

Conexión	Desgarramiento en bloque		Desgarramiento del perno			Desgarramiento del perno entre perforaciones			Aplastamiento			
	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	116.3 KN	41.9 KN	CUMPLE	62.1 KN	41.9 KN	CUMPLE	109.6 KN	41.9 KN	CUMPLE	101.9 KN	41.9 KN	CUMPLE

Conexión W12X40 - W8X28	128. 5	41. 9	CUM PLE	62. 1	41. 9	CUM PLE	109. 6	41. 9	CUM PLE	101. 9	41. 9	CUM PLE
	KN	KN		KN	KN		KN	KN		KN	KN	

Conexión W10X45 - W8X38	128. 5	41. 9	CUM PLE	62. 1	41. 9	CUM PLE	109. 6	41. 9	CUM PLE	101. 9	41. 9	CUM PLE
	KN	KN		KN	KN		KN	KN		KN	KN	

Análisis de platina

Conexión	Desgarramiento del perno			Desgarramiento del perno entre perforaciones			Aplastamiento		
	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	108.9 KN	41.9 KN	CUMPL E	192.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	178.8 KN	41.9 KN	CUMPL E
Conexión W12X40 - W8X28	108.9 KN	41.9 KN	CUMPL E	192.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	178.8 KN	41.9 KN	CUMPL E
Conexión W10X45 - W8X38	108.9 KN	41.9 KN	CUMPL E	192.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	178.8 KN	41.9 KN	CUMPL E

Análisis de platina

Conexión	Resistencia a cortante de un perno			Cortante excéntrica en los pernos			Fluencia por cortante en platina		
	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	55.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	176.2 KN	83.8 KN	CUM PLE	302.3 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W12X40 - W8X28	55.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	168.6 KN	83.8 KN	CUM PLE	302.3 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W10X45 - W8X38	55.2 KN	41.9 KN	CUM PLE	168.6 KN	83.8 KN	CUM PLE	302.3 KN	83.8 KN	CUM PLE

Análisis de platina

Conexión	Ruptura por cortante en platina			Desgarramiento en bloque			Fluencia por flexión		
	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu/ N	f Rn > Vu	f Rn	Vu	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	205.0 KN	83.8 KN	CUM PLE	147.7 KN	83.8 KN	CUM PLE	270.1 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W12X40 - W8X28	205.0 KN	83.8 KN	CUM PLE	169.1 KN	83.8 KN	CUM PLE	193.2 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W10X45 - W8X38	205.0 KN	83.8 KN	CUM PLE	169.1 KN	83.8 KN	CUM PLE	193.2 KN	83.8 KN	CUM PLE

Diseño de soldadura de unión de la platina a la viga

Conexión	Tipo de soldadura	Cortante excéntrica	Coeficiente C	Tamaño de soldadura	Coeficiente de electrodos	Longitud de soldadura	f Rn	Vu	f Rn > Vu
Conexión W12X53 - W8X28	E 70 XX	0.35	2.19	5	1	115 mm	137.5 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W12X40 - W8X28	E 70 XX	0.39	2.03	5	1	115 mm	127.5 KN	83.8 KN	CUM PLE
Conexión W10X45 - W8X38	E 70 XX	0.39	2.03	5	1	115 mm	127.5 KN	83.8 KN	CUM PLE

Steel connections

Placa Base para elemento columna 16x16x1”

Connection name : Fixed uniaxial minor axis BP

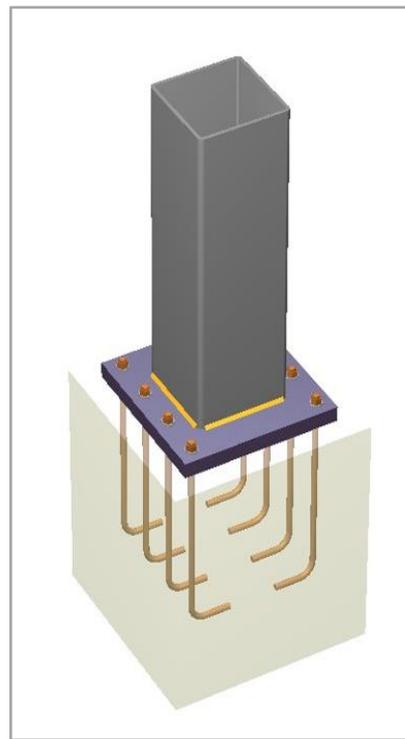
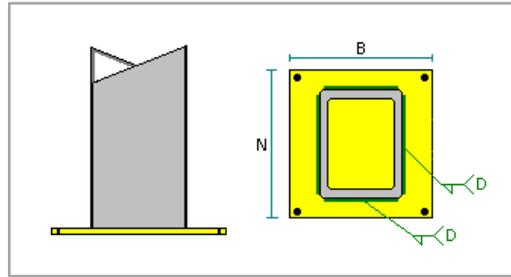
Connection ID : 20

Family: Columna - Base (CB)

Type: Base plate

DATOS GENERALES

Conector



MIEMBROS

Columna

- Tipo de columna : Miembro prismático
- Sección : HSS_SQR 16X16X5_8
- Material : A572 Gr50

CONECTOR

Placa base

- Tipo de conexión : No rigidizada
- Posición respecto al apoyo : Centro
- N: Dimensión longitudinal : 27.56 in

- B: Dimensión transversal : 27.56 in
- Espesor : 2.4 in
- Material : A572 Gr50
- Soldadura de la columna : E70XX
- D: Tamaño de soldadura a la columna (1/16 in) : 8
- Sobrescribir relación A2/A1 : Si
- Valor relación A2/A1 : 1
- Incluir llave de corte : No

Soporte

- Con pedestal : Si
- Dimensión longitudinal (del pedestal) : 35.43 in
- Dimensión transversal (del pedestal): 35.43 in
- Espesor : 37.4 in
- Material : C 7-40
- Incluir lechada : No

Ancla

- Posición de las anclas: Posición transversal
- Número de filas por lado : 1
- Número anclas por fila : 4
- Distancia longitudinal al borde de la placa : 2.5 in
- Distancia transversal al borde de la placa : 2.5 in
- Tipo de ancla : Gancho L
- Incluir tuerca de seguridad : No
- Ancla : 1"
- Profundidad efectiva de embebido : 27.56 in
- Longitud total : 31.28 in
- Material : F1554 Gr55
- Fy : 55 kip/in²
- Fu : 75 kip/in²
- Concreto agrietado : No
- Acero frágil : No
- Anclas soldadas a la placa : No

Refuerzo para ancla

- Tipo de refuerzo : Primaria
- Refuerzo para tensión: Si
- Tamaño de la barra a tensión : no. 14
- Grado de barra a tensión : 40 kip/in²
- Número de barras a tensión : 4
- Refuerzo para corte : Si
- Tamaño de la barra a corte : no. 14
- Grado de barra a corte : 40 kip/in²
- Número de barras de corte en dirección del eje mayor : 4
- Número de barras de corte en dirección del eje menor : 4

Steel connections

Placa Base para elemento columna 12x12x5/8"

Connection name : Fixed uniaxial minor axis BP

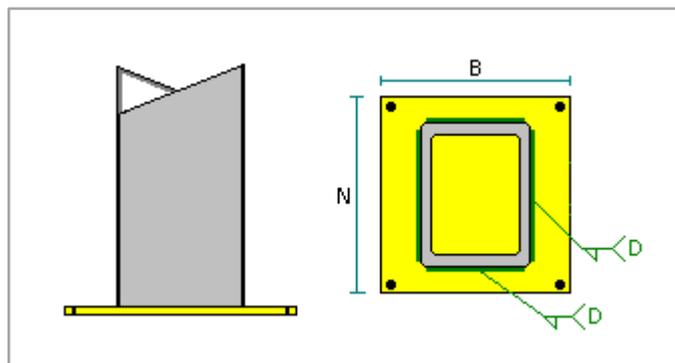
Connection ID : 21

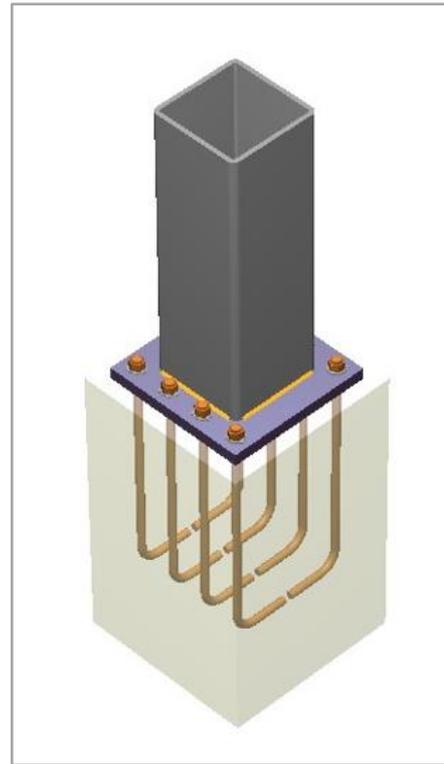
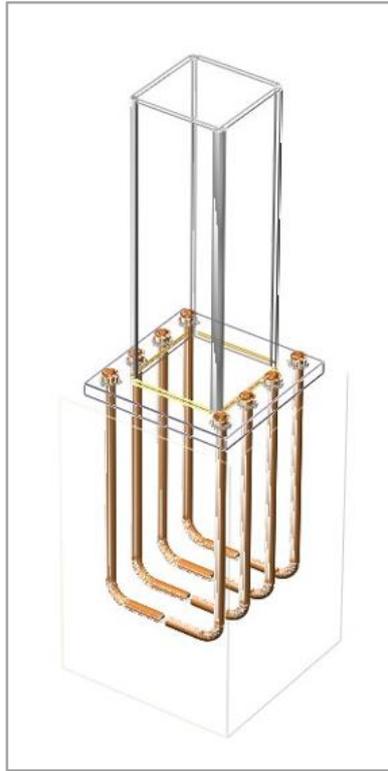
Family: Column - Base (CB)

Type: Base plate

DATOS GENERALES

Conector





MIEMBROS

Columna

- Tipo de columna : Miembro prismático
- Sección : HSS_SQR 12X12X5_8
- Material : A572 Gr50
- Excentricidad transversal : 0 in

CONECTOR

Placa base

- Tipo de conexión : No rigidizada
- Posición respecto al apoyo : Centro
- N: Dimensión longitudinal : 18.9 in
- B: Dimensión transversal : 18.9 in
- Espesor : 1.5 in
- Material : A572 Gr50
- Soldadura de la columna : E70XX
- D: Tamaño de soldadura a la columna (1/16 in) : 5
- Sobrescribir relación A2/A1 : No

- Incluir llave de corte : No

Soporte

- Con pedestal : Si
- Dimensión longitudinal (del pedestal) : 22.83 in
- Dimensión transversal (del pedestal): 22.83 in
- Espesor : 37.4 in
- Material : C 8-50
- Incluir lechada : No

Ancla

- Posición de las anclas: Posición transversal
- Número de filas por lado : 1
- Número anclas por fila : 4
- Distancia longitudinal al borde de la placa : 2 in
- Distancia transversal al borde de la placa : 2 in
- Tipo de ancla : Gancho L
- Incluir tuerca de seguridad : No
- Ancla : 1"
- Profundidad efectiva de embebido : 27.56 in
- Longitud total : 30.38 in
- Material : F1554 Gr55
- F_y : 55 kip/in²
- F_u : 75 kip/in²
- Concreto agrietado : No
- Acero frágil : No
- Anclas soldadas a la placa : No

Refuerzo para ancla

- Tipo de refuerzo : Primaria
- Refuerzo para tensión: Si
- Tamaño de la barra a tensión : no. 14
- Grado de barra a tensión : 40 kip/in²
- Número de barras a tensión : 4
- Refuerzo para corte : Si

- Tamaño de la barra a corte : no. 14
- Grado de barra a corte : 40 kip/in²
- Número de barras de corte en dirección del eje mayor : 4
- Número de barras de corte en dirección del eje menor : 4

Apéndice C

Análisis de precios unitarios del edificio de hormigón armado.

m ³ Columna cuadrada H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado			Costo	Costo
Unidad	Descripción	Cantidad	unitario	parcial
Materiales				
Ud	Separador homologado de plástico, para armaduras de columnas de varios diámetros.	12.000	0.10	1.20
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	231.440	2.10	486.02
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.840	1.77	1.49
m ²	Panel metálico diseñado para su manipulación con grúa, para encofrado de columnas de hormigón armado de sección rectangular o cuadrada, de hasta 3 m de altura, incluso accesorios de montaje.	0.080	108.36	8.67
Ud	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0.037	22.67	0.84
Ud	Berenjeno de PVC, de varias dimensiones y 2500 mm de longitud.	2.500	0.65	1.63
l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua, para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0.150	2.13	0.32
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	1.050	147.00	154.35
Subtotales materiales:				654.52
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.158	198.19	31.31
Subtotal equipo y maquinaria:				31.31
Mano de obra				
h	Encofrador.	1.795	4.10	7.36
h	Ayudante encofrador.	2.051	4.05	8.31
h	Ferrero.	0.965	4.10	3.96
h	Ayudante ferrero.	1.072	4.05	4.34
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.112	4.55	0.51
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.447	4.10	1.83
Subtotal mano de obra:				26.31
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	712.14	35.61
Costos directos (1+2+3+4):				747.75

m ³ Viga de hormigón armado. 40x60cm H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado			unitario	parcial
Materiales				
m ²	Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor, reforzado con varillas y perfiles.	0.192	53.58	10.29
m ²	Estructura soporte para encofrado recuperable, compuesta de: sopandas metálicas y accesorios de montaje.	0.032	120.13	3.84
Ud	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0.111	22.67	2.52
m ³	Madera de pino.	0.013	418.69	5.44
kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	0.167	10.30	1.72
l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua, para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0.125	2.13	0.27

Ud	Separador homologado para vigas.	4.000	0.10	0.40
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.650	1.77	2.92
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	122.640	2.10	257.54
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	1.050	148.96	156.41
Subtotales materiales:				441.35
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.147	198.19	29.13
Subtotal equipo y maquinaria:				29.13
Mano de obra				
h	Encofrador.	2.327	4.10	9.54
h	Ayudante encofrador.	2.327	4.05	9.42
h	Fierrero.	1.609	4.10	6.60
h	Ayudante fierrero.	1.743	4.05	7.06
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.095	4.55	0.43
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.374	4.10	1.53
Subtotal mano de obra:				34.58
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	505.06	25.25
Costos directos (1+2+3+4):				530.31

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo Parcial
m³ Viga de hormigón armado.35x55 H.A f'c=240 kg/cm2 incluye encofrado				
Materiales				
m ²	Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor, reforzado con varillas y perfiles.	0.203	53.58	10.88
m ²	Estructura soporte para encofrado recuperable, compuesta de: sopandas metálicas y accesorios de montaje.	0.034	120.13	4.08
Ud	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0.118	22.67	2.68
m ³	Madera de pino.	0.013	418.69	5.44
kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	0.177	10.30	1.82
l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua, para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0.132	2.13	0.28
Ud	Separador homologado para vigas.	4.000	0.10	0.40
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	186.202	2.10	391.02
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.650	1.77	2.92
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	1.050	148.96	156.41
Subtotales materiales:				575.93
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.147	198.19	29.13
Subtotal equipo y maquinaria:				29.13
Mano de obra				
h	Encofrador.	2.466	4.10	10.11
h	Ayudante encofrador.	2.466	4.05	9.99
h	Fierrero.	1.609	4.10	6.60
h	Ayudante fierrero.	1.743	4.05	7.06

h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.095	4.55	0.43
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.374	4.10	1.53
Subtotal mano de obra:				35.72
%	Herramienta menor Herramienta menor	5.000	640.78	32.04
Costos directos (1+2+3+4):				672.82

m² Mampostería de bloque liviano.

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
Ud	Bloque hueco, color gris, 40x20x12 cm, resistencia normalizada R10 (10 N/mm ²), densidad 1200 kg/m ³ ; con el precio incrementado el 20% en concepto de piezas especiales: vigas de borde y medios.	13.000	0.94	12.22
m ³	Agua.	0.004	1.77	0.01
t	Arena de cantera, para mortero preparado en obra.	0.016	26.75	0.43
kg	Cemento gris en sacos.	2.424	0.17	0.41
Subtotales materiales:				13.07
Equipo y maquinaria				
h	Concreteira eléctrica con una capacidad de amasado de 160 l.	0.006	5.00	0.03
Subtotal equipo y maquinaria:				0.03
Mano de obra				
h	Albañil especializado en trabajos de mampostería.	0.600	4.10	2.46
h	Peón de albañil especializado en trabajos de mampostería.	0.400	4.05	1.62
Subtotal mano de obra:				4.08
%	Herramienta menor Herramienta menor	5.000	17.18	0.86
Costos directos (1+2+3+4):				18.04

m² Enlucido mortero de cemento sobre paramento exterior.

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
m ³	Agua.	0.005	1.77	0.01
kg	Mortero de cemento, resistencia a compresión de 3 a 7,5 N/mm ² , absorción de agua por capilaridad menor de 0,2 kg/m ² min ^{1/2} , para uso en exteriores, color gris, compuesto por cemento de alta resistencia, agregados seleccionados y otros aditivos, suministrado en sacos.	16.000	0.17	2.72
m ²	Malla de fibra de vidrio, antiálcalis, de 10x10 mm de luz de malla, de 750 a 900 micras de espesor y de 200 a 250 g/m ² de masa superficial, con 25 kp/cm ² de resistencia a tracción, para armar morteros.	0.210	3.18	0.67
m	Junquillo de PVC.	0.750	0.46	0.35
Subtotales materiales:				3.75
Mano de obra				
h	Revocador.	0.492	4.10	2.02
h	Peón revocador.	0.299	4.05	1.21
Subtotal mano de obra:				3.23
%	Herramienta menor Herramienta menor	5.000	6.98	0.35

			7.33	
			Costos directos (1+2+3):	
m²	Losa nervada con casetón perdido.		unitario	parcial
Materiales				
m ²	Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor, reforzado con varillas y perfiles.	0.044	53.58	2.36
m ²	Estructura soporte para encofrado recuperable, compuesta de: sopandas metálicas y accesorios de montaje.	0.007	120.13	0.84
Ud	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	0.027	22.67	0.61
m ³	Madera de pino.	0.003	418.69	1.26
kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	0.040	10.30	0.41
l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua, para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0.030	2.13	0.06
Ud	Bloque de hormigón, 60x20x20 cm, para losa nervada. Incluso piezas especiales.	8.600	0.75	6.45
Ud	Separador homologado para losas nervadas.	1.200	0.07	0.08
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	3.971	2.10	8.34
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.190	1.77	0.34
m ²	Malla electrosoldada con alambres longitudinales y transversales de 4,5 mm de diámetro espaciados 15x15 cm, según NTE-INEN-2209 y ASTM A 497.	1.100	2.27	2.50
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	0.159	148.96	23.68
l	Agente filmógeno, para el curado de hormigones y morteros.	0.150	1.84	0.28
Subtotales materiales:				47.21
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.014	198.19	2.77
Subtotal equipo y maquinaria:				2.77
Mano de obra				
h	Encofrador.	0.626	4.10	2.57
h	Ayudante encofrador.	0.614	4.05	2.49
h	Fierrero.	0.255	4.10	1.05
h	Ayudante fierrero.	0.276	4.05	1.12
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.009	4.55	0.04
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.036	4.10	0.15
Subtotal mano de obra:				7.42
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	57.40	2.87
			Costos directos (1+2+3+4):	
			60.27	

m³		Zapata corrida de cimentación de hormigón armado.			
Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial	
Materiales					
Ud	Separador homologado para cimentaciones.	7.000	0.17	1.19	
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	54.340	2.10	114.11	
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.400	1.77	0.71	
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	1.100	148.96	163.86	

				279.87
Subtotales materiales:				
	Mano de obra			
h	Fierrero.	0.357	4.10	1.46
h	Ayudante fierrero.	0.357	4.05	1.45
h	Peón de albañil.	1.173	4.10	4.81
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.056	4.55	0.25
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.279	4.10	1.14
Subtotal mano de obra:				9.11
	Herramienta menor			
%	Herramienta menor	5.000	288.98	14.45
Costos directos (1+2+3):				303.43

Análisis de precios unitarios del edificio de Acero Estructural con DryWall y muros de placa de acero.

Ud	Placa de anclaje de acero, con pernos atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.			
				unitario
				parcial
	Materiales			
kg	Pletina de acero laminado A 572 Grado 50, según ASTM A 572, para aplicaciones estructurales. Trabajada y montada en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	115.395	5.36	618.52
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	21.568	1.40	30.20
Ud	Juego de arandelas, tuerca y contratuerca, para perno de anclaje de 25 mm de diámetro.	8.000	2.96	23.68
kg	Mortero autonivelante expansivo, de dos componentes, a base de cemento mejorado con resinas sintéticas.	29.400	1.09	32.05
l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	5.770	6.69	38.60
Subtotales materiales:				743.05
	Mano de obra			
h	Montador de estructura metálica.	2.505	4.10	10.27
h	Ayudante montador de estructura metálica.	2.505	4.05	10.15
Subtotal mano de obra:				20.42
	Herramienta menor			
%	Herramienta menor	5.000	763.47	38.17
Costos directos (1+2+3):				801.64

Ud	Placa de anclaje de acero, con pernos atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.			
				Costo
				Costo
Unidad	Descripción	Cantidad	unitario	parcial
	Materiales			
kg	Pletina de acero laminado A 572 Grado 50, según ASTM A 572, para aplicaciones estructurales. Trabajada y montada en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	50.868	2.68	136.33
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	21.568	1.40	30.20

Ud	Juego de arandelas, tuerca y contratuerca, para perno de anclaje de 25 mm de diámetro.	8.000	2.96	23.68
kg	Mortero autonivelante expansivo, de dos componentes, a base de cemento mejorado con resinas sintéticas.	12.960	1.09	14.13
l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	2.543	6.69	17.01
Subtotales materiales:				221.35
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	1.316	4.10	5.40
h	Ayudante montador de estructura metálica.	1.316	4.05	5.33
Subtotal mano de obra:				10.73
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	232.08	11.60
Costos directos (1+2+3):				243.68

kg Acero en vigas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
kg	Acero laminado A 572 Grado 50, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 572, piezas simples, para aplicaciones estructurales, acabado con imprimación antioxidante. Trabajado y montado en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	1.000	5.50	5.50
Subtotales materiales:				5.50
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.016	4.10	0.07
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.009	4.05	0.04
Subtotal mano de obra:				0.11
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	5.61	0.28
Costos directos (1+2+3):				5.89

kg Acero en viguetas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
kg	Acero laminado A 572 Grado 50, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 572, piezas simples, para aplicaciones estructurales, acabado con imprimación antioxidante. Trabajado y montado en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	1.000	2.50	2.50
Subtotales materiales:				2.50
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.022	4.10	0.09
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.011	4.05	0.04
Subtotal mano de obra:				0.13
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	2.63	0.13

			Costos directos (1+2+3):	2.76
--	--	--	---------------------------------	------

kg Acero en placa metálica para muros de corte

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
kg	Plancha laminada en caliente ASTM 570 Grado A36 espesor 4mm	1.000	1.64	1.64
				Subtotales materiales: 1.64
Equipo y maquinaria				
h	Equipo de oxicorte, con acetileno como combustible y oxígeno como comburente.	0.035	8.59	0.30
				Subtotal equipo y maquinaria: 0.30
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.039	4.10	0.16
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.022	4.05	0.09
				Subtotal mano de obra: 0.25
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	2.19	0.11
			Costos directos (1+2+3+4):	2.30

kg **Acero en columnas.**

			unitario	parcial
Materiales				
kg	Acero laminado A 572 Grado 50, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 572, piezas compuestas, para aplicaciones estructurales, acabado con imprimación antioxidante. Trabajado y montado en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	1.000	2.50	2.50
				Subtotales materiales: 2.50
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.013	4.10	0.05
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.013	4.05	0.05
				Subtotal mano de obra: 0.10
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	2.60	0.13
			Costos directos (1+2+3):	2.73

m² Tabique de placas de yeso laminado DryWall.

			unitario	parcial
Materiales				
m	Banda acústica de dilatación, autoadhesiva, de espuma de poliuretano de celdas cerradas, de 3,2 mm de espesor y 50 mm de anchura, resistencia térmica 0,10 m ² K/W, conductividad térmica 0,032 W/(mK).	1.200	0.40	0.48
m	Canal 48/30 de acero galvanizado.	0.700	2.20	1.54
m	Montante 48/35 de acero galvanizado.	1.910	2.66	5.08

m ²	Placa de yeso laminado A / - 1200 / longitud / 12,5 / con los bordes longitudinales afinados, Standard; Euroclase A2-s1, d0 de reacción al fuego.	1.050	12.50	13.13
Ud	Tornillo autoperforante TN 3,5x25.	14.000	0.02	0.28
Ud	Fijación compuesta por taco y tornillo 5x27.	1.600	0.09	0.14
kg	Pasta de juntas Uniflott GLS, de fraguado normal (45 minutos), rango de temperatura de trabajo de 10 a 30°C, para aplicación manual sin cinta de juntas.	0.300	0.45	0.14
kg	Pasta de juntas Uniflott Impregnado, de fraguado normal (45 minutos), con aditivo hidrófugo, rango de temperatura de trabajo de 10 a 30°C, para aplicación manual sin cinta de juntas.	0.306	2.56	0.78
m	Cinta de papel con refuerzo metálico de 52 mm de anchura.	0.300	0.67	0.20
Subtotales materiales:				21.77
Mano de obra				
h	Montador de mamparas y sistemas de placas.	0.296	4.10	1.21
h	Ayudante montador de mamparas y sistemas de placas.	0.296	4.05	1.20
Subtotal mano de obra:				2.41
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	24.18	1.21
Costos directos (1+2+3):				25.39

2 **Losa H.A f'c =240 kg/cm2 incluye malla electrosoldada y lamina Deck**

			unitario	parcial
Materiales				
m	Perfil de lámina de acero galvanizado con forma acanalada, de 0,65 mm de espesor, 50 mm de altura de perfil y 329 mm de intereje, 7 a 8 kg/m ² y un momento de inercia de 20 a 30 cm ⁴	1.000	32.15	32.15
m	Pieza angular de lámina de acero galvanizado, para remates perimetrales y de voladizos.	0.040	32.46	1.30
U	Tornillo autotaladrante rosca-metal, para fijación de láminas.	6.000	0.41	2.46
U	Separador homologado para losas.	3.000	0.10	0.30
k	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	1.050	1.40	1.47
k	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.029	1.77	0.05
m	Malla electrosoldada con alambres longitudinales y transversales de 3,5 mm de diámetro espaciados 15x15 cm, según NTE-INEN-2209 y ASTM A 497.	1.150	1.38	1.59
m	Hormigón f'c=210 kg/cm ² (21 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	0.086	14.89	1.28
U	Conector de acero galvanizado con cabeza de disco, de 19 mm de diámetro y 81 mm de altura, para fijar a estructura de acero mediante soldadura a la placa colaborante.	10.000	1.82	8.20
l	Agente filmógeno, para el curado de hormigones y morteros.	0.150	1.84	0.28
Subtotales materiales:				70.61
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.008	19.59	0.159
h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura de conectores.	0.500	20.49	1.025
Subtotal equipo y maquinaria:				11.84
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.693	4.10	2.84
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.268	5.05	1.35

h	Fierrero.	0.	4.	0
		038	10	.16
h	Ayudante fierrero.	0.	4.	0
		037	05	.15
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.	4.	0
		005	10	.02
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.	4.	0
		019	10	.08
		Subtotal mano de obra:		4.60
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	87.05	4.35
				Costos directos (1+2+3+4):
				91.40

kg Acero en correas metálicas para mampostería estructural.

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
kg	Acero laminado A 36, para correa formada por pieza simple, de perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, acabado con imprimación antioxidante, trabajado en taller, para colocar en obra mediante soldadura.	1.000	1.76	1.76
				Subtotales materiales: 1.76
Equipo y maquinaria				
h	Equipo de oxicorte, con acetileno como combustible y oxígeno como comburente.	0.035	8.59	0.30
				Subtotal equipo y maquinaria: 0.30
Mano de obra				
h	Montador de estructura metálica.	0.039	4.10	0.16
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.022	4.05	0.09
				Subtotal mano de obra: 0.25
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	2.31	0.12
				Costos directos (1+2+3+4): 2.43

m³ Zapata aislada de cimentación de hormigón armado f'c=240 kg/cm2

Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
Materiales				
Ud	Separador homologado para cimentaciones.	8.000	0.17	1.36
kg	Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTE-INEN-2167 y ASTM A 706.	24.674	2.10	51.82
kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0.200	1.77	0.35
m ³	Hormigón f'c=240 kg/cm ² (24 MPa), clase de exposición F0 S0 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según NEC-11 y ACI 318.	1.100	148.96	163.86
				Subtotales materiales: 217.39
Equipo y maquinaria				
h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de hormigón.	0.055	198.19	10.90
				Subtotal equipo y maquinaria: 10.90
Mano de obra				
h	Fierrero.	0.179	4.10	0.73

h	Ayudante fierro.	0.268	4.05	1.09
h	Maestro de estructura mayor, en el proceso de hormigonado.	0.056	4.55	0.25
h	Ayudante estructurista, en el proceso de hormigonado.	0.335	4.10	1.37
		Subtotal mano de obra:		3.44
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	5.000	231.73	11.59
		Costos directos (1+2+3+4):		243.32