

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

TESIS

Análisis y Diseño estructural de un centro comercial en base a
pórticos arriostrados de acero en la ciudad de Juliaca

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Heber Ivan Machaca Quispe

Asesor:

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Juliaca, marzo de 2018

Área Temática: Ingeniería de la Construcción

Línea de Investigación – UPeU: Ingeniería Estructural

Ficha bibliográfica elaborada por el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI) de la UPeU

Machaca Quispe, Heber Ivan

Análisis y Diseño estructural de un centro comercial en base a pórticos arriostrados de acero en la ciudad de Juliaca

244 páginas: Anexos, figuras, tablas.

Tesis (Licenciatura) - Universidad Peruana Unión. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. EP. de Ingeniería Civil, 2018.

Incluye referencias y resumen.

Campo del conocimiento: Negocios y Management.

1. Centro comercial
2. Acero estructural
3. Análisis
4. Diseño elementos estructurales.

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

Yo Mg. Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO EN LA CIUDAD DE JULIACA" constituye la memoria que presenta el Bachiller Heber Ivan Machaca Quispe para aspirar al título de profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en la ciudad de Juliaca, a los veinte y tres días del mes de Marzo del año dos mil dieciocho.

Mg. Leonel Chahuares Paucar



Análisis y diseño estructural de un centro comercial en base a pórticos
arriostrados de acero en la ciudad de Juliaca

TESIS

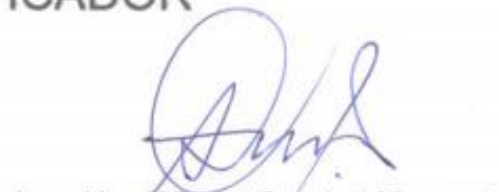
Presentado para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR



Ing. Ecler Mamani Chambi

Presidente



Ing. Alex Wilbert Condori Mamani

Secretario



Ing. Jose Pacori Pacori

Vocal



Ing. Jorge Llanos Ticona

Vocal



Ing. Juana Beatriz Aquisé pari

Vocal



Mg. Leonel Chahuares Paucar

Asesor

Juliaca, 23 de marzo del 2018

DEDICATORIA

Dedico esta Tesis a Dios quien inspiro mi espíritu para la realización de este estudio, por darme salud y bendición para alcanzar mis metas. A mi madre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional. A mi padre, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ti como lo es para mí. A mi hija, Celeste. Por quien cada día tiene sentido. Es sin duda mi referencia para el presente y para el futuro.

AGRADECIMIENTO

A mi asesor Mg. Leonel Chahuares Paucar y a mi docente Mg. Herson Pari Cusi, por sus apoyos incondicionales y aliento durante el desarrollo de la presente Tesis. Sus conocimientos, orientación y paciencia han sido fundamentales para realización de la presente Tesis.

A mi Universidad la cual llevo en el corazón siempre, la cual me dio todo y me abrió las puertas del conocimiento

ÍNDICE GENERAL

CAPITULO 1.	PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	18
1.1.	Descripción de la realidad problemática.	18
1.2.	Problema de Investigación	19
1.3.	Justificación de la Investigación.....	19
1.4.	Objetivos.....	19
1.4.1.	Objetivo General.....	19
1.4.2.	Objetivos Específicos	19
CAPITULO 2.	MARCO TEÓRICO	20
2.1.	Antecedentes.....	20
2.2.	Acero Estructural.	22
2.3.	El Acero como Material Estructural.	6
2.3.1.	Ventajas del Acero como Material Estructural.....	6
2.3.2.	Desventajas del Acero como Material Estructural	8
2.4.	Propiedades Estructurales del Acero.	9
2.4.1.	Resistencia del Acero	9
2.4.2.	Módulo de Elasticidad (E)	10
2.4.3.	Coeficiente de Poisson (ν).....	10
2.4.4.	Módulo de Elasticidad al esfuerzo cortante (G).....	10
2.5.	Propiedades Mecánicas del Acero.....	11
2.5.1.	Alta resistencia	11
2.5.2.	Ductilidad.....	11
2.5.3.	Elasticidad	11
2.5.4.	Tenacidad.....	11
2.6.	Materiales y su Normativa.	12
2.6.1.	Acero Estructural	12
2.6.2.	Acero no Identificado	14
2.6.3.	Perfiles Pesados.....	14
2.6.4.	Fundiciones y Piezas Forjadas de Acero	15
2.6.5.	Pernos, Arandelas y Tuercas.....	15
2.6.6.	Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas.....	16
2.6.7.	Metal de Aporte para el Proceso de Soldadura.....	17
2.7.	Sistemas Estructurales para Edificaciones de Acero.....	17
2.7.1.	Clasificación de sistemas estructurales	17
2.8.	Componentes de Edificios de Acero formados por Pórticos Arriostrados	23

2.8.1.	Miembros Estructurales	23
2.8.2.	Conexiones de Pórticos Estructurales	24
2.8.3.	Tipos de arriostres en edificios de acero.....	28
2.9.	Cargas y combinaciones de carga.....	29
2.9.1.	Cargas específicas	30
2.9.2.	Combinaciones de cargas	35
2.10.	Métodos de diseño (ASD y LRFD).....	36
2.10.1.	Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD)	37
2.11.	Normas y códigos de diseño estructural.....	40
2.11.1.	Especificaciones estándar	41
2.11.2.	Referencia a códigos y normas.....	41
CAPITULO 3.	MATERIALES Y MÉTODOS	43
3.1.	Metodología	43
3.1.1.	Tipo o niveles de investigación	43
3.1.2.	Método y diseño de la investigación	43
3.1.3.	Población y muestra de la investigación	44
3.1.4.	Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.....	44
3.2.	Formulación de la Hipótesis de la Investigación	45
3.2.1.	Hipótesis General	45
3.2.2.	Hipótesis Específicas.....	45
3.3.	Variables de la Investigación.....	45
3.3.1.	Variable Independiente	45
3.3.2.	Variable Dependiente	45
3.3.3.	Operacionalización de las Variables	45
CAPITULO 4.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	46
4.1.	Descripción del proyecto.....	46
4.1.1.	Ubicación del proyecto.....	46
4.1.2.	Configuración estructural de la edificación.....	47
4.1.3.	Geometría general de la estructura	48
4.2.	Estructuración	51
4.2.1.	Losas.....	51
4.2.2.	Vigas	51
4.2.3.	Columnas	52
4.2.4.	Placas.....	52
4.2.5.	Arriostres	52
4.2.6.	Enlace ó Link	52

4.2.7.	Escalera	53
4.3.	Predimensionamiento	53
4.3.1.	Losa colaborante	53
4.3.2.	Viguetas de soporte	56
4.3.3.	Vigas	57
4.3.4.	Columnas	61
4.3.5.	Placas	63
4.3.6.	Escalera	67
4.3.7.	Zapatas	67
4.4.	Metrado de Cargas	69
4.5.	Análisis Sísmico	71
4.5.1.	Elaboración del Modelo Matemático	71
	Cortante Basal del edificio	74
4.5.2.	Análisis Estático	74
4.5.3.	Análisis Dinámico	77
	Análisis Dinámico Modal Espectral	78
	Periodos y frecuencias	78
	Análisis Espectral	80
	Combinaciones de carga	81
4.5.4.	Desplazamientos laterales	82
4.5.5.	Distribución de la Fuerza Cortante	84
4.5.6.	Junta de separación sísmica	86
4.6.	Diseño de Elementos	87
4.6.1.	Diseño de losa con placa colaborante	87
4.6.2.	Diseño de viga principal	100
4.6.3.	Diseño de vigas de soporte	108
4.6.4.	Diseño de pórtico especial excéntricamente arriostrado	117
4.6.5.	Diseño de pórtico parcialmente arriostrado	144
4.7.	Diseño de Conexiones	164
4.8.	Diseño de Placa base y pedestal	182
4.9.	Diseño de cimentación	194
4.9.1.	Diseño manual	195
4.9.2.	Diseño con software ETABS & SAFE	197
CAPITULO 5.	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	203
5.1.	Estudio de mecánica de suelos	203
5.2.	Resultados del Análisis	204

5.2.1.	Periodos y frecuencias.....	204
5.2.2.	Comportamiento de la estructura.....	205
5.2.3.	Cortante basal	205
5.2.4.	Distribución de la Fuerza Cortante.....	206
5.3.	Diseño de elementos.....	207
5.3.1.	Placa colaborante	207
5.3.2.	Viga principal	208
5.3.3.	Viga de soporte	209
5.3.4.	Pórtico especial arriostrado excéntricamente.....	209
5.3.5.	Arriostres	210
5.3.6.	Enlace ó “link”	211
5.3.7.	Placa base.....	213
5.3.8.	Cimentaciones.....	215
5.4.	Viabilidad del Proyecto de Investigación	218
5.4.1.	Viabilidad técnica.....	218
5.4.2.	Viabilidad Social	218
5.4.3.	Viabilidad Económica	218
CAPITULO 6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	219
6.1.	CONCLUSIONES	219
6.2.	RECOMENDACIONES	221
ANEXOS		227

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Diagrama esfuerzo – deformación del acero.....	9
<i>Figura 2:</i> Edificio de acero con (OMF).	18
<i>Figura 3:</i> Pórtico con fallas en las zonas de panel.	19
<i>Figura 4:</i> Pórtico con fallas en las zonas de vigas.....	19
<i>Figura 5:</i> OCBF tipo V-invertida y tipo K.	20
<i>Figura 6:</i> SCBF arriostre en X.....	21
<i>Figura 7:</i> Pórtico con arriostre excéntrico.....	22
<i>Figura 8 :</i> Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados.	23
<i>Figura 9 :</i> Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF).	24
<i>Figura 10:</i> Elementos de una conexión.....	25
<i>Figura 11 :</i> Tipos de Conexiones Típicos.	25
<i>Figura 12 :</i> Conexiones Simples.	26
<i>Figura 13 :</i> Conexión Semirrígida.....	27
<i>Figura 14 :</i> Conexiones resistentes a momentos.	27
<i>Figura 15 :</i> John Hancock Center (New York)	28
<i>Figura 16 :</i> Pórtico con Arriostres Excéntricos.....	29
<i>Figura 17 :</i> Mapa de zonas sísmicas del Perú	34
<i>Figura 18 :</i> Ubicacion del Proyecto	46
<i>Figura 19:</i> Sistema constructivo con placa colaborante.	54
<i>Figura 20 :</i> Ancho cooperante.	56
<i>Figura 21 :</i> Viga principal crítica.	58
<i>Figura 22:</i> Transferencia de cargas hacia la cimentación.	71
<i>Figura 23 :</i> Modelo estructural en planta.....	73
<i>Figura 24 :</i> Modelo estructural tridimensional.....	73
<i>Figura 25 :</i> Parámetros para diseño estático.....	75
<i>Figura 26:</i> Cortantes por piso (ETABS).....	77
<i>Figura 27 :</i> Espectro de aceleraciones.	80
<i>Figura 28:</i> Elementos Estructurales que intervienen en X-X, Y-Y.....	85
<i>Figura 29:</i> Valores de disipación de la fuerza cortante dinámica.....	86
<i>Figura 30 :</i> Ubicación de placa colaborante para diseño.	87
<i>Figura 31 :</i> Condiciones de apoyo.....	90
<i>Figura 32 :</i> Momentos de placa colaborante para dos tramos.....	93
<i>Figura 33 :</i> Sección transformada fisurada.....	95
<i>Figura 34 :</i> Dimensiones de placa colaborante AD600.....	96
<i>Figura 37:</i> Sección compuesta.....	108
<i>Figura 38:</i> Sección compuesta para vigas de soporte.....	109
<i>Figura 40:</i> Pórtico arriostrado excéntricamente.....	128
<i>Figura 41:</i> Falla de enlace intermedio (flexión y corte).....	137
<i>Figura 42:</i> Angulo de rotación del enlace.....	139
<i>Figura 43:</i> Atiesadores intermedios.....	140
<i>Figura 45:</i> Angulo de rotación del enlace.	164
<i>Figura 46:</i> Tornillos de alta resistencia.....	166
<i>Figura 47:</i> Soldadura de filete.	170
<i>Figura 48:</i> Tipos de fallas locales en columna.....	171
<i>Figura 49:</i> Fuerza horizontal resultante por el momento actuante.....	172
<i>Figura 50:</i> Revisiones de fluencia en el alma.	174
<i>Figura 51:</i> Conexión viga - muros de concreto.....	175
<i>Figura 52:</i> Fuerzas actuantes en una conexión a corte.....	176
<i>Figura 53:</i> Geometría típica de una placa base.....	182
<i>Figura 54:</i> Caso de diseño de placa base para columna de acero.	183
<i>Figura 55:</i> Momento sin elevación.	185

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Designación de Normas para Productos de Acero (NTP).</i>	<i>12</i>
<i>Tabla 2 : Designación de Normas para Productos de Acero (ASTM).</i>	<i>13</i>
<i>Tabla 3 : Designación de normas para Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas.</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 4 : Designación de normas para Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas.</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 5 : Requisitos para Pórticos Arriostrados</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 6 : Cargas mínimas repartidas</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 7 : Cargas de diseño</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 8 : Combinaciones de cargas LRFD.</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 9 : Características de métodos de diseño</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 10 : Combinaciones de cargas LRFD.</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 11 : Placa Colaborante AD -600.</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 12 : Cargas para vigas de Soporte.</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 13 : Cargas para vigas principales exteriores.</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 14 : Cargas para vigas principales interiores.</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 15 : Cargas muertas de diseño.</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 16 : Parámetros de Fuerza cortante de la base.</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 17 : Periodos y frecuencias.</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 18: Periodos y factores de participación modal.</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 19 : Combinaciones de cargas.</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 20: Compacidad de perfiles RNE E-090.</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 21: Estados límites para elementos en compresión.</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 22: Estados límites para elementos en compresión.</i>	<i>131</i>
<i>Tabla 23: Distancia mínima al borde, para tornillos.</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 24: Tamaño mínimo de soldadura de filete.</i>	<i>170</i>

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 : PLANOS

Anexo 2 : DOCUMENTOS (TERRENO)

Anexo 3 : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Anexo 4 : CATALOGO PERFILES DE ACERO

Anexo 5 : CUADRO MODULO DE BALASTO

Anexo 6 : FACTORES DE CARGA PARA MIEMBROS A COMPRESION

Anexo 7 : FICHA TECNICA ACERO DECK

Anexo 9 : FICHA TECNICA ACERO PERNOS Y TORNILLOS

Anexo 9 : RESULTADOS DE DISEÑO DE CONEXIONES ETABS

Anexo 10: RENDERS 3D DEL PROYECTO CON REVIT

SIMBOLOS USADOS

A_{wei}	Área efectiva de la garganta de la soldadura, mm ² .
A_1	Área cargada de concreto, mm ² .
A_s	Área de acero, cm ² , mm ² .
C_b	Factor de modificación del pandeo lateral torsional.
C_p	Coeficiente de flexibilidad para un miembro primario.
C_r	Coeficiente para pandeo lateral del alma.
C_s	Coeficiente de flexibilidad para un miembro secundario.
C_v	Coeficiente de corte del alma.
C_w	Constante de deformación, mm ⁶ .
D	Carga sísmica.
E_s	Módulo de elasticidad del acero = 200000 Mpa (29000 ksi).
E_c	Módulo de elasticidad del concreto = $15100 \sqrt{f'_c}$.
E_x, E_y	Excentricidad accidental, mm, cm, m.
D	Carga muerta nominal.
F_c	Tensión disponible, Mpa.
F_{cr}	Tensión crítica, Mpa.
F_e	Tensión elástico por pandeo, Mpa.
F_n	Resistencia nominal, MPa.
F_{nv}	Tensión de corte nominal, Mpa.
F_{EXX}	Resistencia de clasificación del material de aporte, Mpa.
F_u	Resistencia a tracción mínima especificada, Mpa.
F_y	Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado, Mpa.
F_{yf}	Tensión mínima de fluencia especificado en el ala, Mpa.
F_{yp}	Tensión mínima de fluencia especificado en plancha, Mpa.
F_{yst}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material del atiesador, Mpa.
G	Módulo de corte de elasticidad del acero = 77000 Mpa.
I	Momento de inercia en el plano de flexión, mm ⁴ .
I_c	Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, mm ⁴ .
I_p	Momento de inercia de miembros primarios, mm ⁴ .
I_s	Momento de inercia de miembros secundarios, mm ⁴ .
I_y	Momento de inercia fuera del plano, mm ⁴ .
I_z	Momento de inercia del menor eje principal, mm ⁴ .
J	Constante torsional, mm ⁴ .
K	Factor de longitud efectiva.
L	Altura de entrepiso, mm.
L	Longitud del elemento, mm.
L	Carga viga nominal.
L_b	Mayor distancia no arriostrada lateralmente, mm. L_m Longitud límite no arriostrada lateralmente.
L_p	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia, mm.
L_r	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico, mm.

<i>Lr</i>	<i>Carga viva de azotea.</i>
<i>MA</i>	<i>Valor del momento ubicado a $\frac{1}{4}$ del segmento no arriostrado, kN-m.</i>
<i>Ma</i>	<i>Resistencia a flexión requerida, usando combinaciones de carga, mm.</i>
<i>MB</i>	<i>Valor absoluto del momento ubicado al centro del segmento no arriostrado. kN-m.</i>
<i>MC</i>	<i>Momento absoluto ubicado a los tres cuartos de la longitud del segmento no arriostrado, kN-m.</i>
<i>Me</i>	<i>Momento elástico por pandeo flexo-torsional, kN-m.</i>
<i>Mmax</i>	<i>Valor absoluto máximo del momento en el segmento no arriostrado, kN-mm.</i>
<i>Mmid</i>	<i>Momento a la mitad de la longitud de arriostramiento .3</i>
<i>Mn</i>	<i>Resistencia nominal a flexión, N – mm.</i>
<i>Mp</i>	<i>Momento de flexión plástico, N – mm.1</i>
<i>Mr</i>	<i>Resistencia a flexión requerida según combinaciones de carga, N – mm.</i>
<i>Mrx, Mry</i>	<i>Resistencia a flexión requerida, N – mm.</i>
<i>Mu</i>	<i>Resistencia a flexión requerida según combinaciones de carga LRFD, N – mm.</i>
<i>My</i>	<i>Momento de fluencia sobre el eje de flexión, N – mm.</i>
<i>Ov</i>	<i>Coeficiente de traslape en conexiones.</i>
<i>Pn</i>	<i>Resistencia axial nominal, N.</i>
<i>P</i>	<i>Peso del edificio, ton.</i>
<i>Pr</i>	<i>Fuerza requerida externa aplicada al miembro compuesto, kN.</i>
<i>Prb</i>	<i>Resistencia requerida de arriostrado según combinaciones de carga LRFD, N.</i>
<i>Pu</i>	<i>Resistencia axial requerida, N.</i>
<i>Py</i>	<i>Resistencia de un elemento en fluencia, N.</i>
<i>Ro</i>	<i>Coeficiente básico de reducción.</i>
<i>R</i>	<i>Coeficiente sísmico de modificación de respuesta.</i>
<i>Sa</i>	<i>Aceleración espectral.</i>
<i>S</i>	<i>Factor de suelo.</i>
<i>S</i>	<i>Módulo de sección elástico, mm³.</i>
<i>S</i>	<i>Espaciamiento de miembros secundarios, m.</i>
<i>S</i>	<i>Carga Nominal por Nieve.</i>
<i>T</i>	<i>Periodo fundamental de vibración.</i>
<i>Tp</i>	<i>Periodo del suelo.</i>
<i>Sx</i>	<i>Módulo elástico de la sección tomado en torno al eje x, mm³.</i>
<i>Sy</i>	<i>Módulo elástico de sección tomado en torno al eje y.</i>
<i>Tn</i>	<i>Resistencia torsional Nominal, N-mm.</i>
<i>U</i>	<i>Factor de uso.</i>
<i>Vc</i>	<i>Resistencia de corte disponible, N.</i>
<i>Vn</i>	<i>Resistencia Nominal de corte, N.</i>
<i>Vr</i>	<i>La mayor de las resistencia requerida de corte en la ubicación del atiesador usando las</i>
<i>Z</i>	<i>factor d zona.</i>
<i>Zx</i>	<i>Módulo plástico de la Sección en torno al eje x, mm³.</i>
<i>Zy</i>	<i>Módulo plástico de la Sección en torno al eje y, mm³.</i>

RESUMEN

La presente tesis realiza el análisis y diseño estructural de un centro comercial, utilizando en su estructura elementos de acero, mediante la aplicación de modelos matemáticos y programas computacionales como ETABS y SAFE. Así mismo describe la elección del sistema estructural adecuado, hace énfasis en la necesidad de contar con un sistema estructural con pórticos arriostrados excéntricamente para alcanzar los objetivos y tener un adecuado diseño.

En el primer capítulo se describe el entorno de las edificaciones de comercio en la ciudad de Juliaca, haciendo énfasis en la necesidad de contar con edificaciones de gran magnitud como la de un centro comercial, con una estructura moderna y el uso del acero estructural como material primordial. Se plantea la situación problemática, se presentan el objetivo general y los objetivos específicos de la presente tesis, así como la justificación, hipótesis y variables de la misma. El segundo capítulo muestra el marco teórico y la importancia que tiene el estudio del análisis y diseño estructural de edificaciones de acero, la elección de un sistema estructural para que una edificación logre un nivel aceptable de confianza. Se enuncia los métodos de diseño, normativas actualizadas para evaluar el buen comportamiento estructural de la edificación. En el tercer capítulo se expone la metodología de investigación. En el cuarto capítulo se exponen los datos del proyecto. Se realiza la estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis sísmico y el diseño de elementos. En el quinto capítulo se exponen la interpretación de resultados. En el sexto y último capítulo se presentan las conclusiones a las que se llegaron con el estudio. Se responde el objetivo general y objetivos específicos de la tesis; y se enuncian las recomendaciones.

Las normativas utilizadas para la realización de esta tesis, fueron principalmente el Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones americanas Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC).

Palabras clave: Centro comercial, Acero estructural, Análisis y diseño elementos estructurales.

ABSTRACT

The present test performs the analysis and structural design of a shopping center, using its structure of steel elements, through the application of mathematical models and computer programs such as ETABS and SAFE. Also, describe the choice of the appropriate structural system, emphasize the need to have a structural system with frames eccentrically braced to achieve the objectives and have an appropriate design.

The first chapter describes the surroundings of the commercial buildings in the city of Juliaca, the emphasis on the need to have large-scale buildings such as a shopping mall, with a modern structure and the use of structural material as a material primordial. The problematic situation is presented, the general objective and the specific objectives of the present test are presented, as well as the justification, hypothesis and variables of the same. The second chapter shows the theoretical framework and the importance of the study and structural design of steel buildings, the choice of a structural system for a building to achieve an acceptable level of confidence. The design methods are listed, updated regulations to evaluate the good structural behavior of the building. In the third chapter the research methodology is exposed. In the fourth chapter the project data is exposed. Structuring, pre-dimensioning, load metering, seismic analysis and element design are performed. In the fifth chapter the interpretation of results is exposed. In the sex and the last chapter, the conclusions reached with the study are presented. The general objective and the specific objectives of the thesis are answered; and the recommendations are enunciated.

The regulations used to carry out this thesis were mainly the National Building Regulations and the Specifications of the Americas of the American Steel Construction Institute (AISC).

Keywords: Shopping center, Structural steel, Structural analysis and design

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. Descripción de la realidad problemática.

En la actualidad, la ciudad de Juliaca viene teniendo un desarrollo ampliamente considerable en sus actividades principalmente comerciales, ya que esta ciudad es un eje netamente comercial, por lo tanto se incrementa la necesidad de construir y/o diseñar edificaciones como la de centros comerciales de varios niveles los cuales aprovechan al máximo el área de terreno logrando así crear mayores espacios para la actividad del comercio. Esto según la Síntesis de Actividad Económica elaborada por el BCRP (2016), nos muestra que la actividad de Comercio es la principal actividad económica de la región. Sin embargo en la actualidad se tiene una escasa experiencia en el uso del acero estructural como material de construcción en la Región de Puno, pese a que el uso del mismo se ha convertido en los últimos años en uno de los materiales más utilizados para la construcción de edificaciones en Países desarrollados.

El Perú presenta en su gran mayoría edificaciones de concreto armado, debido a su buen comportamiento y desempeño estructural se ha posicionado este material en la industria de construcción, pero debemos ser prestos a los cambios en la construcción con uso de nuevos materiales como es el acero estructural y aplicar las bondades estructurales, arquitectónicas que nos proporciona este material. Esto se ve reflejado en el alza de importaciones de acero para la construcción procedentes de China y Turquía que nos menciona la Cámara Peruana de Construcción en el 2016.

Por los argumentos expuestos anteriormente en el presente trabajo de tesis se procede en el análisis y diseño estructural de un centro comercial en estructuras metálicas con pórticos arriostrados excéntricamente para la ciudad de Juliaca, donde se indica el

análisis de la estructura en un software de cálculo y el diseño se realiza empleando las normativas específicas para estas estructuras.

1.2. Problema de Investigación

¿Cuál será el comportamiento estructural de una edificación de acero en la ciudad de Juliaca?

1.3. Justificación de la Investigación

Para el desarrollo económico de nuestra región es necesario dotar de infraestructura para actividades de comercio, como es la de un centro comercial el cual involucra ambientes amplios con luces grandes, idóneos, versátiles, que generen condiciones agradables para las actividades de comercio que permitan una convivencia social.

El crecimiento de las actividades de comercio en la ciudad de Juliaca se ha ido acrecentando enormemente en los últimos años, sobretudo en el campo de ventas por departamento; es por eso que se ha visto la necesidad de la construcción de grandes edificaciones para el desarrollo de todas sus actividades tanto en el almacenamiento, recreación y ventas. Para el diseño de este tipo de estructuras, la aplicación del Reglamento Nacional de Edificaciones es muy limitada, por lo que se ve la necesidad de utilizar normas y estándares americanas donde muestran una amplia variedad de alternativas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Realizar el análisis y diseño estructural de un Centro Comercial con pórticos arriostrados de tres niveles de estructura metálica, para comercio.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a. Generar un modelo matemático adecuado para el análisis y diseño de un centro comercial en base a pórticos arriostrados en acero.
- b. Estimar el comportamiento estructural de centro comercial en base a pórticos arriostrados en acero con normativa vigente.
- c. Realizar el diseño de los elementos estructurales del proyecto de un centro comercial los cuales satisfacen requerimientos funcionales y de seguridad.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

En el contexto internacional, existen estudios realizados sobre el diseño de elementos de acero en edificaciones con sistemas estructurales de pórticos arriostrados excéntricamente, los cuales se basan en su diseño en su mayoría a la norma Americana ANSI/AISC (341-10, 360-10), como también la intervención de las normas FEMA(Agencia Federal para la Gestión de Emergencias), existen diferentes estudios realizados en distintas partes del mundo sobre diseño de elementos de acero en edificaciones con sistemas estructurales de pórticos arriostrados excéntricamente, que adoptan las normas Americanas en su normativa local. En el Perú existe una propuesta de norma E-090, la cual ha sido adoptada de la norma Americana ANSI/AISC 360-10, con la cual se podrá realizar los diseños con una normativa local actualizada.

Tasaico, L. (2002) en su investigación sobre “Análisis y diseño de un edificio alto de acero”, Contiene 3 partes básicas y que lo trabaja a manera de pirámide, esto porque toma una secuencia tal que un capítulo es el refuerzo o base del siguiente. De esta forma explica su línea metódica y sistemática. En el capítulo I aborda el marco teórico de las estructuras en acero, se da un alcance global de la evolución del acero, como material estructural, su influencia en el desarrollo de la humanidad, el aletargamiento de su uso en determinadas épocas, su empleo, en la actualidad, en países de gran desarrollo tecnológico como los Estados Unidos y el Japón. Se abordan también, las características de comportamiento frente al terremoto de Northridge y se da una descripción de las filosofías de diseño que imperan en los nuevos códigos de diseño contra cargas laterales. El capítulo II enfatiza en los puntos básicos de diseño, las especificaciones generales y las provisiones especiales para el diseño sísmico. El capítulo III aborda el análisis y diseño de la estructura de acero.

Trata tópicos de análisis estructural y los límites especificados para el sistema global. Se enfoca el diseño sobre elementos particulares del modelo empleado. Se presentan, también, algunos alcances metodológicos de la protección del acero estructural, todo esto bajo la metodología del LRFD.

Granados, S. (2013) en su investigación titulada “Análisis y diseño estructural de un edificio de estructura metálica, construido en la ciudad de México”, describe y concluye en el contenido de sus capítulos los procedimientos que utilizó, en el capítulo I presenta la descripción del proyecto y sus características del edificio, terminando con el análisis sísmico de acuerdo al reglamento vigente de DF México. En el capítulo II aborda la modelación del edificio empleando el software ETABS. Para el capítulo III muestra los resultados del análisis para proseguir con el diseño respectivo. Por último el capítulo IV aborda las conclusiones y recomendaciones.

Cook, J. (2005) en su investigación sobre “Opciones estructurales de estructura de acero para edificios de media y alta elevación”, realizó estudios para varios sistemas estructurales, opciones de estructuras de acero disponibles para los diseñadores. En sus conclusiones muestra cuadros que describen las ventajas y desventajas de sistema estructural estudiado. Describe las herramientas de diseño estructural disponibles para la evaluación inicial del sistema estructural. Explica la demanda de las estructuras por la economía, más eficientes. Presenta recomendaciones para las eficientes soluciones estructurales en edificios propuestos.

Un antecedente local en el Perú fue el realizado por Diplomado Especializado en diseño estructural (2011) sobre “Diseño de un edificio comercial con estructura de acero considerando un espectro de diseño que incluye el sismo de pisco 2007”, el cual comprende el diseño estructural en acero de un edificio comercial de 6 niveles, destinando los 3 primeros niveles a uso de tienda por departamentos y los 3 niveles últimos a uso de estacionamiento. El sistema resistente de dicha estructura está conformado por una combinación de pórticos arriostrados en todo el perímetro de la estructura y pórticos a momento con conexión simple. Este edificio está ubicado en la ciudad de Lima, cuyo suelo local es un suelo intermedio entre suelo rígido y suelo flexible.

2.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.2.1. Acero Estructural.

Desde los principios de la construcción de edificaciones con considerable altura alrededor del mundo, el acero se ha posicionado como material fundamental que poco a poco ha ido desplazando al concreto armado. Es importante señalar que en la mayoría de edificios altos construidos en todo el mundo se utiliza acero como material principal y hormigón como material secundario ya que mientras el acero ofrece grandes ventajas de resistencia, ductilidad y capacidad de absorción de energía, el concreto puede proporcionar rigidez y amortiguamiento.

Según la revista Arquitectura en acero (2015) nos menciona que actualmente el acero ha mejorado su calidad y resistencia por lo cual se puede dar diferentes formas de acuerdo a la necesidad debido a la gran flexibilidad que posee, haciéndolo compatible con los diseños de la arquitectura moderna. El acero es el producto de la combinación de hierro y carbono en su mayor proporción y de otros elementos como silicio, fósforo, azufre y oxígeno en menor escala; de acuerdo al porcentaje de carbono contenido en el acero, serán sus características del mismo, así entonces mientras menor sea su porcentaje de carbono en el acero, mayor será su ductilidad y soldabilidad.

El acero que se utiliza en las construcciones de edificaciones y obras civiles es el acero laminado, el cual es fundido a altas temperaturas que permiten una facilidad para moldearlo. Se caracteriza por su gran rigidez, ductilidad y resistencia mecánica que le permite soportar diferentes tipos de esfuerzos al mismo tiempo; es decir, que se comporta de manera similar bajo esfuerzos de tensión que bajo esfuerzos de compresión en relación a su deformación.

“Por lo tanto el acero es muy recomendable para estructuras sismo resistentes ya que durante un evento sísmico se producen fuerzas de tensión y compresión alternadamente que pueden ser controladas por las propiedades que presenta el acero.” AISC 360 (2010)

2.2.2. El Acero como Material Estructural.

El acero es uno de los materiales estructurales más importantes, según McCormac (2013) nos muestra sus ventajas y desventajas entre las cuales tendremos los siguientes:

Ventajas del Acero como Material Estructural

Según la clasificación de McCormac (2013) nos muestra las siguientes:

Alta Resistencia.

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación. (McCormac 2013, p.1)

Uniformidad.

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado. (McCormac, 2013 p.1)

Elasticidad.

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos. (McCormac, 2013 p.1)

Ductilidad.

La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. (McCormac, 2013 p.2)

Durabilidad.

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura. (McCormac, 2013 p.2)

Ampliaciones de estructuras existentes

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adicciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse. (McCormac, 2013 p.3)

Tenacidad.

El acero estructural es capaz de resistir grandes fuerzas a pesar de encontrarse ya deformado, lo cual es muy importante debido a que permite su manipulación en el momento de montaje y elaboración, un material tenaz se define como el que tiene la capacidad de absorber energía en grandes cantidades.

Rapidez de montaje.

En obras metálicas, el tiempo de construcción se ve disminuido gracias a que este es de fácil y rápida colocación.

Conexiones.

Para la unión de los miembros de acero, existen una gama de conexiones, atornilladas, soldadas, remachadas, etc. las cuales además son de rápida realización.

Fabricación.

Posee una facilidad de laminarse para poder conseguir una variedad de tamaños y formas.

Reciclable.

El acero es reutilizable en algunos casos, e incluso tiene la posibilidad de venderlo como chatarra.

Desventajas del Acero como Material Estructural

Según la clasificación de McCormac (2013) nos muestra las siguientes:

Costo de mantenimiento.

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al intemperismo, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros anticorrosivos para ciertas aplicaciones, tienden a eliminar este costo. (McCormac, 2013 p.5)

Costo de la protección contra el fuego.

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o comportamiento 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 con materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para evitar la propagación del calor. (McCormac, 2013 p.5)

Susceptibilidad al pandeo.

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo. (McCormac, 2013 p.6)

Fatiga.

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo. O bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones). En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidas a un número mayor de ciclos de esfuerzo variables que cierto número límite. (McCormac, 2013 p.6)

2.2.3. Propiedades Estructurales del Acero.

Resistencia del Acero

La propiedad con mayor importancia a tenerse en cuenta, en el diseño de elementos estructurales de acero, es la resistencia a la fluencia.

La resistencia a la fluencia, es el valor mínimo garantizado que da el fabricante de acero, que se basa en un promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. (Inga & Pesantez, 2010)

Entonces para el acero que se va a utilizar en la presente tesis es ASTM-A36, el cual tiene un valor garantizado por el fabricante de: $F_y = 36 \text{ Ksi}$ o 250 MPa .

El diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural (ver Figura 1), se caracteriza por la presencia inicialmente de la zona elástica, en la que esfuerzos y deformaciones están relacionados entre sí linealmente, hasta llegar al punto de fluencia del acero, para pasar a la región plástica, donde el acero comienza a fluir y presenta considerables deformaciones sin un incremento considerable de esfuerzos, y finalmente la región de endurecimiento por deformación, en la cual se presenta un incremento en la deformación requiere un incremento de esfuerzo para llegar al punto de fractura. (Inga & Pesantez, 2010)

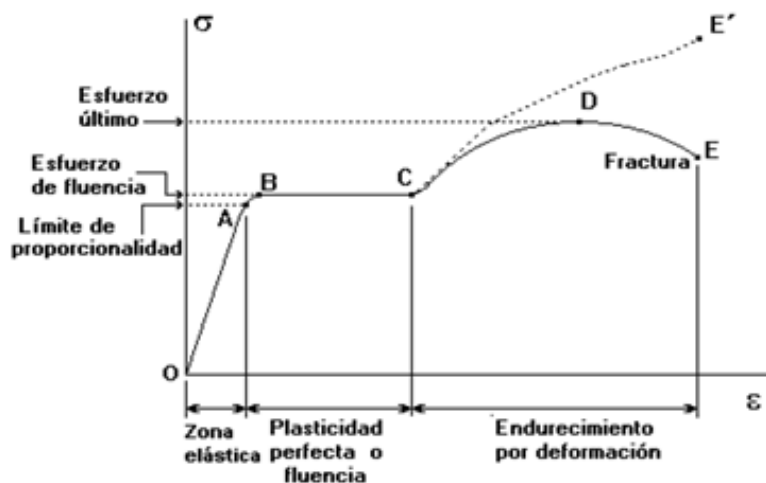


Figura 1: Diagrama esfuerzo – deformación del acero.

Fuente: Alejandro Pino, M. (2017). *Diagrama esfuerzo-deformación*.

Módulo de Elasticidad (E)

También llamado módulo de Young, se refiere a la pendiente que nos brinda el diagrama esfuerzo – deformación correspondiente a la zona elástica (ver ecuación 2.1).

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}} \quad \text{Ecu (2.1)}$$

Donde el esfuerzo (σ) en Mpa, la deformación unitaria (ϵ) en mm/mm (pulg/pulg) y el módulo de elasticidad (E) en Mpa. Los valores promedios para los aceros van desde 193000 a 207000 MPa (28000 a 30000 ksi). El valor a utilizar para el diseño, generalmente es de 200000 MPa (29000 ksi).

Coeficiente de Poisson (ν)

Es la relación entre la deformación transversal y la deformación longitudinal, bajo una carga axial, correspondiente a la razón entre la elongación longitudinal y a la deformación transversal en el ensayo de tracción. Alternativamente el coeficiente de Poisson puede calcularse a partir de los módulos de elasticidad longitudinal y transversal, según (Ver ecuación 2.2). (Inga & Pesantez, 2010)

$$\nu = \frac{E}{2 * G} - 1 \quad \text{Ecu (2.2)}$$

Los valores para el análisis del concreto armado y acero estructural son diferentes, según el laboratorio de la Universidad de Chile nos menciona que generalmente para concreto el valor del coeficiente de Poisson oscila entre $\nu = 0.1-0.15$, y para el acero oscila entre $\nu = 0.25-0.30$. Como valor máximo se tiene ν es 0.5 debido a que no hay cambio de volumen con este valor. Como en el caso anterior, las expresiones anteriormente indicadas del coeficiente de Poisson ν son valores dentro del rango de comportamiento elástico.

Módulo de Elasticidad al esfuerzo cortante (G)

Se utiliza como modulo cortante en el diseño, su valor promedio es de 77000 MPa (11000 ksi) para los aceros estructurales. Se puede calcular con la siguiente ecuación 3.3:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecu (3.3)}$$

2.2.4. Propiedades Mecánicas del Acero

Las propiedades del acero dependen del proceso de laminado y al tratamiento térmico al cual sea sometido, las más importantes son las siguientes: alta resistencia, ductilidad, elasticidad, uniformidad y tenacidad.

Alta resistencia

Debido a la alta resistencia que presenta el acero estructural se pueden diseñar secciones más esbeltas y debido al poco peso que tienen en comparación al concreto se puede reducir el peso propio de la estructura, esto proporciona una gran ventaja al construir edificaciones de gran altura.

Ductilidad

Esta propiedad permite que el material tenga la facilidad de soportar grandes deformaciones plásticas antes de llegar a la falla bajo la acción de una fuerza y sin disminuir su resistencia. Por lo tanto es posible detectar cuando una estructura está a punto de fallar, cuando la deformación que presente sea excesiva.

Elasticidad

Es la capacidad que tiene el acero para recuperar su estado inicial al término de una fuerza actuante. El límite de elasticidad de un material es el máximo esfuerzo hasta el cual un material tiene un comportamiento elástico, entonces es el mayor esfuerzo que soporta sin causar deformación permanente. Su valor se aproxima al valor de fluencia del material.

Tenacidad

Se define como la propiedad del acero que hace que el material absorba gran cantidad de energía para que se presente la falla por ruptura. Para una ruptura frágil se requiere menor cantidad de energía y para una ruptura dúctil se requiere mayor cantidad de energía.

2.2.5. Materiales y su Normativa.

El fabricante de la estructura es responsable de contar con resultados de inspección y ensayos, de materiales o productos, realizados en el Perú, antes de su utilización. Si al usar una norma técnica peruana hubiese un aspecto no contemplado, se podrán utilizar las normas ASTM, AWS, ANSI aplicables. (RNE Propuesta E-090, 2016)

De no existir organismos de evaluación de la conformidad acreditados en el Perú para un ensayo específico, se aceptarán los reportes emitidos por laboratorios acreditados en otros países que tengan un acuerdo multilateral con el INACAL (Instituto Nacional de la Calidad), adjuntando un documento emitido por el INACAL indicando que tales organismos de evaluación de la conformidad no existen en el Perú. (RNE Propuesta E-090, 2016)

Acero Estructural

Bajo la propuesta de Norma RNE E-090, que tiene como base principal la norma americana ANSI/AISC, y para materiales a las normas ASTM, se aprobará el uso del material que cumpla con: Ver Tablas 1, 2,3 y 4.

Normas Técnicas Peruanas (NTP).

Tabla 1.

Designación de Normas para Productos de Acero (NTP).

CODIGO	TITULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 Grado 36).
NTP 350.404	PRODUCTOS DE ACERO. Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electro soldados y sin costura, de forma circular y no circular. Especificaciones.	ASTM A500.
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 Grado 50).
NTP 350.408	PRODUCTOS DE ACERO. Acero estructural para puentes. Especificaciones.	ASTM A709 Grado 36, 50, 50W, 70W, 100 y 100W

NTP 350.414	PRODUCTOS DE ACERO. Perfiles de acero estructural. Especificaciones.	ASTM A992/A992M
NTP 350.416	PRODUCTOS DE ACERO. Requisitos generales de productos de acero estructural laminado en caliente.	ASTM A6, ASTM A568
NTP 350.405	PRODUCTOS DE ACERO. Métodos de ensayos normalizados y definiciones para ensayos mecánicos.	ASTM A370
NTP 341.031	PRODUCTOS DE ACERO. Barras de acero al carbono, corrugadas y lisas, para refuerzo de concreto armado. Especificaciones.	ASTM A615 Gr. 60
NTP 339.186	PRODUCTOS DE ACERO. Barras de acero de baja aleación, corrugadas y lisas, para refuerzo de concreto armado. Especificaciones.	ASTM A706 Gr. 60

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

Normas Técnicas ASTM

Tabla 2.

Designación de Normas para Productos de Acero (ASTM).

CODIGO	TITULO
ASTM A53/A53M, Gr. B.	Tubos redondos de acero negro y galvanizado, soldados y sin costura.
ASTM A283/A283M	Planchas de acero al carbono de baja y media resistencia a la tracción.
ASTM A242/A242M	Acero de alta resistencia y baja aleación.
ASTM A501	Tubos estructurales de acero al carbono, formados en caliente, soldados y sin costura.
ASTM A514/514M (AASHTO M270 Grado 100 y 100W)	Planchas de acero aleado, templado y revenido, de alta resistencia, adecuadas para soldadura.
ASTM A529/529M.	Acero al Carbono – Manganeso, de alta resistencia, de calidad estructural
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM A606	Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en caliente y

	laminadas en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
ASTM A618	Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, soldados y sin costura, formados en caliente.
ASTM A847/A847M	Tubería estructural de baja aleación, de alta resistencia con costura y sin costura formada en frío, con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada.
ASTM A852/852M (AASHTO M270 Grado 70W)	Planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con límite de fluencia mínimo de 485 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM A913/A913M	Perfiles de acero de baja aleación y alta resistencia, de calidad estructural producida por el proceso de templado y revenido (QST).
ASTM A1043/A1043M.	Acero estructural con baja relación entre los esfuerzos de fluencia y resistencia a la tracción para uso de edificaciones.
ASTM A1011/1011M (Reemplaza al ASTM A570, grado 275, 310 y 345)	Planchas y bobinas laminadas en caliente de aceros al carbono estructural (SS), de baja aleación y alta resistencia (HSLAS), con trabajabilidad mejorada y de alta resistencia (HSLAS-F).

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

Acero no Identificado

Se permite el uso de acero no identificado con la aprobación de un Supervisor, si su superficie se encuentra libre de imperfecciones de acuerdo con los criterios establecidos en la NTP 350.416, en elementos o detalles de menor importancia (como separadores en armaduras, laminas y otros similares), donde las propiedades físicas precisas y su soldabilidad no afecten la resistencia ni la seguridad de la estructura. (RNE Propuesta E-090, 2016)

Perfiles Pesados

Las secciones laminadas de la NTP 350.416 con un espesor de ala que exceda de 50 mm se consideraran como perfiles pesados. Para los perfiles pesados que se usen como elementos sujetos a esfuerzos primarios de tracción debido a tracción o flexión, no se necesita especificar la tenacidad si los empalmes son empernados. Si tales elementos son empalmados con soldadura de penetración total, el acero

especificado será suministrado con ensayos de impacto Charpy de entalle en V de acuerdo con la NTP 350.416. El ensayo de impacto deberá alcanzar un valor promedio mínimo de 27 J de energía absorbida a +20°C y será realizado de acuerdo con la NTP 350.405. (RNE Propuesta E-090, 2016)

Fundiciones y Piezas Forjadas de Acero

Para los aceros fundidos, estos deberán las normas ASTM A216/A216M, Grado.

Para los elementos de aleación y forjadas de acero al carbono que se utilizan en la industrial general, estos deberán cumplir las normas ASTM A668/A668M.

Pernos, Arandelas y Tuercas

Deben cumplir una de las siguientes Normas Técnicas ASTM, según RNE Propuesta E-090 (2016):

- Tuercas de acero al carbono y de aleación para pernos para servicio de alta presión y alta temperatura, ASTM A194/194M.
- Pernos y pernos de cortante de acero al carbono, de resistencia a la tracción 414 MPa, ASTM A307.
- Pernos estructurales, de acero, tratados térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830/725 MPa, ASTM A325/A325M.
- Pernos, vástagos y otros conectores roscados externamente, ASTM A354
- Pernos enroscados, pernos c/tuerca y tornillos de acero tratado térmicamente, de resistencia a la tracción mínima 120/105/90 ksi, ASTM A449.
- Pernos estructurales de acero tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 1040 MPa, ASTM A490M.
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados, ASTM A563.
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados (Métrico), ASTM A563M.
- Arandelas de acero endurecido, ASTM F436.
- Arandelas de aceros templados, ASTM F436M.
- Arandelas de acero, planos, sin temprar para uso general, ASTM F844. (p 17)

Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas

Según la Propuesta de Norma RNE E-090(2016), el cual se basa en las especificaciones americanas AISC 360-10, el uso del material tendrá que cumplir con:

Normas Técnicas Peruanas NTP

Tabla 3.

Designación de normas para Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas

CODIGO	TITULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 Grado 36).
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 Grado 50).

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

Normas Técnicas ASTM

Tabla 4.

Designación de normas para Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas

CODIGO	TITULO
ASTM A193/193M	Materiales para pernos de acero de aleación e inoxidable para servicio de alta temperatura
ASTM A354	Pernos, pernos de cortante y otros conectores roscados externamente, de acero de aleación, templado y revenido.
ASTM A449	Pernos de cabeza hexagonal y vástagos de acero, tratado térmicamente de resistencia a la tracción mínima de 120/105/90 ksi, para usos generales
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM F1554	Pernos de anclaje, de acero, de esfuerzo de fluencia de 36, 55 y 105 ksi.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

Metal de Aporte para el Proceso de Soldadura

Para los electrodos de soldadura según la Propuesta de Norma RNE E-090(2016), el cual se basa en las especificaciones americanas AISC 360-10, el uso del metal de aporte tendrá que cumplir con las especificaciones de la American Welding Society (AWS):

- AWS A5.1, Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco metálico sumergido.
- AWS A5.5, Especificación para electrodos de baja aleación para soldadura de arco metálico sumergido.
- AWS A5.17, Especificación para electrodos y fundentes de acero al carbono para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.20, Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con alambre tubular.
- AWS A5.23/A5.23M, Especificación para electrodos y fundentes de acero de baja aleación para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.26/A5.26M, Especificación estándar para electrodos de acero al carbono y de baja aleación para soldadura de electrogas. (p. 19)

2.2.6. Sistemas Estructurales para Edificaciones de Acero.

Para edificaciones acero se pueden construir de distintas clases de sistemas estructurales, los cuales tienen diferentes características arquitectónicas, comportamientos estructurales, usos, esto con el fin de soportar las cargas en marcos o pórticos y armaduras, dentro de los cuales los sistemas estructurales aporticados se clasifican en sistemas de pórticos resistentes a momento y sistemas de pórticos arriostrados según el RNE en su norma E-030.

Clasificación de sistemas estructurales

Los sistemas de pórticos resistentes a momento se clasifican en:

- a. **Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF):** Son aquellos que pueden proveer una mínima deformación inelástica a sus elementos y conexiones. Una característica que tienen es la no limitación en su relación ancho/espesor de sus elementos. Asimismo, no posee limitaciones para

zonas protegidas. En este tipo de sistema las conexiones pueden ser rígidas o semirrígidas.



Figura 2: Edificio de acero con (OMF).

Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

- b. **Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF):** Son pórticos que proporcionan una limitada capacidad de deformación inelástica producida por una fluencia por flexión en vigas y columnas, produciendo falla por corte en las zonas de panel. Las conexiones viga - columna deberán ser capaces de desarrollar una distorsión angular de entrepiso de 0,02 rad. La resistencia por flexión en la cara de la columna deberá ser al menos 0,80 Mpa de la viga conectada para un ángulo de distorsión de entrepiso de 0,02 rad.
(RNE Propuesta E-090, 2016)

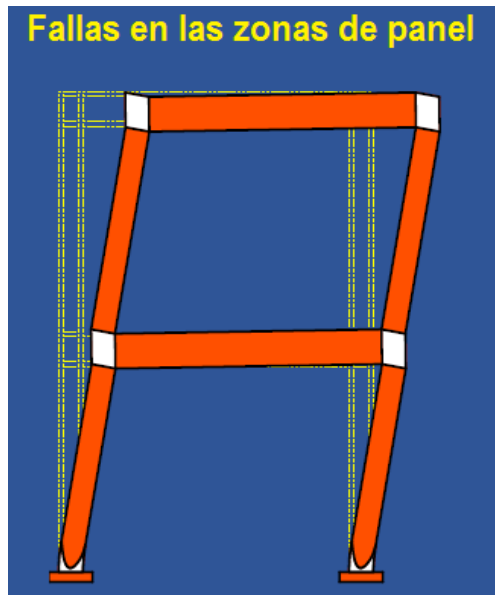


Figura 3: Pórtico con fallas en las zonas de panel.

Fuente: Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna.

- c. **Pórticos especiales resistentes a momento (SMF):** Este tipo de pórtico deberá de proveer una significativa deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitar la fluencia en la zona del panel de la columna. Las columnas deben ser diseñadas para ser más fuertes que las vigas, esperando una fluencia total en las vigas. (RNE Propuesta E-090, 2016)

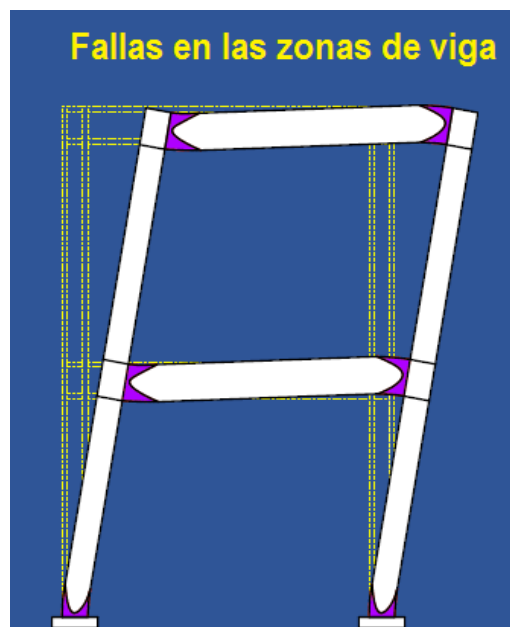


Figura 4: Pórtico con fallas en las zonas de viga.

Fuente: Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna.

Los sistemas de pórticos arriostrados se clasifican en:

- a. **Pórticos ordinarios con arriostres concéntricos (OCBF):** Son aquellos pórticos arriostrados diagonalmente los cuales están sometidos principalmente a fuerzas axiales. Los requisitos para su diseño se encuentran en (Ver tabla 5).

El sistema OCBF tiene por objetivo brindar un comportamiento en sus elementos y conexiones de deformarse inelásticamente. Los tipos de OCBF pueden ser de tipo V invertida y de tipo K (Ver Figura 5).



Figura 5: OCBF tipo V-invertida y tipo K.

Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

- b. **Pórticos especiales con arriostres concéntricos (SCBF):** Son aquellos pórticos arriostrados diagonalmente que cumplen los requisitos de la tabla (Ver tabla 5) en los que todos los elementos del sistema del pórtico arriostrado están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

El sistema SCBF tiene por objetivo brindar un comportamiento en sus elementos y conexiones de deformarse inelásticamente en función del pandeo de la abrazadera y el arriostre en tensión. Los tipos de SCBF pueden ser de tipo X y de tipo simple (Ver Figura 6).



Figura 6: SCBF arriostre en X.

Fuente: Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna.

- c. **Pórticos con Arriostres Excéntricos (EBF):** Son aquellos pórticos arriostrados diagonalmente que cumplen los requisitos de la tabla (Ver tabla 5) que poseen al menos uno de sus extremos del arriostre conectado a una viga respecto a otra conexión viga-arriostramiento o viga - columna.

El sistema EBF está conformado por vigas, columnas y arriostres. Uno de los extremos del arriostre estará conectado a un segmento de la viga al que llamamos “Enlace” = link en inglés.

EBF diseñado de conformidad con las normativas se espera que proporcionen capacidad de deformación inelástica principalmente a través del cizallamiento o flexión en los enlaces (Ver tabla 7).

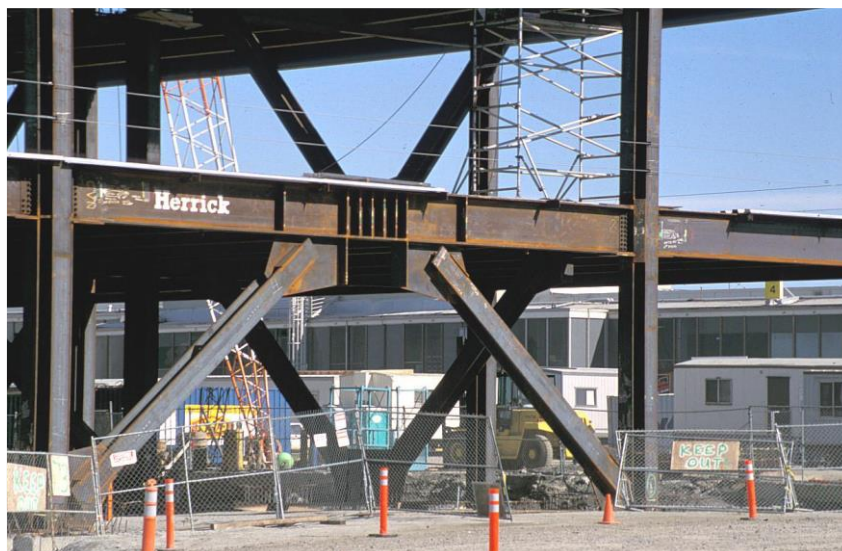


Figura 7: Pórtico con arriostre excéntrico.

Fuente: Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna.

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la tabla (Ver tabla 5). Zavala C (2016)

Tabla 5.

Requisitos para Pórticos Arriostrados

Categoría de la edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	OCBF, SCBF, EBF
A2	4 y 3	OCBF, SCBF, EBF
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
B	4, 3 y 2	SMF, IMF, OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
C	4, 3, 2 y 1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

2.2.7. Componentes de Edificios de Acero formados por Pórticos Arriostrados

Las estructuras a base de pórticos arriostrados están formados por vigas, columnas y arriostres. Al menos uno de los extremos de cada arriostre es conectado para aislar un segmento de la viga al que llamamos “Enlace” ó link, como se observa en la Figura 8 los componentes que posee un sistema con pórticos arriostrados posee miembros horizontales y verticales, la transferencia de cargas sería la siguiente: los miembros horizontales (vigas de soporte) transfieren las cargas de gravedad procedentes de las losa colaborante, a las vigas principales, estas las transfieren a los elementos verticales denominados columnas, las cuales transfieren la carga hasta la cimentación de la estructura.

Los arriostres resisten las cargas laterales a través de las acciones combinadas del pórtico y retícula. También pueden desarrollar ductilidad a través de la incursión en el rango inelástico del enlace lo cual pueden disipar gran cantidad de energía a través de un alto nivel de ductilidad, pero también puede proveer altos niveles de rigidez elástica. Zavala C (2016).

Las columnas se encuentran de manera constante dentro de la arquitectura del edificio, al igual que los elementos diagonales y horizontales se repiten en los tres niveles del centro comercial.

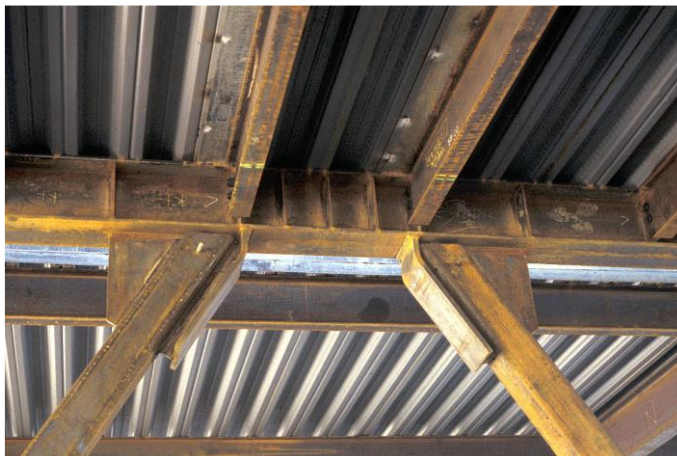


Figura 8 : Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados excéntricamente.

Fuente: Learning, Z. and Zigurat. (2017). Máster Estructuras Metálicas y Mixtas.

Miembros Estructurales

En la estructura de un edificio de acero con sistema estructural de pórticos con arriostres excéntricos participan diferentes tipos de miembros estructurales, los

mismos que se clasificaran de acuerdo a la carga principal que soportan. Así se consideran los siguientes cinco tipos básicos de miembros estructurales (ver Figura 9). (Inga & Pesantez, 2010)

- Arriostres
- Enlace o link
- Columnas
- Vigas
- Losa colaborante

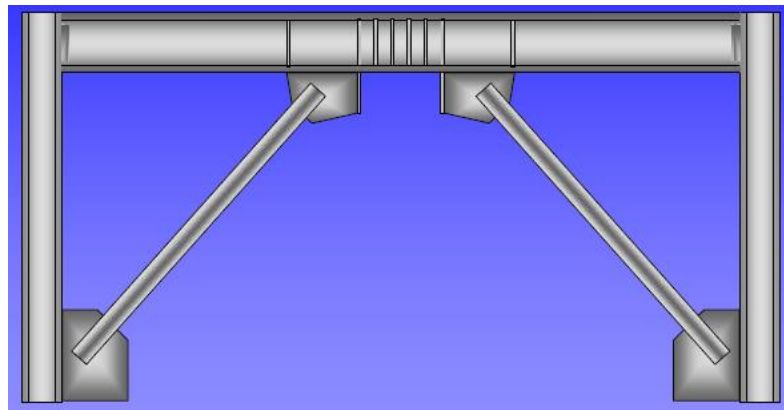


Figura 9 : Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF).

Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*.

Universidad de Texas at Austin.

Conexiones de Pórticos Estructurales

Las clases de conexiones según las especificaciones americanas AISC (2010). Primordialmente son tres: conexiones simples o de corte, conexiones rígidas y conexiones semi rígidas Ver Figura 11. AISC (2010). “Diseño de Conexiones”.

También un concepto similar pero distinto es la “Junta”, esta se caracteriza por ser el área donde planchas, ángulos, soldadura, remaches y tornillos unen a extremos de bordes de planchas, superficies de perfiles. Esta se clasifica en junta soldada y empernada. Por ultimo tenemos el concepto de “nodo” el cual se denomina a la zona completa de encuentro de vigas y columnas, incluyendo las planchas de continuidad y las planchas adosadas Ver (Figura 10).

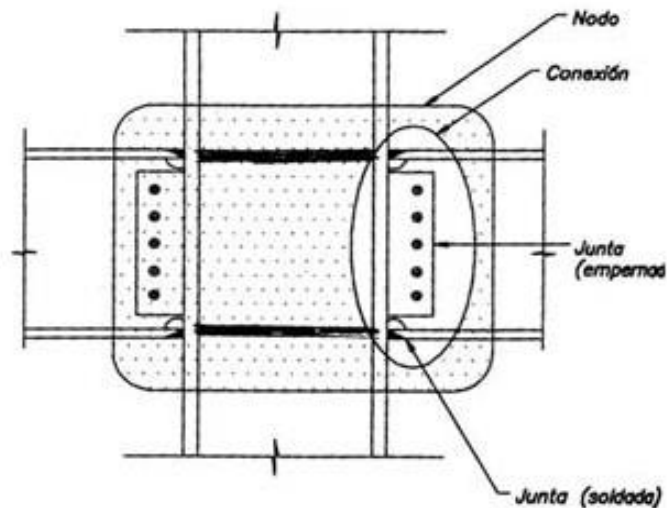


Figura 10: Elementos de una conexión.

Fuente: Arquitecturaenacero.org. (2017). Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero.

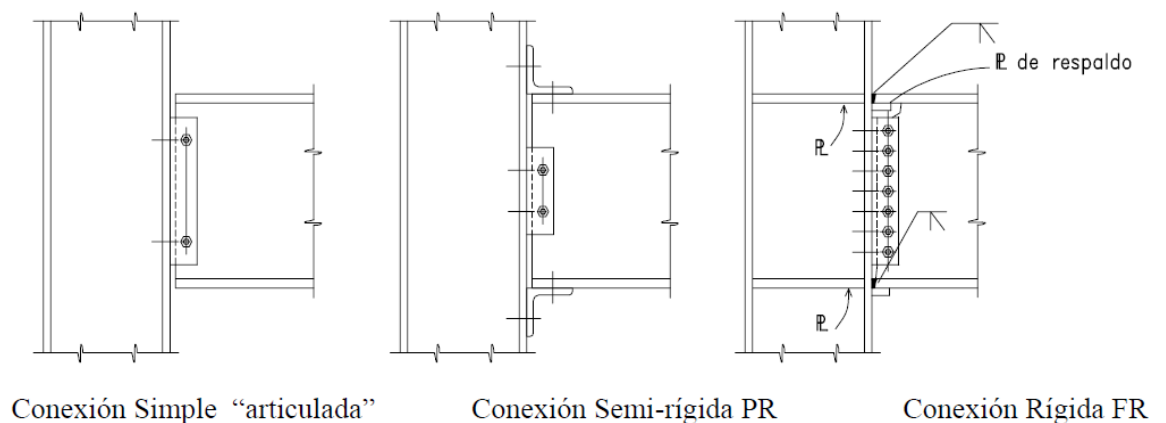


Figura 11 : Tipos de Conexiones Típicos.

Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

Conexiones simples

Son aquellas las cuales su principal característica es que no transmiten momento y que teóricamente deberían permitir el giro de los elementos que se le conecten. También llamados conexiones de cortes se creen que pueden resistir únicamente fuerzas cortantes, en la Figura 12 (a y b) tenemos algunos ejemplos.

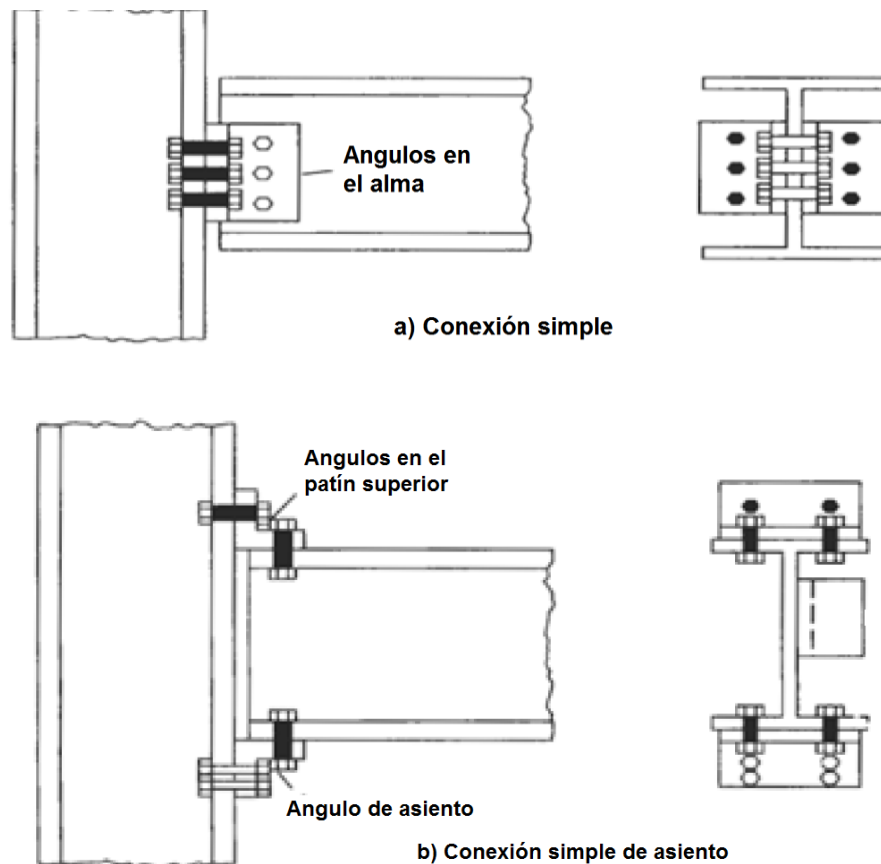


Figura 12 : Conexiones Simples.

Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

Conexiones semirrígidas (PR)

En una conexión semirrígida se observa una considerable resistencia al giro, produciéndose momentos notables. Se realiza la incorporación del diseño de un asiento el cual esta detallado en el Manual LRFD, Tabla 9-9 “Conexiones de asiento”.

En la Figura 13 se presenta una conexión semirrígida con elementos que aportan en la conexión como son pernos, ángulos, atiesadores, planchas de refuerzo.

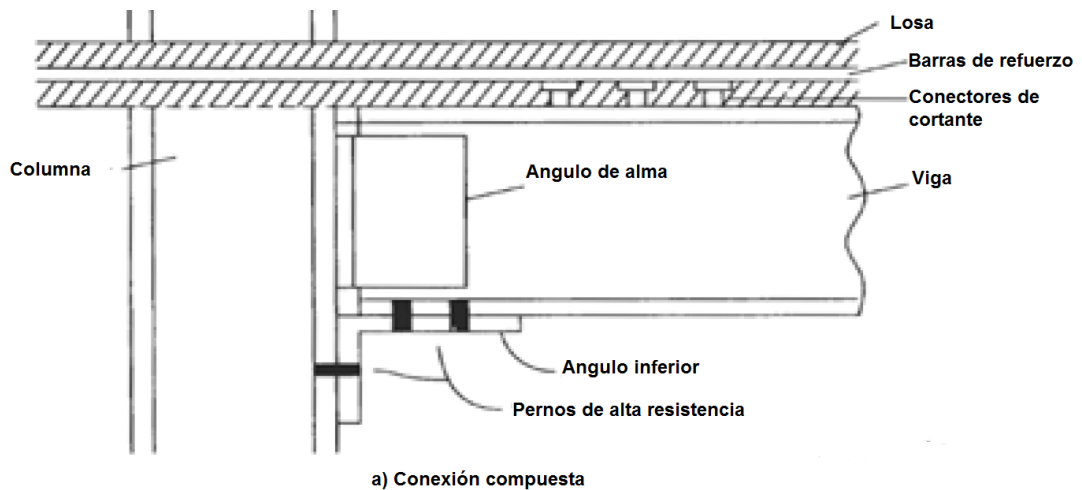


Figura 13 : Conexión Semirrígida.

Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

Conexiones Rígidas (FR)

En una conexión rígida se requiere que se cumpla con una completa transferencia de momentos y que no exista rotación en los miembros o que este valor sea despreciable. Ver Figura 14.

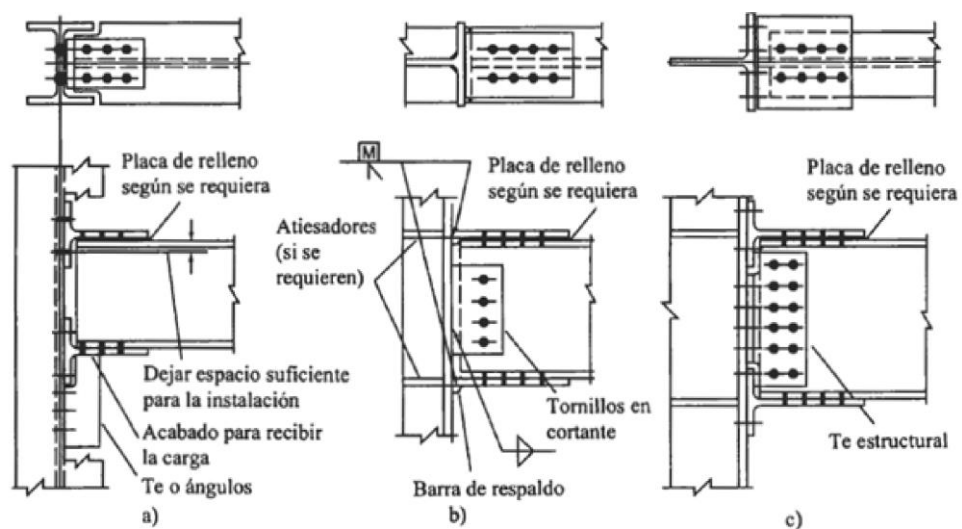


Figura 14 : Conexiones resistentes a momentos.

Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

Tipos de arriostres en edificios de acero

Arriostres concéntricos

Las estructuras con arriostres concéntricos son aquellas en las que sus arriostres se intersecan en los nodos, los cuales están sometidos básicamente a fuerzas axiales, provocadas por los sismos.

Este sistema tiene por característica el valor alto de su rigidez lateral, muestra un registro de desplazamientos laterales generados en cada piso, y de esta manera controlar el cumplimiento con la normativa existente.

En la Figura 15 se puede observar un sistema de arriostramiento concéntrico en X, en el edificio John Hancock Center ubicado en la ciudad de Nueva York.



Figura 15 : John Hancock Center (New York)

Fuente: Chicago Architecture Foundation. (2017). John Hancock Building.

Arriostres excéntricos

Las estructuras con arriostres excéntricos son aquellas en las que sus arriostres no se logran intersecar en la viga sino que se encuentran separadas por una distancia llamada enlace ó link, que permite la disipación de energía liberada durante un sismo.

El enlace es diseñado para poder disipar los elevados valores de momentos y esfuerzos cortantes, también es capaz de desarrollar una respuesta dúctil.

Es necesario que este enlace esté localizado en la viga ya que el sismo provoca un efecto horizontal que, si estuviera en la columna, no podría ser absorbido; también puede ocasionar piso flexible que, en caso de falla, las consecuencias serían mucho más graves en las columnas que en las vigas. A diferencia del arriostramiento con arriostres concéntricos este tipo de arriostramiento tiene la ventaja de no solo proveer de rigidez y resistencia a la estructura sino también ductilidad.



Figura 16 : Pórtico con Arriostres Excéntricos.

Fuente: Arquitecturaenacero.org. (2017). Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero.

2.2.8. Cargas y combinaciones de carga

Son fuerzas producidas por el peso mismo de los materiales usados en la construcción de edificaciones, como también de los ocupantes y contenido, efectos naturales del medioambiente. Existen cargas que se mantienen en relación al tiempo, a estas se les denomina permanentes. Las otras cargas su valor varia en el tiempo, a estas se les denomina cargas variables. Para el diseño de la presente tesis, se utilizara como guía base el Reglamento Nacional de Edificaciones, la norma E-020 y la Norma ASCE 7-02 (Minimum Design Loads for Buldings and Other Structures) de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-02) como complemento también las especificaciones AISC LRDF 2010.

Cargas específicas

Las normativas de construcción especifican cargas mínimas de diseño las cuales influyen cuando corresponde, cargas muertas, vivas, de viento, sísmicas, cambios de temperatura y de impacto. (Álvarez, 2010)

Existen tres diferentes tipos en que se presenta las cargas según Álvarez (2010) nos muestra las siguientes:

Cargas puntuales.- Son aplicadas sobre un área específica puntual de relativa área, como puede ser el peso que transmiten de las llantas de un vehículo, vehículos de alto tonelaje, esto se da particularmente en puentes.

Cargas lineales.- Son aplicadas sobre una franja en la estructura; como ser los muros de división en un edificio.

Cargas en superficie.- Son distribuidas sobre toda el área; como puede ser el peso de la losa de la terraza, el peso del techo, la presión del viento sobre la fachada de un edificio y la nieve sobre el techo.

Todas las normativas de construcción y especificaciones de un proyecto exigen que una estructura tenga resistencia suficiente, para resistir las cargas impuestas sin sobrepasar la resistencia de diseño de la estructura en general. Por lo tanto la resistencia de diseño es el requisito de diseño que una estructura sea funcional como lo mandan las consideraciones de capacidad de servicio. Las exigencias de la capacidad de servicio dan como las máximas deflexiones permisibles, tanto verticales u horizontales o ambas. (Álvarez, 2010)

Cargas muertas (D)

Las cargas muertas son permanentes las cuales no varían con el tiempo en consideración con su posición y su peso, permanecen fijas en un mismo lugar. Es necesario determinar los pesos o cargas muertas de las partes de una estructura para su respectivo diseño, los pesos y tamaños de los elementos a ser diseñados no son conocidos hasta que se realice el análisis estructural y seleccionen los miembros de la estructura. (Álvarez, 2010)

Cargas vivas (L)

Las cargas vivas son variables en el tiempo en consideración a su magnitud y su posición, son ocasionadas por los habitantes, automóviles, y todo tipo de cargas que se muevan bajo su propio impulso, el mobiliario, equipos movibles, muros de partición provisional, y toda carga que puede ser desplazada estas no incluyen las cargas medioambientales como es el caso del carga de la nieve, presión del viento, cambios de temperatura, carga de lluvia, sismo, presión del suelo. (Álvarez, 2010)

Cargas de diseño para pisos en edificios

Se usará como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 6 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. (RNE norma E-020 2006)

Tabla 6.

Cargas mínimas repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	
Bibliotecas	
Centros de Educación	
Hospitales	
Hoteles	
Industria	
Instituciones Penales	
Lugares de Asamblea	
Oficinas (*)	
Teatros	
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-020(2006).

Cargas vivas de techo (Lr)

En las combinaciones que nos brinda las especificaciones americanas AISI 360-10, al igual que en el RNE E-020 (2006), aparece una carga viva de techo (L_r), la cual tiene valores mínimos como son:

- Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).
- Para techos con inclinación mayor de 3° , con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3° , hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).
- Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).
- Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²).
- Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 6.
- Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²).
- Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione. (p.2)

Cargas de hielo y nieve (S)

Las cargas de nieve en ciertas ocasiones son importantes ya que los cuales en temporadas de invierno llegan a acumularse en los techos esto debido a la densidad de la nieve que llega a congelarse en los drenes de desagüe llegando a cerrarse. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. En zonas en la cuales exista posibilidad de nevadas importantes, deberá prestarse especial atención en la selección apropiada de las pendientes de los techos. (Álvarez, 2010)

Debe tomarse en cuenta que esta carga por nieve varía según el lugar, tipo de cubierta, viento y otras variables que influyen al momento del diseño. Ya que no se conoce con exactitud la cantidad de nieve que puede darse en una ciudad o lugar específico entonces se recomienda aumentar conductos secundarios al sistema principal de desagüe, aberturas en los parapetos, colocar conductos en los

parapetos a un cierto nivel, esto para que a medida que la nieve se descongele el agua vaya desalojando la terraza. (Álvarez, 2010)

El RNE norma E-020 (2006) nos dice:

La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. En zonas en la cuales exista posibilidad de nevadas importantes, deberá prestarse especial atención en la selección apropiada de las pendientes de los techos. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Cargas de lluvia (R)

Este tipo de carga por lluvias en el RNE – E020 (2006), no lo toma en cuenta, pero el AISCE – 02 (Sección 8.0 - Pág. 93), hace referencia y recomendaciones sobre las cargas ocasionadas por precipitaciones pluviales y la presente Tesis tiene como lugar de ejecución la ciudad de Juliaca, la cual es una ciudad con estadística de precipitaciones pluviales elevadas.

Las cargas de lluvia se presentan esencialmente en los techos de poca pendiente que se encuentran en lugares donde las precipitaciones pluviales son continuas, acumulándose el agua más rápidamente de lo que tarda en escurrir aunque se disponga de drenes para desagüe, esto ocasiona que la cubierta tienda a que deflexione. (Álvarez, 2010)

Cargas de viento (W)

Las cargas de viento son cargas dinámicas aplicadas sobre la superficie de la estructura y la intensidad depende de la velocidad del mismo, de la orientación de la estructura, del área que está en contacto con la superficie, de la forma de la estructura, de la localidad geográfica, las alturas sobre el nivel del terreno, los terrenos que rodean a los edificios y su entorno. (Álvarez, 2010)

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las

cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente. (RNE E-020 2006)

Cargas de sismo (E)

Las fuerzas desarrolladas durante un sismo no son fuerzas físicas aplicadas a la estructura, pero son fuerzas inerciales resultantes de la resistencia de la masa del sistema que provoca movimiento. Por tanto las fuerzas inerciales generadas debidas a la perturbación dinámica son dependientes del movimiento natural del sismo el cual puede describirse en términos de aceleración, velocidad, tiempo y dirección, la respuesta de la estructura la cual es definida por sus propiedades elásticas, de masa, su rigidez y su amortiguamiento. Un sismo consiste en movimientos horizontales y verticales del suelo. (Álvarez, 2010)

Esta fuerza es el resultado de un porcentaje del peso total de la estructura y de sus cargas vivas y de otros factores como es la ubicación del proyecto el cual se dividen en 4 zonas diferentes en el Perú, teniendo así la Figura 17:



Figura 17 : Mapa de zonas sísmicas del Perú

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2016).

Combinaciones de cargas

Las cargas nominales o de servicio más comunes, presentes en el diseño de una estructura son estipuladas por las normas ASCE 07 y AISC LRDF 2010; y están detalladas en la Tabla 7. (AISC 360-10)

Tabla 7.

Cargas de diseño

Designación	Carga
D	Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales
L	Carga viva debida a la ocupación y equipo
Lr	Carga viva de techo
W	Carga de viento
S	Carga de nieve
E	Carga sísmica
R	Carga debida al agua pluvial

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Cada una de estas cantidades de carga, expresa un valor medio máximo de una carga nominal o de servicio y son determinadas por la normativa de diseño aplicado. Debido a que es muy poco probable a que todas las cargas actúen en forma simultánea con sus valores máximos, se han desarrollado las combinaciones de estas cargas nominales en base a estadísticas de carga, en las que se incluye la carga muerta en todas ellas; además de un valor aleatorio en el tiempo o accidental del resto de cargas, es decir, el valor que se espera que actúe sobre la estructura en cualquier instante del tiempo. (Álvarez, 2010)

Las 6 combinaciones de cargas que nos brindan las normativas como AISC-360-10, al igual que RNE E-090(2016) son presentadas en la Tabla 8.

Tabla 8.

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8 W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W ó 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

2.2.9. Métodos de diseño (ASD y LRFD)

Existen varios métodos para diseñar edificaciones de estructura de acero, un diseño básico debe considerar: esfuerzos permisibles, es decir que las cargas no sobrepasen el esfuerzo especificado para el material; cargas sísmica, del viento, vivas, muertas, etc. (Álvarez, 2010)

La selección del método de análisis es de responsabilidad del ingeniero proyectista, otras consideraciones en las estructuras, como sus miembros individuales deben revisarse desde el punto de vista de servicio. Para la presente tesis se utilizara el método de diseño según LRFD. A continuación se especifican los diferentes tipos de diseño que existen (Ver Tabla 9). (Álvarez, 2010)

Tabla 9 : *Características de métodos de diseño*

Características	Diseño por:		
	Esfuerzos Admisibles (ASD)	Diseño Plástico (PD)	Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Cargas Utilizadas en el análisis	De servicio	Factorizadas o de cargas ultimas	Factorizadas o de cargas ultimas
Método de análisis estructural	Elástico	Plástico	Elástico o Plástico
Especificaciones de diseño	AISC, ASD	AISC, PD	AISC, LRFD

Fuente: Elaboración propia.

Según Álvarez (2010) nos dice que:

El instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) en 1978 desarrolló especificaciones de diseño para el acero estructural en dos secciones: diseño por esfuerzos permisibles (ASD) y el otro definía los criterios para el diseño plástico (PD).

En 1986 el diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) es un método para el diseño de estructuras cuyo objetivo es hacer uso de la información de las pruebas que se realizan en lugares especializados, de la experiencia cuando se efectúa el diseño y del criterio ingenieril, que se aplica por medio del análisis de probabilidades.

El método de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) se usaba el mismo factor de seguridad tanto para las cargas muertas como para las vivas, mientras que en el método de diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) se usa un factor de carga o de seguridad menor para las cargas muertas que en este caso si se pueden calcular con mayor exactitud que las cargas vivas. Por otra parte, en la presente tesina solo se estudiará el método de Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD)

Este método hace descansar la seguridad no solamente en el material, sino también en las cargas, su importancia social, o tecnológica, las posibilidades de errores, etc. que permiten dominar más la seguridad de la estructura. Este método se fundamenta en los estados límite, el cual nos menciona que un miembro estructural ó conexiones ó la estructura en general concluyen de cumplir sus funciones.

El método LRFD nos muestra dos tipos de estados límite:

- a) Estados límites de resistencia
- b) Estados límites de servicio

a) Estados límites resistentes (últimos).- Prioriza la seguridad, es decir al llegar a sus valores significaría el colapso de la estructura o parcialmente, tendría la estructura los siguientes resultados:

- La rotura definida por el agotamiento de secciones críticas.
- Rotura frágil -pandeo parcialmente de la estructura total.
- Fatiga.
- Deformaciones plásticas o de fluencia que alteran la forma de la estructura.
- Deformaciones debidas al fuego.

b) Estados límites de servicio (utilización).- En los que si se alcanzan, comprometen a la estructura en su durabilidad y funcionamiento, considerándose como tales los siguientes aspectos:

- Deformaciones o desplazamientos excesivos no compatibles con la estructura y con otros elementos no estructurales como tabiques, fachadas, etc.
- Agrietamiento prematuro o excesivo.
- Durabilidad.
- Vibración excesiva
- Corrosión excesiva.

Factores de carga

Los tipos de cargas descritas anteriormente en las secciones 2.8.2, pueden actuar en forma simultánea. Entonces para poder encontrar valores máximos para esfuerzos o deformaciones tendremos que utilizar ciertas combinaciones de cargas (Tabla 10).

Las cargas de diseño dependen de la precisión con que nosotros conocemos la carga, es decir cuanta certeza tenemos de la carga muerta comparada con la carga viva. (AISC, 2010)

Para las especificaciones americanas de diseño LRFD, el AISC prescribe las siguientes cargas mayoradas (Ver Tabla 10):

Tabla 10.

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas mayoradas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8 W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W ó 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Donde los coeficientes son los factores de cargas.

D, L, W, Lr, S y R son cargas nominales (especificadas según la norma AISC-01).

Factores de resistencia

Los factores de resistencia (ϕ) usados por método LRFD se basan en las investigaciones, la experiencia y del dictamen del Comité sobre Especificaciones del AISC.

Los factores de resistencia ϕ toman en cuenta las variaciones inevitables de las resistencias de los materiales, en las dimensiones, ecuaciones de diseño, y en la mano de obra. Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia nominal (P_n , M_n , V_n , etc.) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia o de sobrecapacidad que se obtiene de la fuerza de diseño de un elemento a tensión. En general el factor de resistencia ϕ es menor a la unidad. (Álvarez, 2010)

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{Ecu (II.4)}$$

Donde

φ = Factor de Resistencia (factor de reducción).

P_n = Fuerza nominal (resistencia) para elementos a tracción.

P_u = Fuerza requerida de tracción (fuerza máxima de tracción obtenida de un análisis elástico de cargas).

Algunos ejemplos de factores de resistencia para elementos de acero son como sigue:

$\varphi_c = 0.85$ para compresión axial

$\varphi_v = 0.90$ para corte

$\varphi_b = 0.85$ para flexión (Curvatura de Momento)

$\varphi_t = 0.90$ para fluencia en un elemento a tracción.

$\varphi_t = 0.75$ para fractura en un elemento a tracción.

Factores de Resistencia. - Los factores de resistencia se deben a las incertidumbres que escapan de nuestro control, según Escalante (2003) nos muestra:

- La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores asumidos, aún estas variaciones persisten en el transcurso del tiempo debido al flujo plástico, fatiga, corrosión.
- Los fenómenos naturales causan condiciones difíciles de predecir.
- Los esfuerzos producidos durante la fabricación, transporte y montaje son a veces severos. (p. 10)

2.2.10. Normas y códigos de diseño estructural

Los diseños de estructuras son generalmente controlados por normativas de construcción, teniendo en cuenta que estas no rigen el diseño, es decir que se deberá tomar como una guía, en las normativas no se encuentra todas las situaciones estructurales que se presentan al momento de diseñar y construir. (Álvarez, 2010)

Una normativa de construcción es una ordenanza legal establecida por entidades públicas, que establecen normas que rigen el diseño y la construcción de edificios, es un documento de consenso de otros códigos o especificaciones estándar reconocidas. Estos códigos sirven para proteger la salud, la seguridad y el bienestar público. No indican necesariamente la mejor manera de hacer un diseño eficiente o económico. (Álvarez, 2010)

Especificaciones estándar

Las especificaciones estándar son documentos de consenso patrocinados por asociaciones profesionales o comerciales para proteger al público y evitar el mal uso de un producto o método.

Las especificaciones más conocidas son las proporcionadas por el Instituto Americano de Construcción con Acero (AISC).

Otra clase de especificaciones estándar define las normas aceptables de calidad de los materiales de construcción, los métodos estándar de prueba, y la mano de obra necesaria en la fabricación y montaje. Muchas de estas especificaciones son desarrolladas por la ASTM, a medida que las necesidades y el avance de las nuevas tecnologías aplicadas en la construcción y resistencia de materiales la ASTM hace conocer y publica dichas investigaciones que son aplicadas en el campo de la construcción e investigación. (Álvarez, 2010)

En el Perú existe una especificación estándar que define las características aceptables de calidad de los materiales de construcción la cual es NTP, que está dada por el INACAL.

Referencia a códigos y normas

Las normas utilizadas como referencia para la presente tesis serán las últimas versiones de los siguientes documentos:

- Reglamento Nacional de Edificaciones:
 - Norma E.020 CARGAS
 - Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
 - Norma E.060 CONCRETO ARMADO
 - Norma E.090 ESTRUCTURAS METALICAS (Nueva Propuesta 2016)
 - Norma G.050 SEGURIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
 - Norma A.010 CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO
- American Concrete Institute
 - ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- Normas Técnicas Peruanas (NTP)

- Instituto Nacional de la Calidad (INACAL)
- American Society for Testing and Materials (ASTM)
- American Welding Society (AWS)
- AISC LRFD – Diseño del factor de resistencia de carga
- American Iron and Steel Institute (AISI)
 - North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.
- American Institute of Steel Construction (AISC)
 - Código de Práctica Estándar para edificios y puentes de acero
 - Requisitos sísmicos para edificios de acero estructural.
 - ANSI/AISC 341 – 10
 - ANSI/AISC 360 – 10
 - AISC 358-10
- ASCE/SEI-7
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)
- FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Resisting Frame Buildings
- FEMA 351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Resisting Frame Buildings
- FEMA 352 Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Resisting Frame Buildings
- FEMA 353 Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Resisting Frame Construction for Seismic Applications.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología

3.1.1. Tipo o niveles de investigación

El presente trabajo de tesis tiene como nivel de investigación un carácter descriptivo - explicativo, de las teorías por medio de método de elementos finitos y/o modelos matemáticos frente al tipo de diseño del objeto en estudio.

- ✓ **Descriptiva.-** En esa describe la situación de las edificaciones comerciales en la ciudad de Juliaca y las nuevas tecnologías en materiales para el uso en la construcción, Construcciones en acero que cubren grandes luces para mejorar el comercio en la ciudad de Juliaca.
- ✓ **Explicativa.-** El correcto diseño estructural de un centro comercial en estructuras metálicas que contrarresten los eventos físicos y medioambientales que se le presenten.

3.1.2. Método y diseño de la investigación

Método de la investigación

El método de investigación de la presente tesis según Gutiérrez (2016) es CUANTITATIVO debido a la existencia de variables medibles y a la existencia de hipótesis. El cual tiene el orden siguiente: proyecto, marco situacional, marco teórico, metodología y trabajo de campo y gabinete: comprobación de hipótesis, análisis de los resultados.

Diseño de la Investigación

El diseño de investigación de la presente tesis es CUANTITATIVO no experimental.

3.1.3. Población y muestra de la investigación

Población

La población será un edificio dedicado a la actividad comercial en la ciudad de Juliaca.

Muestra

La muestra es no probalístico, está constituida por un edificio de acero de 3 niveles, destinado a tiendas por departamento con un área construida de aproximadamente 1.600 m² por nivel. Esta será diseñada y analizada por el Sistema Estructural mencionado anteriormente, están ubicados en la ciudad de Juliaca, Perú.

3.1.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Técnicas

- ✓Procesamiento de la información
- ✓Elaboración de los planos arquitectónicos
- ✓Determinación de la capacidad portante del suelo
- ✓Bases de diseño
- ✓Pre dimensionamiento de las secciones
- ✓Elaboración del modelo matemático
- ✓Análisis estructural
- ✓Diseño estructural.

Instrumentos

- ✓Software ETABS v 13
- ✓Software Safe V. 12
- ✓Estudio de Mecánica de Suelos
- ✓Reglamento Nacional de Edificaciones
- ✓Normativas y estándares americanos AISC/ANSI/ASTM
- ✓Investigaciones , Publicaciones (artículos, ponencias, etc)
- ✓Libros

3.1.5. Formulación de la Hipótesis de la Investigación

Hipótesis General

El diseño en acero estructural para un Centro Comercial en la ciudad de Juliaca, satisface los requerimientos de la normativa vigente el cual ofrece una gran funcionalidad y seguridad estructural.

Hipótesis Específicas

- a. El sistema estructural con pórticos arriostrados de la estructura, será el más apropiados para contrarrestar las cargas dinámicas en la estructura.
- b. La aplicación del análisis estático, dinámico, en la estructura permite analizar minuciosamente: deformaciones y deflexiones frente a eventos externos; logrando la interpretación de resultados obtenidos en seguridad de la ingeniería estructural cumpliendo las normativas vigentes.
- c. El diseño en acero estructural para un comercial es más resistente y dúctil frente eventos externos los cual logra satisfacer los requerimientos de funcionalidad y seguridad.

3.1.6. Variables de la Investigación

Variable Independiente

Sistema estructural de acero.

Variable Dependiente

Comportamiento de la estructura de acero.

3.1.7. Operacionalización de las Variables

VARIABLE	INDICADOR
Sistema estructural	- Elementos estructurales
Comportamiento estructural	- Desplazamientos - Esfuerzos internos

CAPITULO IV

ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el Análisis y Diseño de un Edificio de acero para fines comerciales, de tres niveles, destinados a Locales Comerciales, con un área aproximada de 1,400.00 m² por cada nivel, considerando un núcleo de concreto armado donde se ubicara, 2 ascensores y las escaleras de acceso a los niveles superiores.

Ubicación del proyecto

El proyecto está ubicado en la Ciudad de Juliaca, barrio de San José, entre las calles San Jorge y Ayaviri.



Figura 18 : Ubicacion del Proyecto

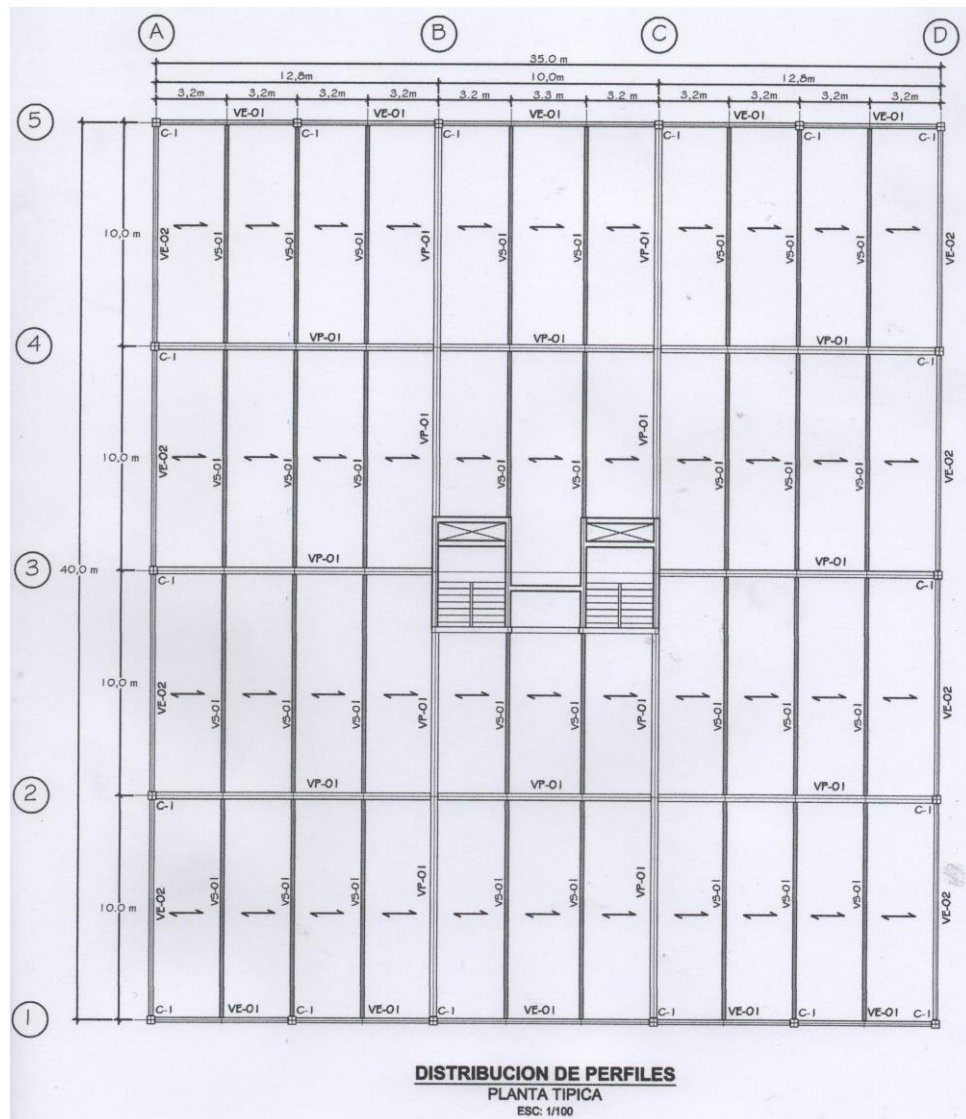
El edificio está conformado por 3 niveles:

- 1 nivel de establecimientos comerciales y parqueo.

- 2 nivel de establecimientos comerciales.
- 3 nivel de establecimientos comerciales.
- Nivel de azotea.

Se tiene un área de terreno rectangular con medidas de 35 por 40 metros. Las alturas de los niveles son de 5, 4 y 4 metros haciendo un total de 13 metros de edificio proyectado aproximadamente.

Se presenta el plano de planta típico del edificio:

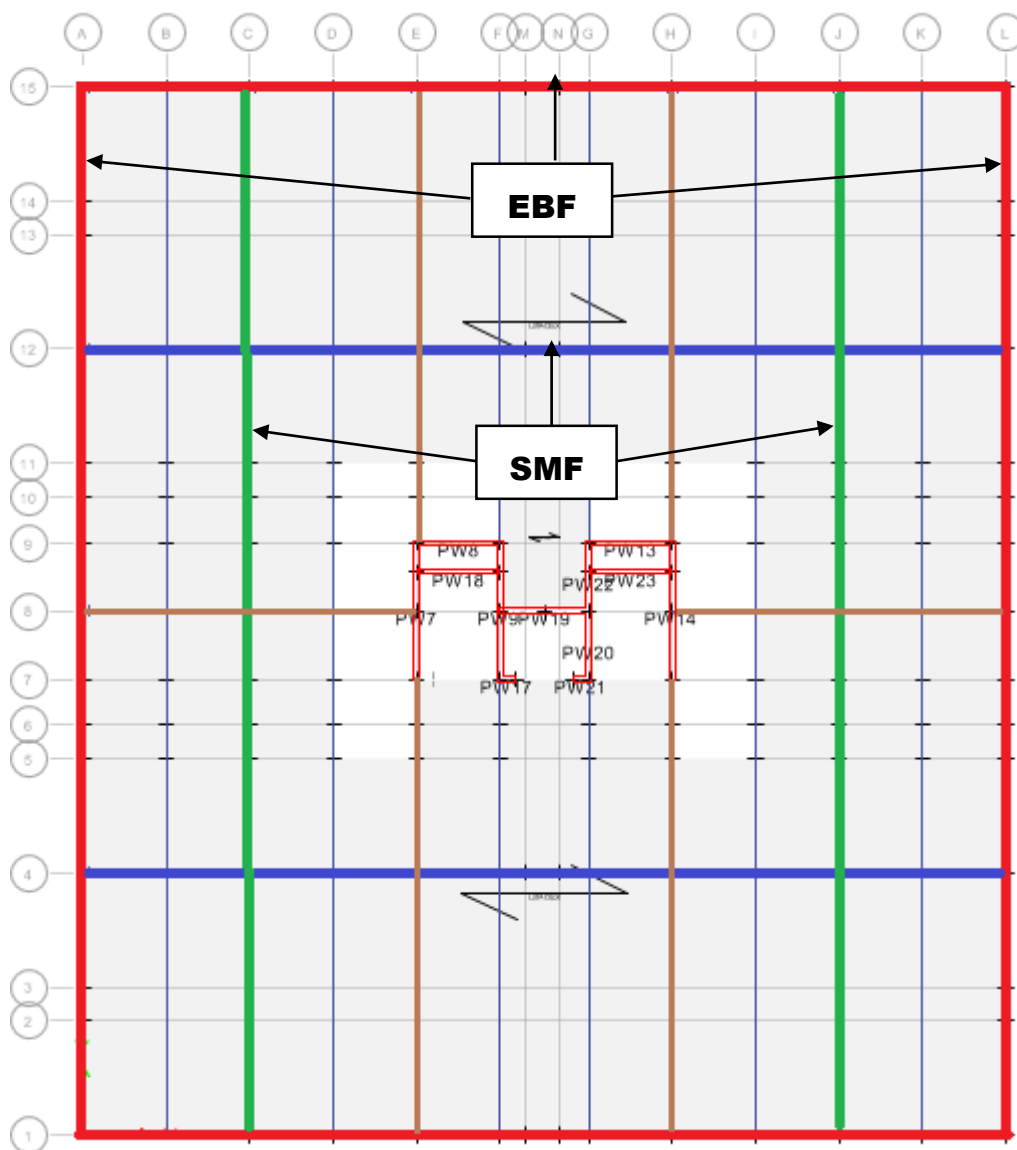


Configuración estructural de la edificación

El edificio de acero en estudio se encuentra ubicado según el mapa de zonificación sísmica del Perú, en una zona de riesgo sísmico moderado para lo cual poseerá en su configuración la presencia de elementos estructurales que le otorguen un óptimo

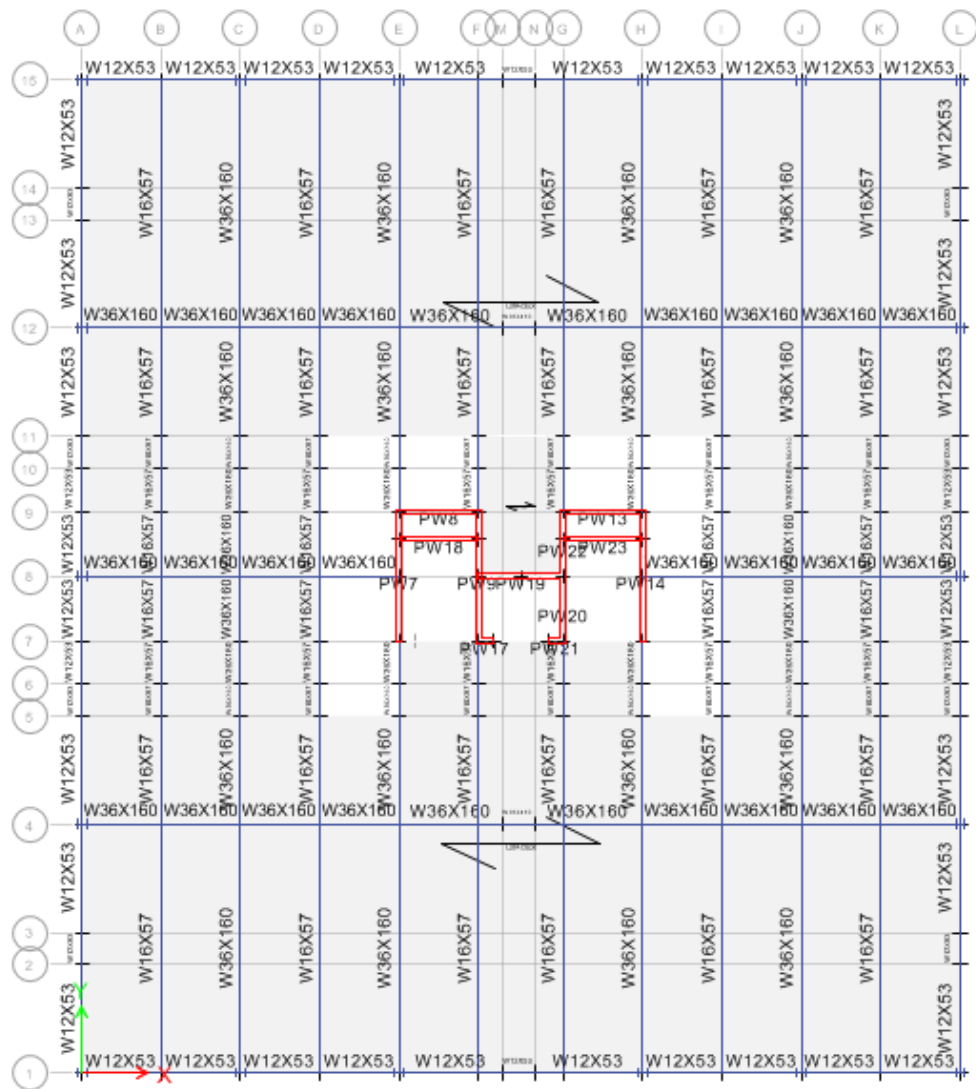
comportamiento ante la presencia de fuerzas sísmicas, las cuales se convierten en cargas laterales.

El sistema estructural elegido será un sistema con pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) el cual permite la disipación de las fuerzas sísmicas. También tenemos en la configuración estructural pórticos especiales resistentes a momentos (SMF), y pórticos mixtos, los cuales se han sido dispuestos de la siguiente manera:

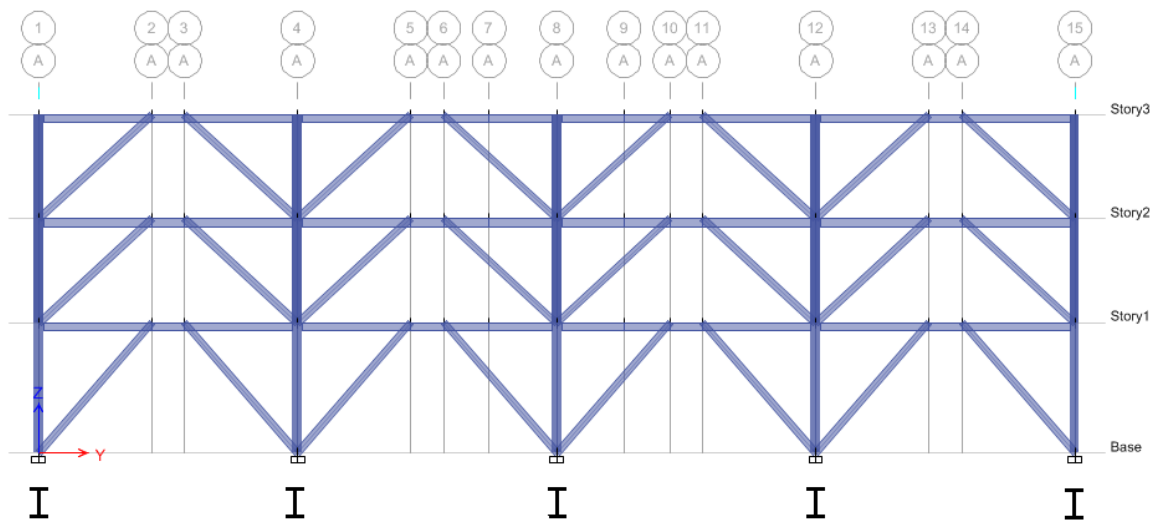


Geometría general de la estructura

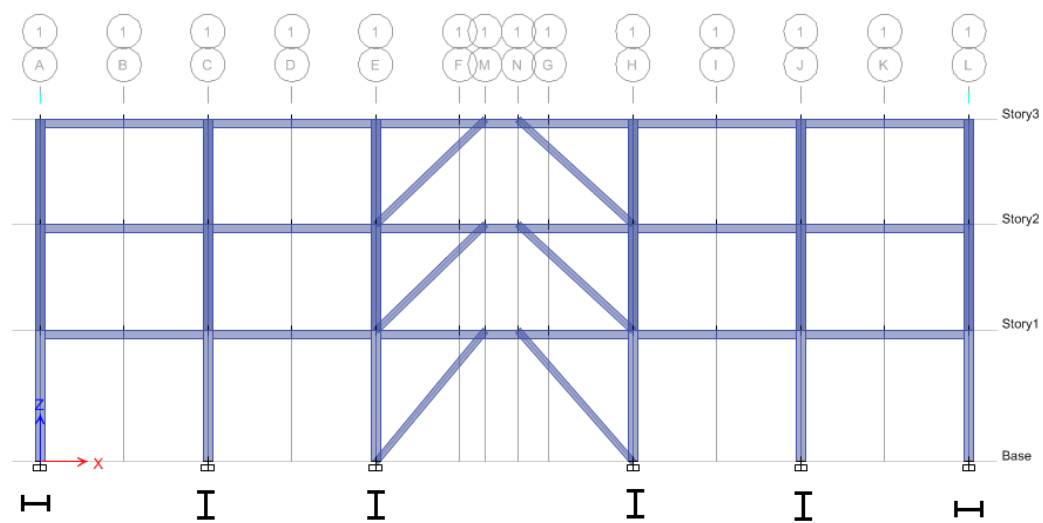
- ✓ Planta Típica



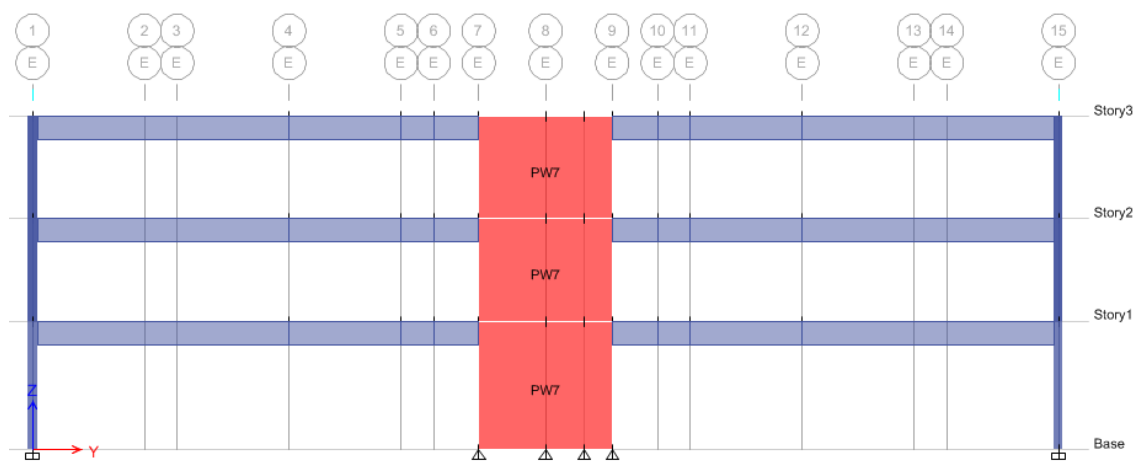
✓ Pórticos A y D (EBF)



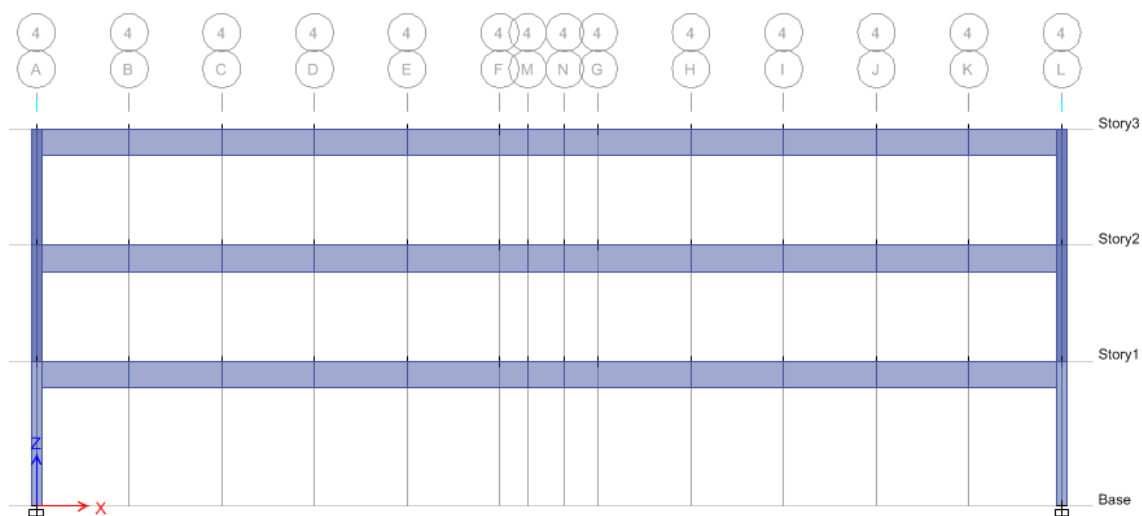
✓ Pórticos 1 y 5 (EBF)



✓ Pórticos B y C (Mixtos)



✓ Pórticos 2 y 4 (SMF)



Estructuración

La estructuración de un edificio conlleva a la unión de varias ideas en cuanto al uso, ubicación y ambiente para luego tomar decisiones en conjunto con la unión de ideas de otros profesionales que intervienen en el proyecto, acerca de las observaciones, características y disposición que tendrá los elementos estructurales, de manera que el edificio desempeñe un correcto comportamiento durante su vida útil. (Canales, 2006)

Se estructuró principalmente en base a una composición de un sistema estructural con Pórticos de Arriostrados Excéntricamente y la presencia de placas de concreto en el centro de la estructura, las losas de piso poseen el sistema de Placa colaborante (acero deck).

La estructura no presenta irregularidades en elevación, no obstante si presenta una pequeña irregularidad en planta y pocas aberturas de losas, los pisos son de alturas idénticas.

Losas

Para estructuras Metálicas se utiliza comúnmente losas de piso de Concreto Armado bajo el sistema De Placa colaborante, estas losas son las encargadas de recibir todas las cargas permanentes y sobrecargas para transmitir las a las vigas secundarias, principales y columnas.

Esta losa estará formada por placas colaborantes de deck metálico (Steel deck), este sistema está formado por planchas de acero galvanizado, que consiste en un molde metálico que actúa como encofrado pero a la vez tiene un funcionamiento estructural, contrarrestando los esfuerzos de tracción de la losa. También este tipo de losa permite salvar grandes luces.

Vigas

Las vigas tendrán gran peralte ya que son las que cubrirán luces de gran tamaño.

Las vigas se clasificaran en 3 partes las cuales serán; vigas principales interiores (las cuales poseerán las mismas dimensiones tanto en el eje x como en el eje y), vigas de soporte (las cuales se encargaran de transferir las cargas de las losas a

las vigas principales), vigas exteriores ó de perímetro (las cuales trabajarán en combinación con los arriostres), a estas últimas las diferenciará la presencia de arriostramiento, teniendo así vigas con arriostre y sin arriostramiento.

Columnas

Su función estructural es recibir las cargas provenientes de las vigas principales y exteriores para así transmitir las a la cimentación.

Formarán pórticos arriostrados excéntricamente, pórticos a momento y mixtos. Solo se contará con presencia de columnas al contorno del perímetro, no teniéndose ninguna en el interior del área del proyecto de edificación.

Placas

Las placas tienen como objetivo absorber el mayor porcentaje de fuerza sísmica y a su vez proporcionar a la estructura de rigidez lateral evitando desplazamientos excesivos, que pueden dañar a los elementos estructurales y no estructurales. (Canales, 2006)

Tanto en los ejes x & y, estarán situadas en el centro del edificio, cumpliendo así como soporte de las vigas principales, como también para el uso de la caja de escaleras, ductos y del ascensor.

Arriostres

Los arriostres son elementos estructurales que se encuentran sometidos a fuerza axial, y son usados con la finalidad de poder reducir los desplazamientos laterales de forma económica. Existen diferentes tipos de arriostramiento que básicamente depende de la configuración geométrica que se adopte.

Para el presente trabajo de Tesis se ha adoptado por un arriostramiento excéntrico.

Enlace o Link

Los enlaces son los elementos más débiles del pórtico. Todos los otros elementos (arriostres, columnas, vigas y conexiones) son más fuertes que los enlaces.

También como complementos de los enlaces para tener alta ductilidad se utilizan (Atiesadores y arriostres laterales).

Nos permite diseñar el pórtico de manera que el comportamiento inelástico está restringido a los enlaces.

Los enlaces son elementos “fusibles” del pórtico.

Escalera

La escalera es el elemento que sirve para desplazarse en los niveles del edificio, como también de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc.), por lo que debe prestársele especial atención a su diseño. (Canales, 2006)

Su ubicación se encontrara alado de la caja de escalera, la cual será continua en los 3 niveles. Tendrá los apoyos iniciales y finales en vigas de acople y sus descansos y se apoyaran en las placas de la caja de escaleras.

Predimensionamiento

Para el diseño de los elementos estructurales primordialmente es importante la selección del perfil más ligero que se acomode a los requerimientos establecidos, esto no necesariamente será nos mostrara el perfil más económico. Por esta razón es importante realizar un predimensionamiento que nos permita escoger las secciones más adecuadas para el diseño. (Mendoza, 2007)

Se elaboró tomando en cuenta las distancias entre los elementos estructurales y las cargas que soportan, conforme a los requerimientos que nos brindan el RNE y especificaciones americanas AISC.

Losa colaborante

Se tomara la losa formada por placas colaborantes de acero deck, este sistema está formado por planchas de acero galvanizado que consiste en un molde metálico que cumple una función como encofrado pero a la vez tiene un funcionamiento estructural, contrarrestando los esfuerzos de tracción de la losa. También este tipo de losa permite salvar grandes luces.

El uso del acero deck, permite soportar cargas muy altas durante el proceso de construcción; cumpliendo tres funciones principalmente:

- a) Plataforma de trabajo para todas las instalaciones de la futura losa
- b) Refuerzo de acero positivo
- c) Encofrado perdido del concreto.

El sistema cuenta también con una malla de temperatura y conectores de corte, que al fraguar forman una unidad (sistema compuesto acero-concreto) denominado losa con placa colaborante Ver Figura 19.

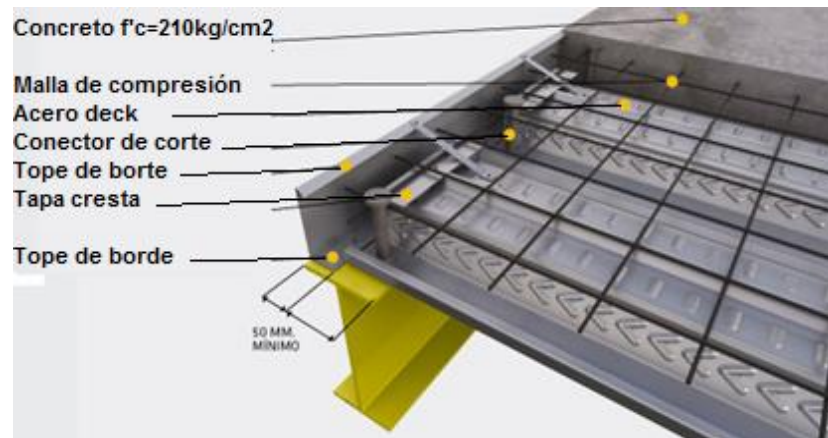


Figura 19: Sistema constructivo con placa colaborante.

Fuente: <http://www.fierrodeck.com/fierrodeck.php>

Existen 3 tipos de perfiles de placa colaborante, los cuales tienen el mismo ancho útil de 900mm.

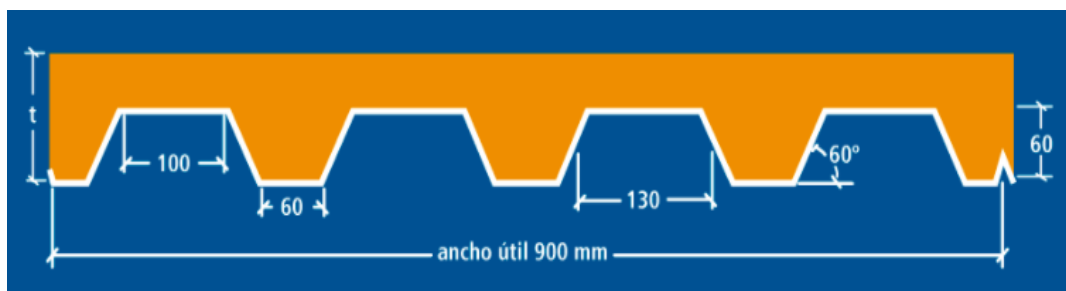


Para la presente tesis se eligió el perfil tipo AD-600, debido a los antecedentes de estudios realizados en comparación a los 3 perfiles, según Díaz (2009) concluye que:

La resistencia debido al embebido de concreto aumenta significativamente en un 60%-90% para perfiles AD-600 y AD-900, mientras que es nulo el incremento para perfil tipo AD-730. Las losas con perfiles AD-900 y AD-600, sometidas a ensayos de flexión aseguran flechas centrales mínimas a comparación del tipo AD-730.

Las consideraciones para la selección de la losa colaborante en el presente trabajo de Tesis fueron:

- Usar Acero DECK AD – 600.
- Distancia entre apoyos 3.20m
- Calibre (Gage) de 20



Las características técnicas de la placa colaborante AD – 600 se muestra en la siguiente tabla 11:

Tabla 11.

Placa Colaborante AD -600

Calibre. (Gage)	Nº20
Espesor	0.90 mm
Peralte	60 mm
Ancho total	920 mm
Ancho útil	900 mm
Acabado	galvanizado
Longitud	A medida

Fuente: <http://www.fierrodeck.com/fierrodeck.php>.

El valor del peso por unidad de longitud de la lámina de acero es de 10.88 kgf/m² para el calibre de 20 y 0.114m²/m de área de concreto para un espesor de losa de 15 cm y resistencia a la compresión de 210kg/cm². Debido a la luz entre apoyos de 3.20m se considerará apuntalamiento intermedio.

Las viguetas de soporte son aquellas que están sosteniendo la placa colaborante en la dirección perpendicular. Se estimó un peso propio de viga de 70lb/pie (31.75kg/m) y tiene un ancho tributario de 3.20m.



Tabla 12.

Cargas	Kg/m	Kg/m2	Long. Tributaria (m)	Total (kg/m)
Peso propio	31.75			31.75
Acero DECK		10.88	3.20	34.82
Losa de Concreto	273.60		3.20	875.52
Piso terminado		100.00	3.20	320.00
Cielo raso		20.00	3.20	64.00
W _d				1326.09
S/c		500.00	3.20	1600.00
W _L				1600.00

Fuente: Elaboración propia.

Se calculó la carga última de la viga (W_u) bajo la combinación de cargas de gravedad:

56

Y el momento último de la viga considerando simplemente apoyada, con una luz de viga de 10.00m (32.80'):

$$M_u = \frac{1}{8} w_u l^2 = 385.14 \text{ kip} - \text{pie}$$

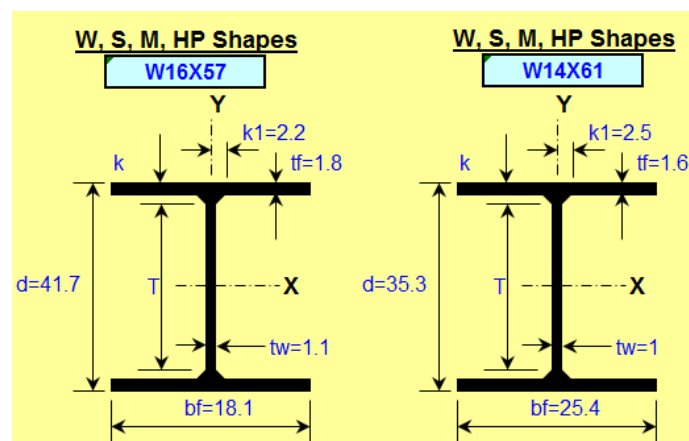
Por lo tanto, el pre-dimensionamiento de estas vigas se hizo en base al módulo de sección plástica respecto al eje x:

$$z_x \geq \frac{MX}{0.9 * F_Y} = \frac{385.14 * 12}{0.9 * 50} = 102.7 \text{ in}^3$$

Con el modulo plástico se procede a buscar, en las tablas de perfiles tipo W que nos otorga el AISC, las secciones que tengan un módulo plástico Z parecido al requerido por los cálculos.

W, M, S, and HP Section Properties from AISC Version 13.0 CD Database (Dec. 2005) and AISC 13th Edition Manual												
Shape	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	rts	ho	J	Cw	Wno	Sw	
W16X57	105	43.1	12.1	1.6	18.9	1.92	15.7	2.22	2660	27.9	35.5	
W14X61	102	107	21.5	2.45	32.8	2.78	13.2	2.19	4710	33.1	53.4	

Tenemos varias opciones para poder elegir el perfil adecuado, dimensiones (cm).



Se asumirá un perfil de W 16x57, que tiene un valor de $z_x = 105 \text{ in}^3$

Vigas

Para el edificio en estudio poseemos luces con dimensiones de 6.4, 7.4, 8.5, 10, 12.8m. Por esta razón se trabajará con tres tipos de secciones para vigas secundarias, principales y de soporte, para luego ingresarlas en el programa y optimizar el diseño.

Vigas Principales

Las vigas principales serán las que reciben las cargas que provienen de las vigas de soporte, y las transmiten a las columnas. Los esfuerzos que transmiten a las columnas dependen de la conexión viga-columna.

Para el pre-dimensionamiento se tomará en cuenta el momento mayor que es obtenido por la condición de viga simplemente apoyada, y se considera el que contenga el área cooperante más grande.

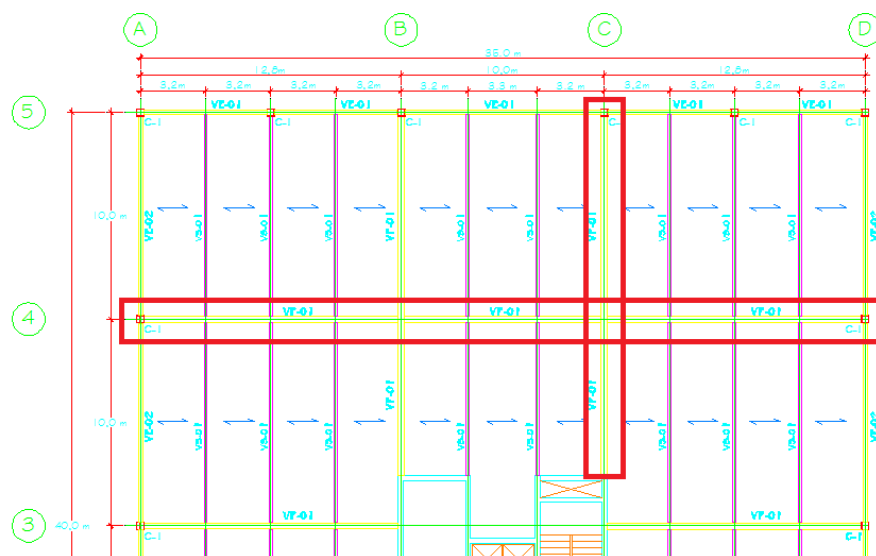


Figura 21 : Viga principal crítica.

Fuente: Elaboración Propia

Las vigas principales se encuentran en los dos ejes x & y, en el perímetro nos encontramos con vigas principales exteriores. A continuación se presenta las vigas principales exteriores:

Tabla 13.

Cargas para vigas principales exteriores.

Cargas	Kg/m	Kg/m2	Long. Tributaria (m)	Total (kg/m)
Peso propio	45.36			45.36
Peso de Viga Secundaria	23.80			23.80
Acero DECK		10.88	1.60	17.41
Losa de Concreto	273.60		1.60	437.76
Piso terminado		100.00	1.60	160.00

Cielo raso	20.00	1.60	32.00
W_d			716.33
S/c	500.00	1.60	800.00
W_L			800.00

Fuente: Elaboración propia.

Se calculó la carga última de la viga (W_u) bajo la combinación de cargas de gravedad:

$$w_u = 1.2 * 716.33 + 1.6 * 800.0 = \frac{2139.60kg}{m} = 1.44kips/pie$$

Y el momento último de la viga considerando simplemente apoyada, con una luz de viga de 10.00m (32.80'):

$$M_u = \frac{1}{8} w_u l^2 = 193.74kip - pie$$

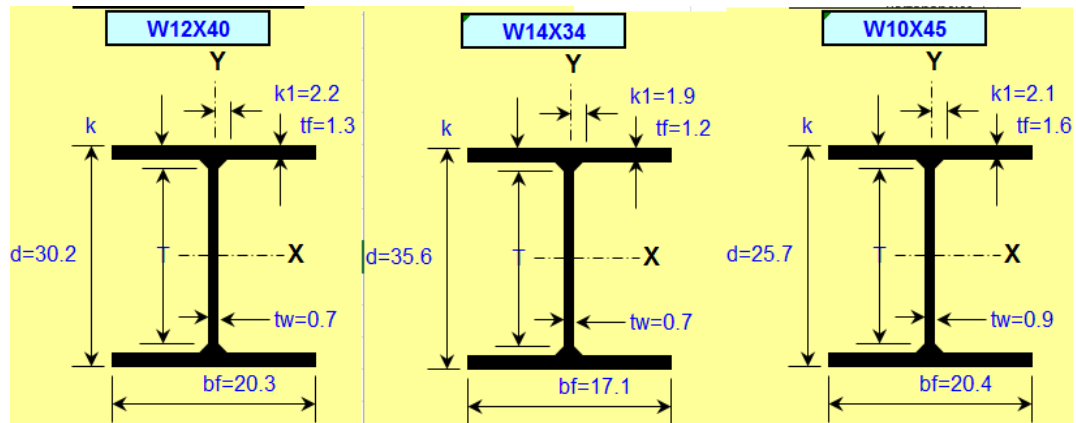
Por lo tanto, el pre-dimensionamiento de estas vigas se hizo en base al módulo de sección plástica respecto al eje x:

$$z_x \geq \frac{MX}{0.9 * F_Y} = \frac{193.74 * 12}{0.9 * 50} = 51.664 in^3$$

Con el modulo plástico se procede a buscar, en las tablas de perfiles tipo W que nos otorga el AISC, las secciones que tengan un módulo plástico Z parecido al requerido por los cálculos.

W, M, S, and HP Section Properties from AISC Version 13.0 CD Database							
Shape	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	rts	ho
W12X40	57	44.1	11	1.94	16.8	2.21	11.4
W12X35	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0
W14X34	54.6	23.3	6.91	1.53	10.6	1.80	13.5
W10X45	54.9	53.4	13.3	2.01	20.3	2.27	9.48
W12X22	29.3	4.66	2.31	0.848	3.66	1.04	11.9
W12X19	24.7	3.76	1.88	0.822	2.98	1.02	11.8
W12X16	20.1	2.82	1.41	0.773	2.26	0.982	11.7
W12X14	17.4	2.36	1.19	0.753	1.9	0.962	11.7

Tenemos varias opciones para poder elegir el perfil adecuado, dimensiones (cm).



Se asumirá un perfil de W 10x45, que tiene un valor de $z_x = 54.9 \text{ in}^3$

Luego se presenta las vigas principales interiores se estimaron un peso de 100lb/pie:

Tabla 14.

Cargas para vigas principales interiores.

Cargas	Kg/m	Kg/m ²	Long. Tributaria (m)	Total (kg/m)
Peso propio	45.36			45.36
Peso de Viga Secundaria int.	8.93			8.93
Acero DECK		10.88	3.25	35.36
Losa de Concreto	273.60		3.25	889.20
Piso terminado		100.00	3.25	325.00
Cielo raso		20.00	3.25	65.00
W_d				1368.85
S/c		500.00	3.25	1625.00
W_L				1625.00

Fuente: Elaboración propia.

Se calculó la carga última de la viga (W_u) bajo la combinación de cargas de gravedad:

$$w_u = 1.2 * 1368.85 + 1.6 * 1625.0 = \frac{4242.61 \text{ kg}}{\text{m}} = 2.85 \text{ kips/pie}$$

Y el momento último de la viga considerando simplemente apoyada, con una luz de viga de 10.0m (32.80'):

$$M_u = \frac{1}{8} w_u l^2 = 383.27 \text{ kip} - \text{pie}$$

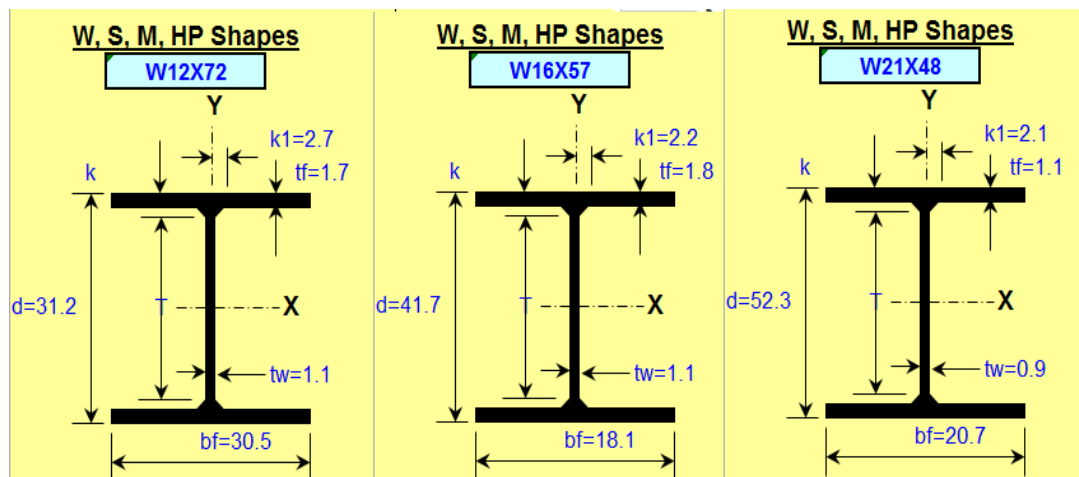
Por lo tanto, el pre-dimensionamiento de estas vigas se hizo en base al módulo de sección plástica respecto al eje x:

$$z_x \geq \frac{MX}{0.9 * F_y} = \frac{383.27 * 12}{0.9 * 50} = 102.2 in^3$$

Con el modulo plástico se procede a buscar, en las tablas de perfiles tipo W que nos otorga el AISC, las secciones que tengan un módulo plástico Z parecido al requerido por los cálculos.

W, M, S, and HP Section Properties from AISC Version 13.0 CD Database							
Shape	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	rtz	ho
W16X57	105	43.1	12.1	1.6	18.9	1.92	15.7
W21X48	107	38.7	9.52	1.66	14.9	2.05	20.2
W12X72	108	195	32.4	3.04	49.2	3.40	11.6

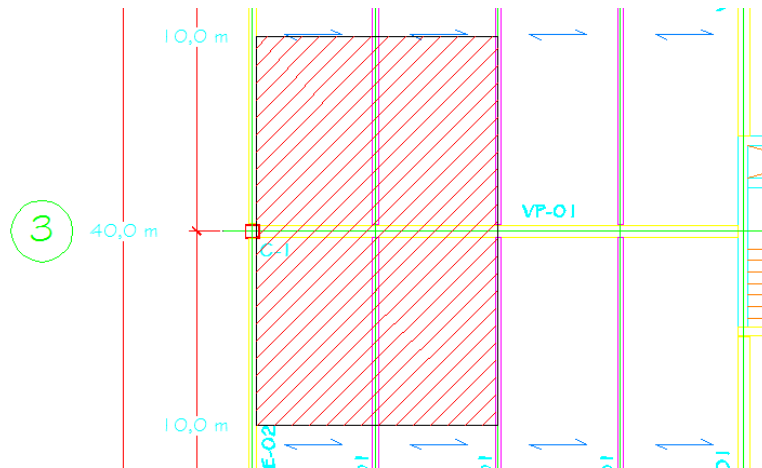
Tenemos varias opciones para poder elegir el perfil adecuado, dimensiones (cm).



Se asumirá un perfil de W 21x48, que tiene un valor de $z_x = 107 in^3$

Columnas

Para el pre-dimensionamiento de las columnas principales se considera la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada. (Canales, 2006)



Entonces:

Número de pisos (n) = 3

Area colaborante (ac) = 62.5m²

Longitud (l) = 5.00m

Cargas de diseño

Cargas	Kg/m	Kg/m ²	Area. Tributaria (m ²)	Total (kg)
W_d		480.00	62.5	30000
W_L		500.00	62.5	31250
total				61250

$$P_u = (W_d + W_L) * n$$

$$P_u = 183750 \text{ kg}$$

Calculamos la relación de esbeltez:

Proponemos una relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r_y} = 94$$

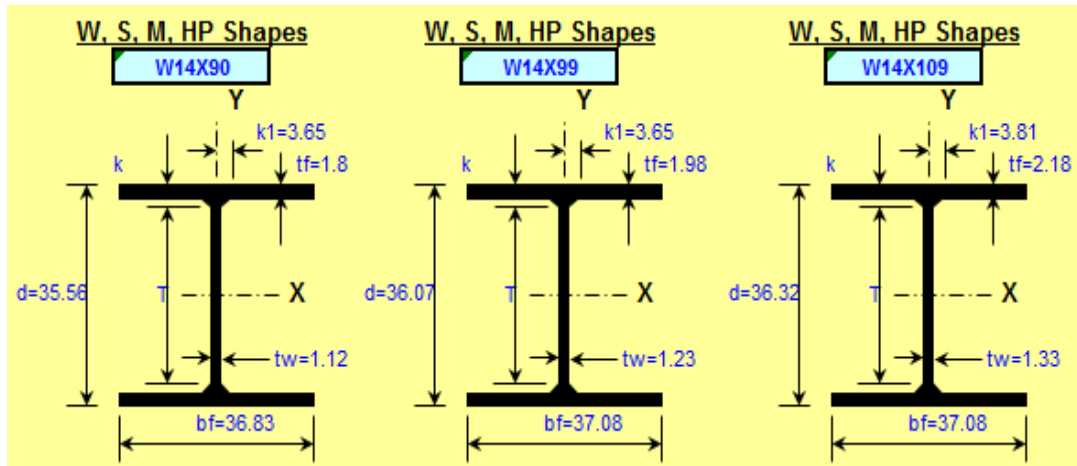
Del anexo 10, tendremos $F_a = 965 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{req} = \frac{P_u}{F_a} = \frac{183750 \text{ kg}}{965 \text{ kg/cm}^2} = 190.41 \text{ cm}^2 = 29.0 \text{ in}^2$$

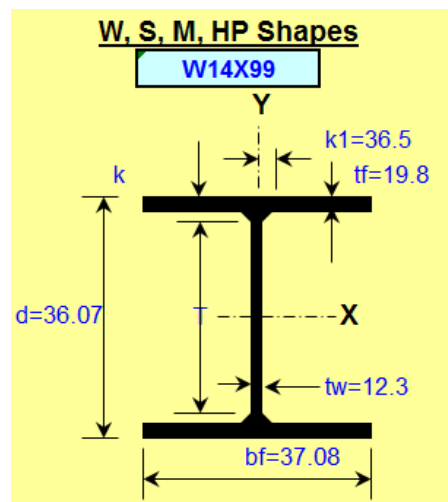
Con el área requerida se procede a buscar, en las tablas de perfiles tipo W que nos otorga el AISC, las secciones que tengan un área parecida al requerido por los cálculos.

W, M, S, and HP Section Properties from AISC Version 13.0 CD Database and AISC 13th Edition Manual										
Shape	A	d	tw	bf	tf	k(des)	k(det)	k1	T	gage
W14X109	32	14.3	0.525	14.6	0.86	1.46	2.1875	1.5	10	5.5
W14X99	29.1	14.2	0.485	14.6	0.78	1.38	2.0625	1.4375	10	5.5
W14X90	26.5	14	0.44	14.5	0.71	1.31	2	1.4375	10	5.5

Tenemos varias opciones para poder elegir el perfil adecuado, dimensiones (cm).



En general, dentro de los límites de los márgenes disponibles y teniendo en cuenta las limitaciones por espesor, en la presente Tesis se usará una sección con el radio de giro más grande posible, reduciendo así la relación de esbeltez e incrementando el esfuerzo crítico.



Se asumirá un perfil de W 14X99, que tiene un valor de $A = 29.1 \text{ in}^2$

Placas

Las placas se encuentran sometidas a esfuerzos de flexo compresión y cortante al igual que las columnas. Se utilizan en las edificaciones para que pueda

proporcionar rigidez lateral. Se tiene que ubicarlas de manera simétrica en los ejes para que no puedan originar problemas de torsión en el edificio. (Canales, 2006)

Para dimensionarlas se usan dos criterios:

1. Carga vertical.
2. Esfuerzo cortante actuante.

Para predimensionar por carga vertical y esbeltez, se hace empleo de la fórmula empírica para muros sometidos a carga vertical como indica el RNE norma E-060, y tomando las consideraciones de la norma ACI 318-14 indican que un placa portante debe ser verificado en base a su esbeltez.

La siguiente expresión determina la resistencia a la carga vertical:

$$\phi P_{nw} = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left\{ \frac{kl_c}{32t} \right\}^2 \right]$$

Donde:

- ✓ ϕ (factor de reducción para elementos sometidos a compresión) = 0.7
- ✓ l_c = distancia vertical entre apoyos.
- ✓ K (factor de restricción) = 1.0
- ✓ A_g (sección tomada de 1.0m de largo) = 100x20 = 2000cm²
- ✓ l_c (distancia vertical entre apoyos) = 5.00m

Entonces:

Predimensionamiento de las placas en X-X & Y-Y

- ✓ F'_c (resistencia característica del concreto) = 280kg/cm².
- ✓ b (ancho tributario) = 1.0m
- ✓ t (espesor de la placa asumido) = 0.2m
- ✓ k = 1.0
- ✓ l_c = 5.00m
- ✓ L_t (longitud tributaria) = h / C_t (se puede calcular con esta fórmula, ya que el edificio es regular y no tiene más de 45 mt de altura).

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.55 \times 280 \times 2000 / 1000 \left[1 - \left\{ \frac{1 \times 500}{32 \times 20} \right\}^2 \right] = 84 \text{ ton}$$

Metrado para 1.0mt de largo de placa:

- Peso propio de la placa: $2400 \times 20 \times 5 \times 1 = 2.4 \text{ ton}$
- Peso de tabiquería + cielo raso + piso terminado + placa colaborante:
 $0.404 \times 4 = 1.612 \text{ ton}$
- Total carga muerta: $4.01 \times 3 \text{ pisos} = 12.05 \text{ ton}$
- Sobrecarga : $0.500 \times 4.0 \times 1.0 = 2.0 \text{ ton}$
- Total carga viva : $2 \times 3 + 0.01 \times 4.0 \times 1.0 = 6.04 \text{ ton}$

Carga ultima = $1.4 \times 12.05 + 1.7 \times 6.04 = 27.14 \text{ ton} < 84 \text{ ton}$ **OKK!!!**

Predimensionamiento por el segundo criterio: esfuerzo cortante

Asumiremos un espesor anteriormente asumido de 20 cms.

Según el RNE en la norma E-30 (2016) nos dice que “podemos calcular la cortante basal que recibe el edificio con la siguiente fórmula:” (p. 11)

$$V = \left(\frac{Z \times U \times C \times S}{R} \right) \times P$$

Donde:

- ✓ Z (factor de zona) = 0.35 (zona sísmica 3, Juliaca).
- ✓ U (coeficiente de uso) = 1.3 (Edificaciones importantes).
- ✓ C = $2.5 \times (T_p / T)$.
- ✓ S (factor de suelo) = 1.15 (suelo intermedio).
- ✓ R (coeficiente de reducción) = 8.0 (Sistema estructural EBF).
- ✓ T_p (período de suelo) = 0.6 (suelo intermedio)
- ✓ T (período del edificio) = h / C_t (se puede calcular con esta fórmula, ya que el edificio es regular y no tiene más de 45 mt de altura).

Dónde: $h=13 \text{ mt}$ y $C_t=45$, porque presencia de elementos son pórticos de acero arriostrado.

Entonces: $T=13/60 = 0.288 \text{ seg}$,

$$C=2.5 \times (T_p / T) \rightarrow T < T_p \rightarrow C=2.5$$

P=peso del edificio, tendremos que asumir la densidad del área asumiendo 1ton/m2, para poder hallar una aproximación al predimensionamiento inicial.

$$P = \text{area del edificio} \times \text{Nro niveles} \times 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso aprox} = 1400\text{m}^2 \times 3 \times 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 4200 \text{ ton}$$

Finalmente:

$$V = \left(\frac{0.35 \times 1.3 \times 2.5 \times 1.15}{8} \right) \times 4200 = 686.7 \text{ ton}$$

Se deberá cumplir con la expresión: $V_u < \phi V_n$; $V_n = V_c + V_s$

Donde:

- ✓ V_n =resistencia nominal al corte del elemento.
- ✓ V_c =Contribución del concreto a la resistencia al corte.
- ✓ V_s =contribución del acero a la resistencia al corte.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \times t \times d$$

$$V_s = A_v \times f'c \times d/s$$

Donde:

- ✓ d =longitud efectiva de las placas.=0.8L
- ✓ t =20cms (espesor de placa asumido).
- ✓ A_v =area de refuerzo. $2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$ (considerando 2 Ø1/2")
- ✓ S =20cm (espaciamiento de estribos).

$$d_x = 0.8 \times (10 + 3 \times 5) = 20.8 \text{ mt}$$

$$d_y = 0.8 \times (5.3 \times 4) = 17.0 \text{ mt}$$

Entonces:

$$V_{cx} = 0.53 \sqrt{280} \times 0.20 \times 20.8 = 368.9 \text{ ton}$$

$$V_{cy} = 0.53 \sqrt{280} \times 0.20 \times 17 = 301.5 \text{ ton}$$

$$V_{sx} = 2.26 \times 4200 \times \frac{2080}{20} = 987 \text{ ton}$$

$$V_{sy} = 2.26 \times 4200 \times \frac{1700}{20} = 806 \text{ ton}$$

Finalmente:

$$V_{nx} = 368.9 + 987 = 1356 \text{ ton}$$

$$V_{ny} = 301.5 + 806 = 1107 \text{ ton}$$

ϕ (factor de reduccion para cortante) = 0.85.

$$\phi V_{nx} = 0.85 \times 1356 = 1152 \text{ ton} > 686.7 \text{ OK!!!!}$$

$$\phi V_{ny} = 0.85 \times 1356 = 940 \text{ ton} > 686.7 \text{ OK!!!!}$$

Se concluye que las placas con espesor de 20cms son adecuadas.

Escalera

La escalera se dimensionará aplicando la normativa que se encuentra en el RNE A-010, donde se debe cumplir que:

$$2 \text{ cp} + 1 \text{ p} = 60 @ 64 \text{ cms}$$

Donde:

- ✓ cp : contrapaso
- ✓ p : paso

Tomaremos 16 pasos de 28 cms. de ancho y el contrapaso será $(500/30) = 16.6$ cms.

Verificando:

$$\checkmark 2 \times 16.6 + 28 = 61.2 \text{ cms OK!!}$$

Zapatas

Se realiza el predimensionamiento para una columna C-1, en los ejes 3-A utilizando del análisis estructural las siguientes cargas (servicio) en la base de la columna.

Cargas	Kg/m2	Area. Tributaria (m2)	Total (kg)		Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
W_d	480.00	62.5	30000	CM	0.035	3.71
W_L	500.00	62.5	31250	CV	0.0331	4.79
total			61250	Sismo x-x	1.51	2.21
				Sismo y-y	1.95	0.168

Utilizando el valor de la capacidad portante admisible hallado por el EMS, estimando el peso propio de la zapata como el 15% de las cargas de gravedad.

Cargas de diseño:

$$A_{req} = \frac{1.15(P_{CM} + P_{CV})}{q_{adm}} = \frac{1.15(33 + 34.5)}{14.76 \text{ tonf/cm}^2} = 5.3 \text{ m}^2$$

Se requerirá un área de zapata mayor igual 5.3 m^2 , por lo que tendremos una zapata cuadrada de $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$, y un peralte de 0.6 m .

Entonces tendremos:

- ✓ Peso propio de la zapata: $6.25 \times 0.60 \times 2.4 = 9.0 \text{ ton}$
- ✓ Peso de la columna: $147.31(\text{kg/ml}) \times 13 \text{ ml} = 1.91 \text{ ton}$
- ✓ Total peso: 10.91 ton

Se calcula los esfuerzos máximos mediante la ley de Navier:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 \sum Mx - x}{L_x^2 L_y} \pm \frac{6 \sum My - y}{L_y^2 L_x}$$

cargas de gravedad:

$$R = 33 + 31.25 + 10.91 = 75.16 \text{ ton}$$

$$\sum Mx - x = 0.035 + 0.033 = 0.065 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\sum My - y = 3.71 + 4.79 = 8.5 \text{ ton} - \text{m}$$

Entonces:

$$\sigma = \frac{75.16}{6.25} \pm \frac{6 \times 0.065}{2.5^2 \times 2.5} \pm \frac{6 \times 8.5}{2.5^2 \times 2.5}$$

$$\sigma_{max} = 15.31 < 14.76 \text{ No cumple!!}$$

Aumentamos el area de zapata a $3.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$:

$$\sigma = \frac{75.16}{6.25} \pm \frac{6 \times 0.065}{3^2 \times 3} \pm \frac{6 \times 8.5}{3^2 \times 3}$$

$$\sigma_{max} = 13.9 < 14.76 \text{ OK cumple!!}$$

caso 2: cargas de gravedad + sismo en $x - x, y - y$

$$R = 75.16 + 7.7 = 82.86 \text{ ton}$$

$$\sum Mx - x = 1.51 + 2.21 = 3.72 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\sum My - y = 1.95 + 0.16 = 2.11 \text{ ton} - \text{m}$$

Entonces:

$$\sigma = \frac{82.86}{9} \pm \frac{6 \times 3.72}{3^2 \times 3} \pm \frac{6 \times 2.11}{3^2 \times 3}$$

$$\sigma_{max} = 10.5 \text{ ton/m}^2 < 14.76 \text{ OK cumple!!}$$

$$\sigma_{min} = 7.91 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \text{ OK cumple!!}$$

Metrado de Cargas

Las estructuras tendrán que soportar las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Los valores de cargas que deben considerarse para el diseño, a manera de determinar sus efectos y las incertidumbres involucradas en los valores que se emplean, son los establecidos por el RNE.

El metrado de cargas es un proceso mediante el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales, es un proceso simplificado ya que por lo general en este proceso se desprecian los efectos hiperestáticos que son producidos por los momentos flectores, salvo que sean estos muy importantes. (Canales, 2006)

Los tipos de carga que se utilizará en el metrado serán las siguientes:

Carga muerta

Para el metrado de cargas muertas se empleó el predimensionamiento realizado anteriormente de los elementos estructurales y de sus correspondientes pesos unitarios. Las cargas permanentes utilizadas se calcularon de acuerdo con los valores indicados en el anexo 1 (Ver Tabla 16) de la norma RNE E-020 (2006).

Tabla 15.

Cargas muertas de diseño.

Descripción	Valor (kg/m2)
Peso propio de la estructura	Software (ETABS)
Peso de la losa de concreto armado (h=0.10m)	240
Peso de los acabados de piso	50
Peso de instalaciones y cielo raso	40

Peso de mampostería (tabiques divisorios)	150
TOTAL	480

Fuente: Elaboración propia.

Carga viva

Son cargas ocasionales pudiendo ser originadas por el peso de los habitantes, reservorios, maquinaria movable, muebles en general.

Se empleó una sobrecarga de 500kgf/m² para todas las losas de piso. Este valor se tomó de acuerdo con los valores indicados en la Tabla 1 de la norma. (RNE E-020 2006).

Las principales cargas unitarias usadas en los metrados son:

- ✓ Densidad del concreto: 2400 kg/m³
- ✓ Densidad del agua: 1000 kg/m³
- ✓ Aligerado (h =10 cms.): 240 kg/m²
- ✓ Acabados: 100 kg/m²
- ✓ Tabiquería fija (pandereta): 210 kg/m²
- ✓ Tabiquería móvil (drywall): 50 kg/m²

Carga nieve

Según el RNE norma E-020 (2006) nos dice que:

Para determinar este valor, se tomó en cuenta las condiciones geográficas y climáticas de la región de Puno, las cuales son de condición moderada. El valor mínimo de la carga básica de nieve sobre el techo es igual al valor mínimo establecido para el suelo según el RNE en la norma E-020(2006) en el capítulo 11.3. Este valor será igual a 40 kgf/m².
(p. 4)

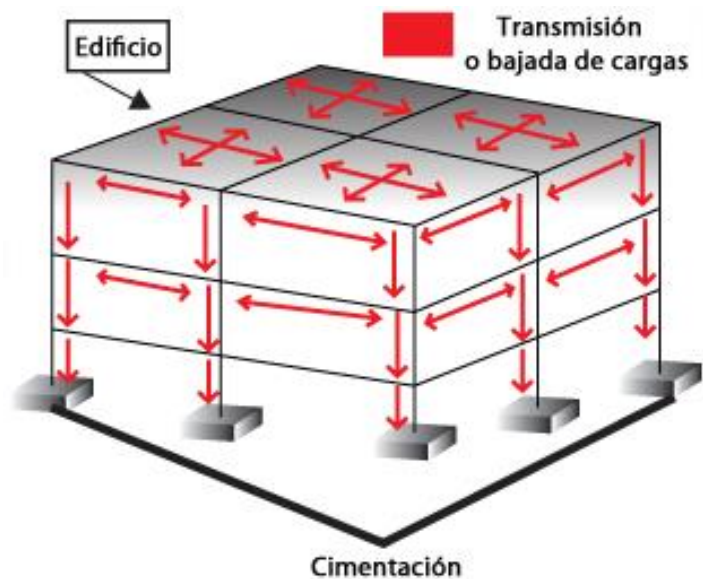


Figura 22: Transferencia de cargas hacia la cimentación.

Fuente: Instituto Politécnico Nacional-México.

Análisis Sísmico

La presente Tesis muestra una típica estructura regular en planta con simetría en ambos ejes, así mismo presenta una regularidad vertical en sus componentes de concreto y acero, la ubicación del núcleo de placas de concreto proporciona simetría y rigidez para ambos sentidos.

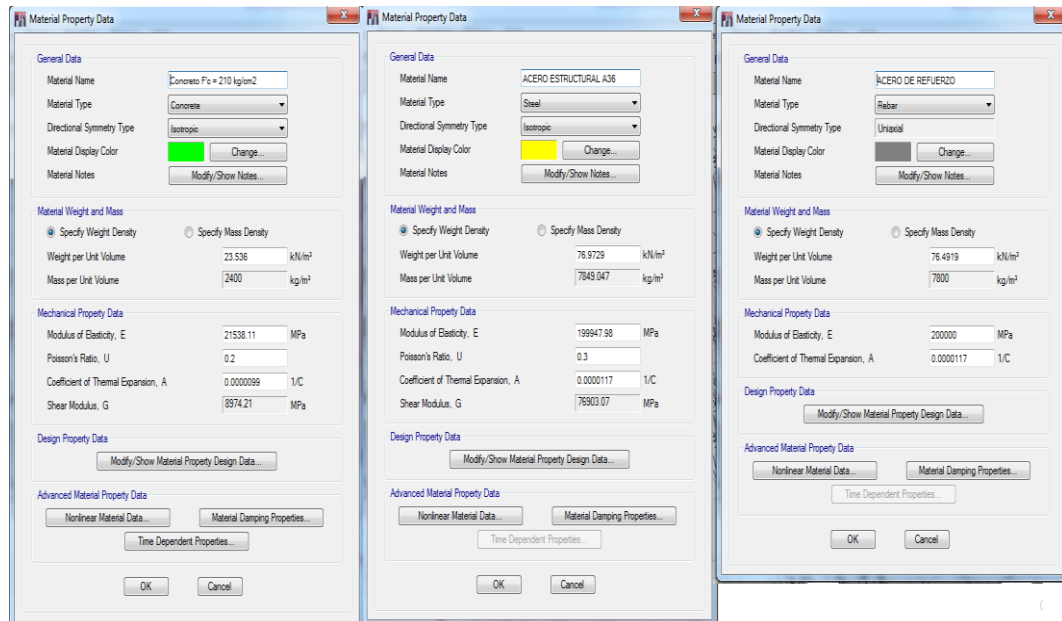
El análisis sísmico revisará si la edificación cumple con los requerimientos sísmicos propuestos por la norma E-030 (2016) y E-090(2016). La norma establece dos métodos de análisis, un procedimiento dinámico aplicable a cualquier estructura, y un método estático aplicable solo a edificios regulares y de no más de 45m de altura. El edificio a analizar por regularidad permite el uso de cualquiera de los 2 métodos.

En el análisis sísmico del edificio de acero, se siguieron las pautas que se dan en el RNE la norma E- 030(2016) del Diseño Sismorresistente y las normas americanas estándar ANSI/AISC 341-10.

Elaboración del Modelo Matemático

Para análisis sísmico se utilizó el software ETABS (2014).

Se consideró las siguientes propiedades del concreto, acero estructural y acero de refuerzo:



Se modeló la edificación con pórticos arriostrados excéntricamente, pórticos especiales a momento y pórticos mixtos teniendo las características siguientes:

Por la arquitectura de la edificación, la masa se dispondrá al centro de cada nivel, el RNE en la norma E-030(2016) en su capítulo 4.5.5 nos menciona de una excentricidad accidental (e), donde “e” equivale a 0.05 veces la longitud del eje en dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas. Teniéndose así:

$$E_x = 0.05 \times 35 = 1.75 \text{ mt}$$

$$E_y = 0.05 \times 40 = 2.00 \text{ mt}$$

Los pórticos arriostrados excéntricamente son el conjunto de las vigas, columnas, arriostres y enlaces.

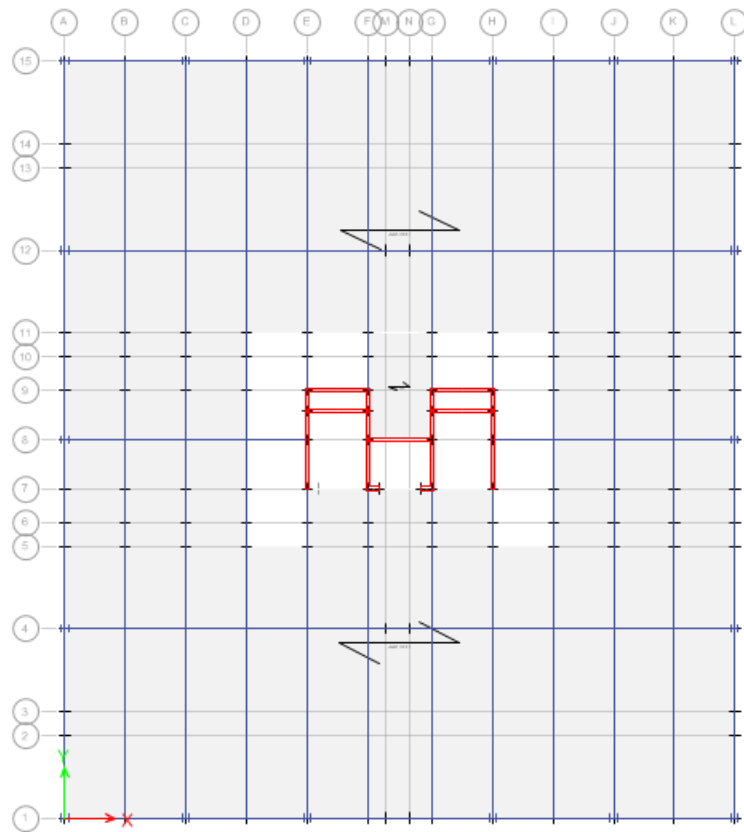


Figura 23 : Modelo estructural en planta.

Fuente: Elaboración propia.

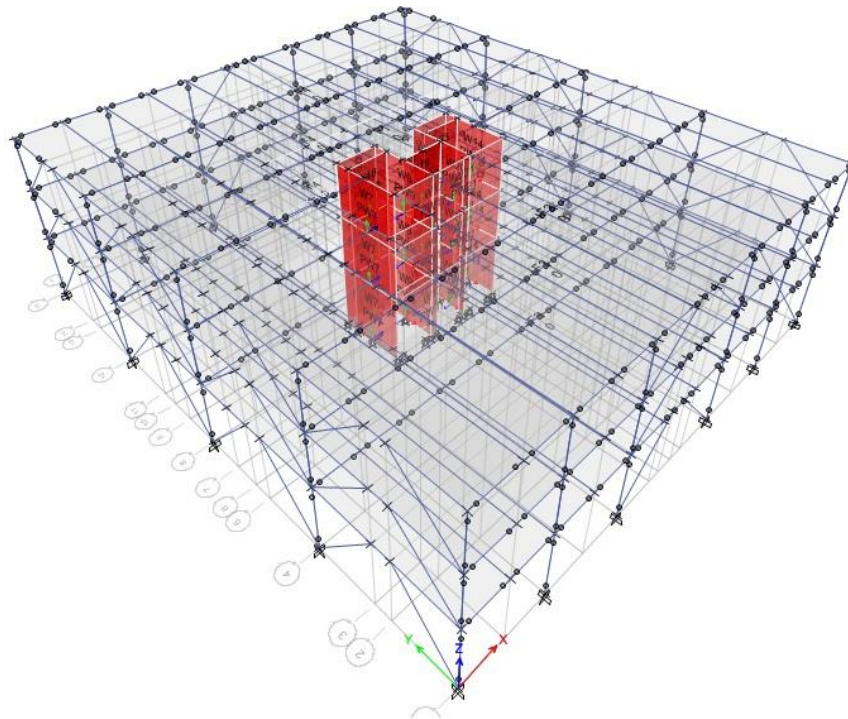


Figura 24 : Modelo estructural tridimensional.

Fuente: Elaboración propia.

Cortante Basal del edificio

Análisis Estático

El cortante estático se determinó en base a los parámetros del RNE la norma de diseño sismorresistente E-030(2016) y se muestran en la siguiente ver (tabla 16).

Tabla 16.

Parámetros de Fuerza cortante de la base

Parámetros	Valor
Z	0.35
U	1.3
S	1.15
Tp	0.6
TL	2.0
C(T<Tp)	2.5
Rxo = Ryo	8
la	1.0
lp	0.75

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-030(2016).

Para determinar la fuerza cortante total en la base de la estructura, se utiliza la expresión dada por la Norma E-030(2016) en su capítulo 4.5.2:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Donde tendremos:

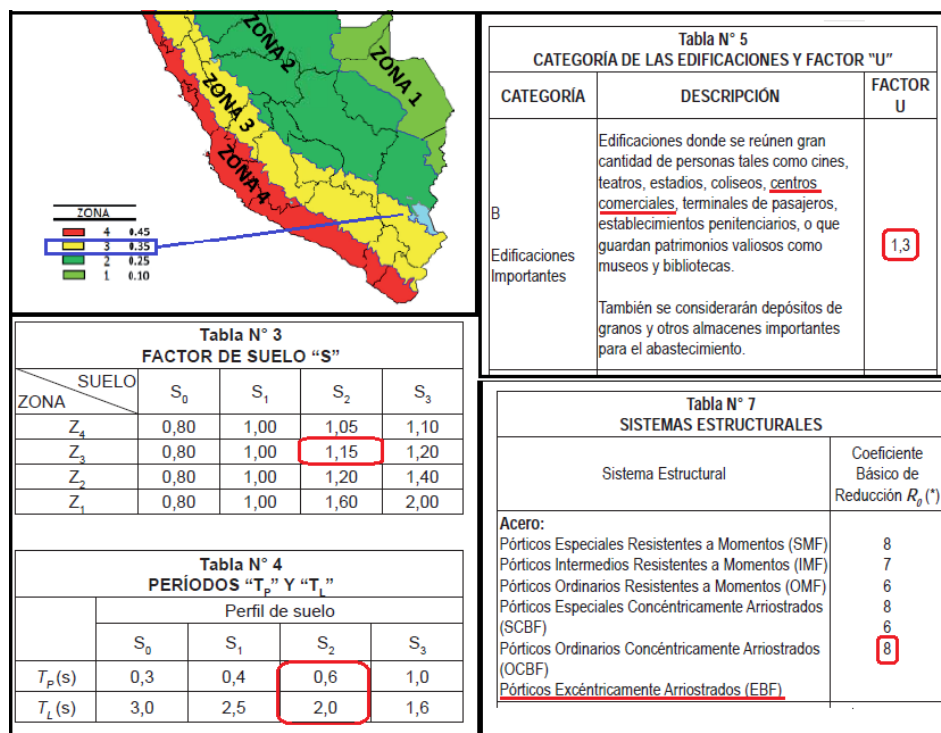


Figura 25 : Parámetros para diseño estático.

Fuente: Elaboración propia.

Z	= 0.35
U	= 1.3
S	= 1.15
Tp	= 0.6
Tl	= 2.0
R	= 8.0

Z = 0.35, zona 3, sierra, zona de moderada sismicidad del país.

U= 1.3, uso para centros comerciales y clasifica como categoría B, que son edificaciones importantes.

S = 1.15, pues el edificio se encuentra situado sobre un tipo de suelo intermedio, esto debido al estudio de mecánica de suelos (capacidad portante).

R = 8.0, la edificación tiene un Sistema estructural EBF.

El valor de C (factor de amplificación sísmica), se determinara con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad ; \quad \text{donde:}$$

T= Periodo fundamental de vibración.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{--- -- -- -- --} \rightarrow \quad T = \frac{13}{45} = 0.288 \text{ seg} \quad \text{--- --} \rightarrow T < T_p$$

$$C = 2.5$$

$$T_{xx} = 0.488 \text{ seg. (Hallado con el software ETABS)}$$

$$T_{yy} = 0.297 \text{ seg. (Hallado con el software ETABS)}$$

$$C_{yy} = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) \text{--- -- -- -- --} \rightarrow C_{yy} = 2.5x \left(\frac{0.6}{0.297} \right) = 5.05 \leq 2.5$$

$$C_{xx} = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) \text{--- -- -- -- --} \rightarrow C_{xx} = 2.5x \left(\frac{0.6}{0.488} \right) = 3.07 \leq 2.5$$

$$C_{coef_{xx-yy}} = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.35 * 1.3 * 2.5 * 1.15}{8} = 0.1421$$

El peso de la edificación se estimara usando la expresión dada por la Norma E- 30 en su capítulo 4.3 para una edificación de categoría B, en el cual toma la siguiente expresión:

$$P_{edificio} = (Peso \text{ propio} + CM) + 0.5 CV$$

$$P_{edificio} = 4534.1575 \text{tonf} - s^2/m$$

Siendo el cortante sísmico igual a:

$$V = \frac{0.35 * 1.3 * 2.5 * 1.15}{8} * 4534.1575 = 644.70 \text{ tonf}$$

Al igual que el software utilizado nos muestra el mismo resultado que el hallado manualmente, corroborando el valor del cortante sísmico estático.



Figura 26: Cortantes por piso (ETABS).

Fuente: Elaboración propia.

Análisis Dinámico

El análisis dinámico del edificio de acero puede tener dos caminos, de acuerdo a su nivel de importancia, por medio del análisis tiempo historia el cual es más detallado en su análisis y la superposición espectral, en la presente tesis utilizaremos el procedimiento de superposición espectral por tener como edificio de análisis una edificación convencional.

El modelo dinámico del edificio se idealiza mediante un grupo de diafragmas con 3 grados de libertad por piso. En este se debe definir la distribución de masas y rigideces del edificio para posteriormente someter a la estructura a un espectro de aceleraciones y analizar su respuesta. Se asignaron los diafragmas rígidos en los tres niveles del edificio. Con esto se tienen 3 grados de libertad por cada piso dos de traslación y uno de rotación. Se asignara la masa del edificio en los tres niveles, utilizando el peso propio de los elementos estructurales y las cargas establecidas anteriormente. Según el RNE norma E-0.30 (2016), la categoría que le corresponde a un centro comercial es “B” se dispone que la masa tomada corresponda al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

Para la aceleración espectral, según el RNE norma E-030 (2016) nos dice que:

Para cada una de las direcciones se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleración definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} * g$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral.

g = Aceleración de la gravedad.

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales. (p. 12)

Análisis Dinámico Modal Espectral

El análisis modal es el estudio de las propiedades dinámicas de una edificación, de él cual se obtiene características como el período de vibración, frecuencia, velocidad angular. El análisis modal es el análisis dinámico propuesto en el RNE E-030 (2016), el cual menciona que “Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral”.

Consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener la estructura a partir de sus deformaciones y sus respectivas frecuencias, para así tener una respuesta final que será el producto de la combinación de todas las respuestas teniendo así una especie de promedio ponderado para que cada modo posea un factor de participación que es el resultado de las masas y dirección del sismo.

Para los criterios de combinación modal que pueden llevarse a cabo son:

- ✓ La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal (SRSS).
- ✓ Por combinación cuadrática completa (CQC).

El RNE E-030(2016), nos menciona el uso del método de combinación CQC.

Periodos y frecuencias.

El software usado (ETABS) calcula las frecuencias naturales, periodos y modos de vibración de la estructura. En la Tabla 17, se muestran los periodos y frecuencias del edificio.

Tabla 17.

Periodos y frecuencias

Caso	Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (rad/seg)
Modal	1	0.488	2.048
Modal	2	0.324	3.091
Modal	3	0.297	3.367
Modal	4	0.16	6.241
Modal	5	0.096	10.471
Modal	6	0.094	10.62
Modal	7	0.084	11.86
Modal	8	0.056	17.891
Modal	9	0.047	21.497
Modal	10	0.011	93.398
Modal	11	0.011	93.48
Modal	12	0.011	94.521

Fuente: Resultados del análisis con software ETABS (2013).

Para calcular el número de modos, este será mayor a la suma de masas efectivas a 90% de la masa total para cada dirección. (RNE E-030 2016)

Tabla 18.

Periodos y factores de participación modal

MODOS	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	0.488	2.09	0.0002124	2.09	0.00
2	0.324	0.04	82.4	2.13	82.40
3	0.297	84.77	0.04	86.90	82.44
4	0.16	0.23	0	87.13	82.44
5	0.096	0.2	0	87.33	82.44
6	0.094	10.94	0.01	98.27	82.45
7	0.084	0.004982	15.99	98.27	98.44
8	0.056	1.72	0.0002049	99.99	98.44
9	0.047	0	1.56	99.99	100.00

10	0.011	0	0	99.99	100.00
11	0.011	0.0000583 6	0	100.00	100.00
12	0.011	0	0	100.00	100.00

Fuente: Resultados del análisis con software ETABS (2013).

Análisis Espectral

El análisis espectral implica el uso simultáneo de modos de vibración y espectros de diseño. El método implica el cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño. Luego se combinan estos valores máximos. El método de combinación usado en esta tesis corresponde a la combinación cuadrática completa (método CQC).

Espectro de diseño		
T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.1635156
0.2	2.5	0.1635156
0.4	2.5	0.1635156
0.6	2.5	0.1635156
0.8	1.875	0.1226367
1	1.5	0.0981094
1.4	1.0714286	0.0700781
1.8	0.8333333	0.0545052
2.2	0.6198347	0.0405411
2.6	0.443787	0.0290264
3	0.3333333	0.0218021
3.5	0.244898	0.0160179
4	0.1875	0.0122637
4.5	0.1481481	0.0096898
5	0.12	0.0078488
6	0.0833333	0.0054505
7	0.0612245	0.0040045
8	0.046875	0.0030659
9	0.037037	0.0024225
10	0.03	0.0019622

Seudo
aceleracion (g)

Espectro de aceleraciones

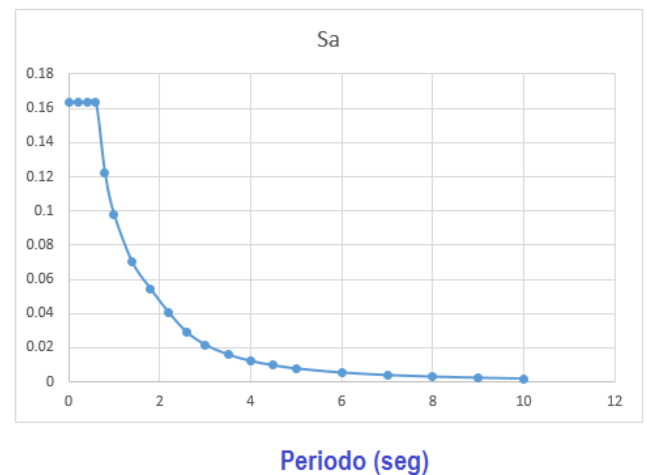
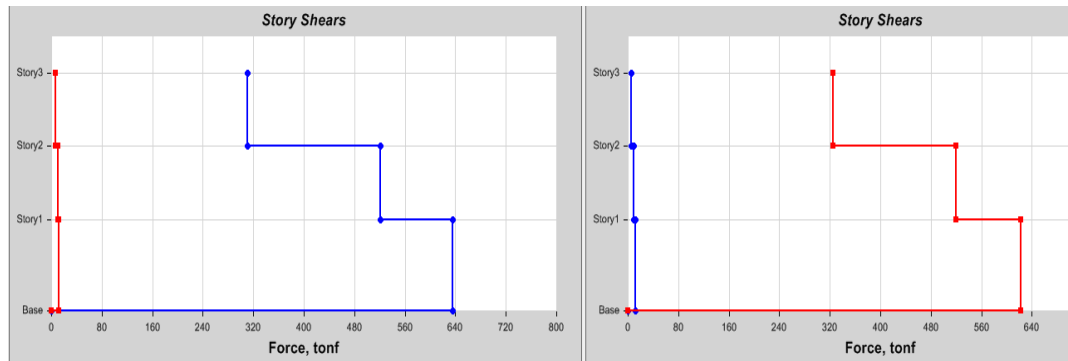


Figura 27 : Espectro de aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia.

Para hallar el valor de la fuerza cortante basal de cada dirección se realiza la combinación de las fuerzas cortantes de los modos de vibración considerados por el método de combinación cuadrática completa. (Canales, 2006)

Utilizando el software ETABS, se halló los resultados de las cortantes dinámicas en los ejes X & Y.



Siendo el cortante dinámico igual a:

$$Vx = 635.45 \text{ tonf}$$

$$Vy = 623.00 \text{ tonf}$$

Combinaciones de carga

Según la propuesta de norma del RNE E.090 (2016), el cual se basa en las especificaciones de norma AISC-01/AISC LRFD 341-10 presenta 6 combinaciones de cargas, donde:

- ✓ D = efectos de cargas permanentes
- ✓ L = efectos de carga viva
- ✓ Lr = efectos de carga viva en la azotea
- ✓ S = efectos de carga de nieve
- ✓ W= efectos de viento
- ✓ E = efectos de sismo
- ✓ R = efectos debidos al agua de lluvia, nieve o granizo, no se incluyen los efectos del agua que se pueda acumular en la superficie del techo.

Los factores de combinación de carga son:

Tabla 19.

Combinaciones de cargas.

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas mayoradas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8 W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W ó 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Desplazamientos laterales

El análisis realizado nos da como respuesta desplazamientos laterales, para poder verificarlos según el RNE en la norma E-030(2016) en su capítulo 5.1, nos menciona:

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Desplazamiento Lateral Permisible

Los máximos valores de desplazamiento relativo permisible de entrepiso para el acero lo encontramos en la tabla N°11 del RNE norma E-0.30 (2016) serán:

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

$D_i = 0.01 \times h_{ei}$ (estructura predominante es acero)

Donde:

✓ h_{ei} = distancia de entrepiso

$$D_{imax} = 0.01 \times 5.0 \text{ m} = 0.05 \text{ m}$$

Del análisis se obtuvo:

Piso	Carga	Desplazamiento máximo (mm)	Altura (m)	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas $\Delta_{inelástica}$	Deriva limite Δ_{limite}	
NIVEL 3	Sismo xx	4.57	13.00	0.000366	0.00220	0.01	OK!!
NIVEL 2	Sismo xx	3.22	9.00	0.000427	0.00256	0.01	OK!!
NIVEL 1	Sismo xx	1.61	5.00	0.000352	0.00211	0.01	OK!!

Piso	Carga	Desplazamiento máximo (mm)	Altura (m)	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas $\Delta_{inelástica}$	Deriva limite Δ_{limite}	
NIVEL 3	Sismo yy	5.58	13.00	0.000531	0.00319	0.01	OK!!
NIVEL 2	Sismo yy	3.58	9.00	0.000513	0.00308	0.01	OK!!
NIVEL 1	Sismo yy	1.60	5.00	0.000442	0.00265	0.01	OK!!

Los desplazamientos en el sentido y-y son ligeramente mayor que en el sentido x-x, esto debido a que el edificio tiene una mayor rigidez dirección x-x.

Los resultados hallados de los desplazamientos del edificio no sobrepasan los límites establecidos por la normativa, son menores a 0.01 m para el caso de acero como material predominante.

Verificación de la Fuerza Cortante Mínima

Se realizara la verificación de la fuerza cortante mínima según el artículo 4.6.4 del RNE norma E-030.

NIVEL	CASO DE CARGA	VX (tonf)	VY (tonf)	VARIACION
nivel 1	sismo xx P	644.7		98.56 %
nivel 1	sismo yy P		646.4	
nivel 1	SX Dina Max	635.45		96.37%
nivel 1	SY Dina Max		623	

La relación de las cortantes dinámicas y estáticas son mayores al 80%, por lo que cumple con los parámetros del RNE norma E-030.

Distribución de la Fuerza Cortante

La distribución de la fuerza cortante se realiza mediante el software ETABS, el cual nos muestra la importancia de los distintos elementos estructurales para la disipación de la fuerza cortante producida principalmente por las fuerzas sísmicas. (Goytia & Villanueva, 2001)

Para el sentido X-X, tenemos la intervención de elementos estructurales horizontales para cada nivel (sección típica) como son:

- ✓ Columnas
- ✓ Placas (muros)
- ✓ arriostres

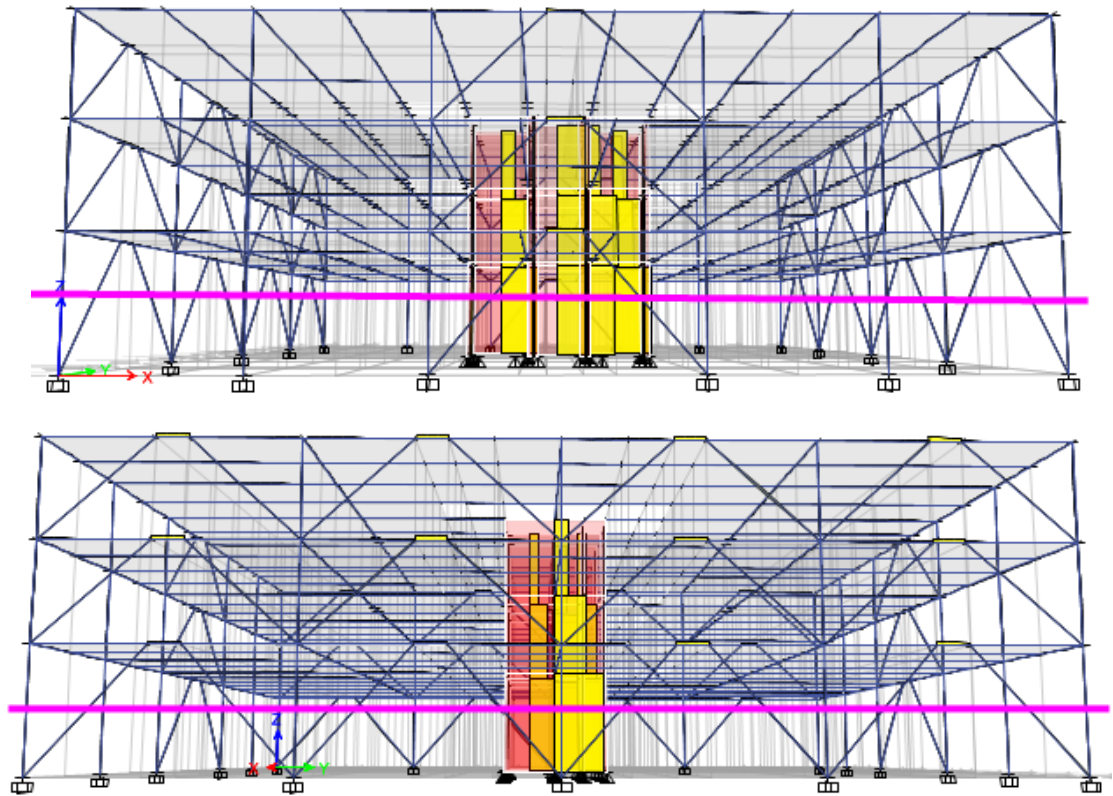


Figura 28: Elementos Estructurales que intervienen en X-X, Y-Y.

Fuente: Elaboración propia usando software ETABS (2013).

La fuerza cortante dinámica en la base es:

$$V_x = 635.45 \text{ tonf}$$

$$V_y = 623.00 \text{ tonf}$$

Disipación de la fuerza cortante dinámica por los elementos estructurales horizontales para ambos sentidos X-X, Y-Y. Ver Figura 29.

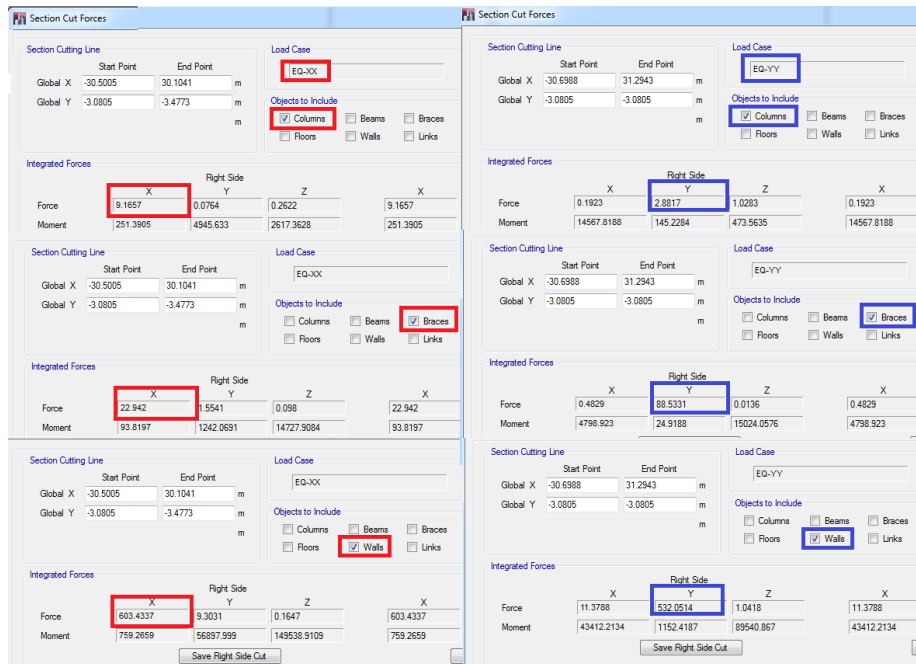


Figura 29: Valores de disipación de la fuerza cortante dinámica.

Fuente: Elaboración propia usando software ETABS (2013).

Entonces:

$$V_x = (V_{xcolumna} + V_{xarriostres} + V_{xmuros}) = 635.45 \text{ tonf}$$

$$V_x = (9.1657 + 22.942 + 603.4337) = 635.5 \text{ tonf} \quad \text{OK!!!!}$$

$$V_y = (V_{ycolumna} + V_{yarriostres} + V_{ymuros}) = 623.00 \text{ tonf}$$

$$V_x = (2.8817 + 88.5331 + 532.0514) = 623.06 \text{ tonf} \quad \text{OK!!!!}$$

Junta de separación sísmica

Según el RNE en la norma E-30 (2016) nos menciona:

La estructura de acero debe estar distanciada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima para así poder evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde:

✓h: altura desde el nivel del terreno natural hasta el nivel construido.

$$s1 = 0.006 * 1300 = 7.8 \text{ cms.}$$

$$h = 1300 \text{ cms ,}$$

$$s2 = 2/3 \times (\text{Desplazamiento máximo calculado})$$

$$s2_{\text{minimo}} = 2/3 \times 0.69 \text{ cms.} = 0.46 \text{ cms}$$

Por lo tanto se considerará una separación sísmica de 7.8 cms.

Diseño de Elementos

Diseño de losa con placa colaborante

El diseño de placas colaborantes se entiende como el diseño de las placas en combinación con el concreto que lo forman, éstas tienen un ancho total y un ancho efectivo, el cual puede ser utilizado para el análisis. (Gora, 2014)

Según el Manual Técnico Acero Deck (2015) nos dice que “debemos de considerar únicamente cargas de gravedad, por lo tanto solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas”.

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

Procederemos al diseño de una placa colaborante en el tramo ubicado entre los ejes típicos 14, 15, A y B como se muestra en la Figura 30.

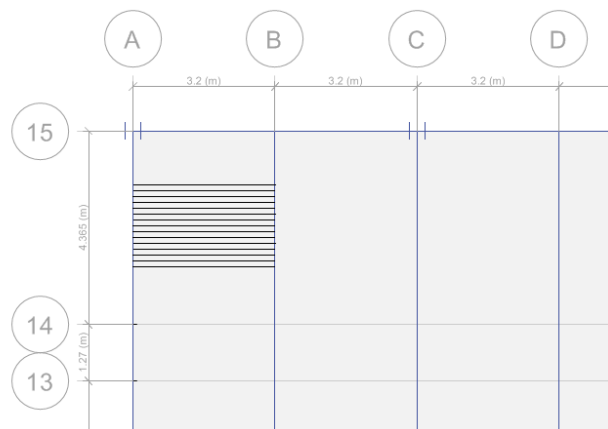


Figura 30 : Ubicación de placa colaborante para diseño.

Fuente: Elaboración propia usando software ETABS (2013).

Análisis Estructural

El análisis estructural para placas colaborantes es diferente al de una losa aligerada, Gora (2014) nos dice que:

El análisis estructural de un entrepiso con placas colaborantes se realizara para la placa actuante como encofrado y para la placa colaborante en combinación con el concreto como sección compuesta. Sera necesario obtener las cargas vivas y muertas, de tal manera que podamos utilizar estas para obtener los momentos y esfuerzos de corte solicitantes de la estructura y poder verificar que de acuerdo al pre-dimensionamiento dicha placa puede soportar tales cargas. (p. 41)

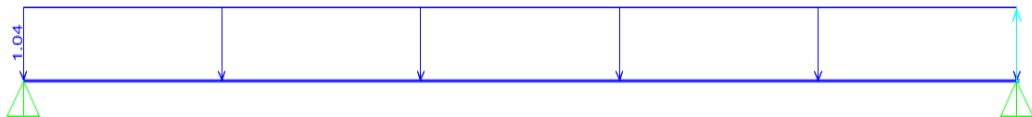
Para nuestra placa colaborante tenemos un ancho de $b = 0.90 \text{ m}$, del metrado anterior tenemos las siguientes cargas de diseño:

$$W_D = 0.27 \text{ ton/m}$$

$$W_L = 0.45 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.2 \times 0.27 + 1.6 \times 0.45 = 1.04 \text{ ton/m}$$

Gráficamente tendríamos:



Diseño de lámina colaborante como encofrado

Las propiedades de la lámina colaborante para el diseño como encofrado tales como área de la sección transversal, momento de inercia y otras constantes para el diseño se determinan de acuerdo con las especificaciones del AISI, (American Institute of Steel Construction. (Gora, 2014)

En el diseño como encofrado de la lámina colaborante según el AISI (2007) nos indica que las cargas deberán incluir:

- Peso propio del tablero.
- Peso propio del concreto fresco.

-Cargas de construcción temporales que se calculan como la más severa entre una carga uniformemente distribuida de 100 kg/m² sobre la superficie de la lámina y una carga distribuida de 300 kg/m actuando sobre un tramo del deck de análisis. Las cargas temporales son las que resultan producto del manejo del concreto, peso de equipos y personas que trabajan en la construcción de la losa. (p. 14)

Los valores para nuestro diseño de la lámina colaborante comportándose como encofrado tendremos:

- ✓ *Peso propio del tablero* = 31.33 kg/área total
- ✓ *Peso propio del concreto fresco* = 273.6 Kg/m
- ✓ *Cargas de construcción temporales* = 100 Kg/m
- ✓ *Peso muerto total (W_{dsd})* = 404 Kg/m

Deflexiones Admisibles

Para el cálculo de las deflexiones verticales de la lámina colaborante, se consideró el peso propio del concreto de acuerdo con el espesor de diseño y el peso propio de la lámina. Las cargas de construcción no deben tenerse en cuenta por ser de carácter temporal. Debido a que la lámina colaborante se diseña para permanecer en el rango elástico, esta se recuperará una vez que se retire dicha carga temporal. (Gora, 2014)

Las deflexiones verticales producidas por las cargas mencionadas anteriormente en comportamiento de la lámina como deberán limitarse a la siguiente expresión:

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ cm. } \text{ ó } 1.9 \text{ cm. (el que sea menor).}$$

Donde:

- ✓ δ_{cal} = Deflexión de cálculo (cm).
- ✓ δ_{adm} = Deflexión admisible (cm).
- ✓ L_{sd} = Longitud de luz libre (m)

Esfuerzos Admisibles

El cálculo de los módulos elásticos para las fibras superior e inferior de la lámina de acero y para condiciones de flexión positiva o negativa se realizó de acuerdo a la metodología propuesta por el AISI, (Specification for Design of Cold Formed Steel Structural Members). Al igual que los métodos de coeficientes, se aproxima los siguientes valores para determinar las deformaciones de diseño, acorde a la condición de apoyo, la cual es la siguiente:

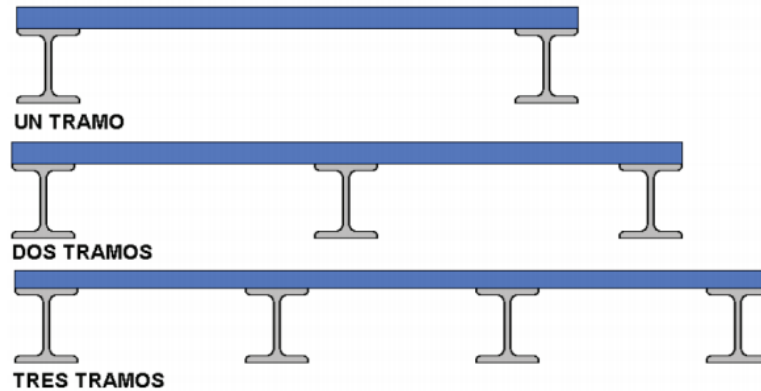


Figura 31 : Condiciones de apoyo.

Fuente: Manual técnico Acero Deck.

$$\delta_{cal} = \frac{0.013 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de un solo tramo}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0054 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de dos tramo}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de tres a más tramos}$$

Donde:

- ✓ Wd_{sd} = Carga muerta por unidad de longitud (Kg/m)
- ✓ L_{sd} = Luz libre de la losa (m)
- ✓ E_s = Modulo de elasticidad del acero (Kg/cm²)
- ✓ I_{sd} = Inercia de la placa colaborante (cm⁴ /m)
- ✓ b = Ancho de análisis (m)

Por lo tanto:

El esfuerzo admisible para una luz libre de diseño de 3.20 m será:

$$\delta_{adm} = \frac{3.20 \times 100}{180} \text{ cm.} \qquad \delta_{adm} = 1.77 \text{ cm}$$

Esfuerzos Calculados

Donde:

- ✓ $W_{dsd} = 404.48 \text{ (Kg/m)}$
- ✓ $L_{sd} = 3.20 \text{ (m)}$
- ✓ $E_s = 2 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2\text{) según Aceros Deck}$
- ✓ $I_{sd} = 70.73 \text{ (cm}^4\text{/m) según Aceros Deck}$
- ✓ $b = 90 \text{ (cm)}$

Por lo que el esfuerzo para nuestra condición de un solo tramo sería:

$$\delta_{cal} = \frac{0.013 \times W_{dsd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.013 \times 404.48 \times (3.20 \times 100)^4}{2000000 \times 70.73 \times 90} \text{ cm.}$$

$$\delta_{cal} = 4.33 \text{ cm.}$$

Por lo tanto será necesario un apoyo al centro de cada luz, con lo cual el nuevo $L_{sd} = 1.60 \text{ (m)}$, de aquí obtenemos el siguiente esfuerzo como sigue:

$$\delta_{cal} = \frac{0.0054 \times W_{dsd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0054 \times 404.48 \times (1.60 \times 100)^4}{2000000 \times 70.73 \times 90} \text{ cm.}$$

$$\delta_{cal} = 0.11 \text{ cm.}$$

Entonces se deberá cumplir en el apoyo del medio que:

$$\delta_{cal} = 0.11 \text{ cm.} \leq \delta_{adm} = 1.77 \text{ cm.}$$

Esfuerzos admisibles para el sistema no compuesto

Según los esfuerzos admisibles debe cumplirse que:

$$\delta_{actuante} = \frac{M_{max}}{S_{min}} \leq 0.60 * f_y$$

Donde:

- ✓ M_{max} : *Es el momento máximo positivo o negativo en la sección más desfavorable de la placa colaborante.*
- ✓ S_{min} : *Es el modulo de la seccion de la placa colaborante, el menor de ambos entre S_{inf} y S_{sup} .*
- ✓ F_y : *Es el esfuerzo de fluencia del acero.*

Calculo de momentos

Serán para el caso de dos tramos el para el caso de la presente Tesis. Debido a las cargas transitorias producidas a consecuencia del montaje, se estiman 2 probables casos de carga: la primera es aplicando una carga puntual $P_{sd} = 225 \text{ kgf}$ en el medio de la luz y la segunda es aplicando una carga distribuida $W_{wsd} = 100 \text{ kgf/m}^2$.

Para dos tramos: El mayor de:

$$M^{+sd} = 0.203 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.096 \times W_{d_{sd}} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó}$$

$$M^{+sd} = 0.096 \times (W_{d_{sd}} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 \quad \text{y}$$

$$M^{-sd} = 0.125 \times (W_{d_{sd}} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

Donde:

- ✓ M^{+sd} = *Momento positivo en la plancha colaborante (kgf – m).*
- ✓ M^{-sd} = *Momento negativo en la plancha colaborante (kgf – m).*
- ✓ P_{sd} = *Carga puntual en el centro de luz (225 kgf).*
- ✓ L_{sd} = *Luz libre entre apoyos (m).*
- ✓ $W_{d_{sd}}$ = *Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).*
- ✓ f^{+} = *Esfuerzos positivos en la plancha colaborante (kgf/cm²).*
- ✓ f^{-} = *Esfuerzos negativos en la plancha colaborante (kgf/cm²).*
- ✓ W_{wsd} = *Carga distribuida (100 kgf/m.)*
- ✓ $S_{p_{sd}}$ = *Módulo de Sección Superior (cm³/m).*
- ✓ $S_{n_{sd}}$ = *Módulo de Sección Inferior (cm³/m).*

✓ f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de la plancha (kgf/cm^2).

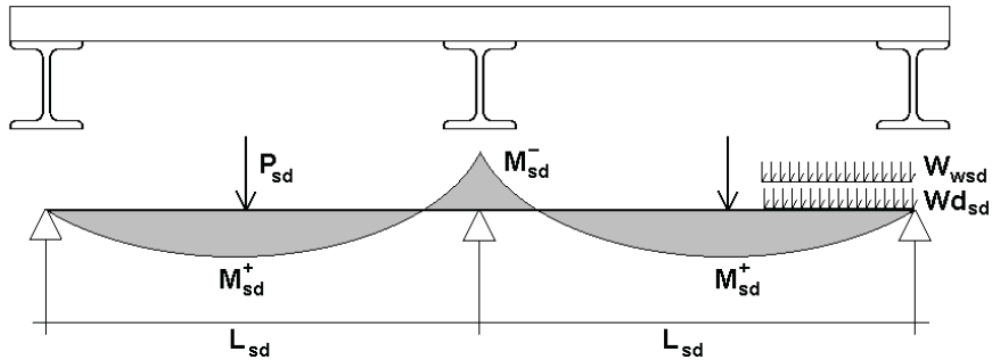


Figura 32 : Momentos de placa colaborante para dos tramos.

Fuente: Acero-deck.com, 2017

Entonces:

$$M^{+sd} = 0.203 \times 225 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \times 1.60\text{m} + 0.096 \times 404.48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \times 1.60^2 = 172.49 \text{ kgf} - \text{m.} \quad \text{ó}$$

$$M^{+sd} = 0.096 \times (404.48 + 100) \times 1.60^2 = 123.98 \text{ kgf} - \text{m.} \quad \text{y}$$

$$M^{-sd} = 0.125 \times (404.48 + 100) \times 1.60^2 = 161.43 \text{ kgf} - \text{m.}$$

Obtenemos:

$$M^{+sd} = 172.49 \text{ kgf} - \text{m.}$$

$$M^{-sd} = 161.43 \text{ kgf} - \text{m.}$$

Estos resultados serán los mayores para momentos: $M^{+sd} = 172.49 \text{ kgf} - \text{m.}$

$M^{-sd} = 161.43 \text{ kgf} - \text{m.}$ usando de los datos de la placa colaborante obtenemos

$S_{\min} = 27.68 \text{ cm}^3/\text{m}$, $S_{\sup} = 21.73 \text{ cm}^3/\text{m}$ y $f_y = 2320 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. Por lo tanto:

$$\delta_{actuante} = \frac{M^{+}_{\max}}{S_{\min}} \times 100 \leq 0.60 * f_y$$

$$\delta_{actuante} = \frac{172.49}{27.68} \times 100 \leq 0.60 * 2320$$

$$\delta_{actuante} = 623.15 \leq 1392 \quad \text{OK!!!}$$

$$\delta_{actuante} = \frac{M^{-}_{\max}}{S_{\sup}} \times 100 \leq 0.60 * f_y$$

$$\delta_{actuante} = \frac{161.43}{21.73} \times 100 \leq 0.60 * 2320$$

$$\delta_{actuante} = 742.89 \leq 1392 \quad \text{OK!!!}$$

Esto será correcto debido a que el esfuerzo de fluencia del acero deck es mayor al esfuerzo actuante.

Esfuerzos admisibles para el sistema compuesto

Existen dos módulos de sección para nuestro sistema compuesto; una superior y otra inferior. Bajo cargas de servicio, muchos segmentos de la losa permanecen sin agrietamiento en una porción significativa tanto de su espesor como su luz, por lo que son considerablemente más rígidas que una losa totalmente agrietada. (Gora, 2014)

Debido a la existencia de propiedades agrietadas y no agrietadas, un valor más real será el promedio de ambas según Aceros Deck (2016) nos menciona que:

Para lo cual existirá una inercia efectiva, correspondiente al promedio de las dos inercias tanto de la parte agrietada (I_c) como la no agrietada (I_u), así como para el centro de gravedad también se debe considerar el promedio de los centros agrietado Y_{cc1} y no agrietado Y_{cc2} . Por lo tanto el módulo de sección inferior resultaría así: (p. 30)

$$S_{inf} = \frac{I_{efectiva}}{t - y_{prom}}$$

Donde:

$$I_{efectiva} = \frac{I_c + I_u}{2}$$

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2}$$

a) Sección transformada fisurada:

Será imprescindible encontrar la distancia que tienen la fibra extrema que se encuentra en compresión y el centroide del área que se encuentra en tensión, para lo cual a esta distancia llamaremos "d". Esta sección transformada está representada en la Figura 33.

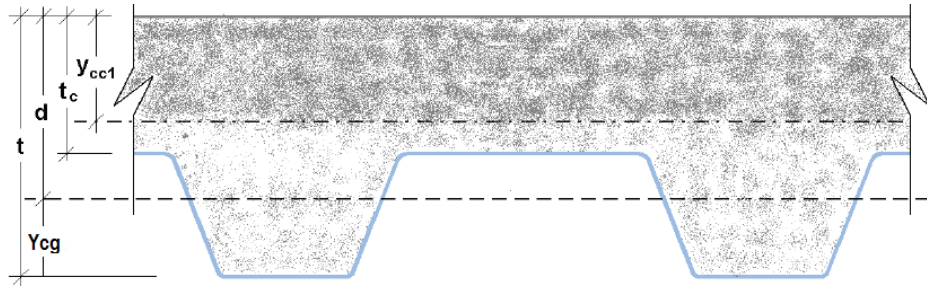


Figura 33 : Sección transformada fisurada.

Fuente: Acero-deck.com, 2017.

Expresión para poder hallar la inercia de la sección transformada fisurada.

$$I_C = \frac{b \times Y_{cc1}^3}{3} + n \times A_{Ssd} \times Y_{cs}^2 + n \times I_{sd}$$

Siendo:

$$Y_{cc1} = d \times (\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho \times n)^2} - \rho \times n)$$

$$\rho = \frac{A_{Ssd}}{b \times d}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

- ✓ d = Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del área de tensión.
- ✓ t = Peralte total de la placa colaborante incluido el concreto.
- ✓ Y_{cg} = Distancia al centro de gravedad generado por la placa colaborante.
- ✓ n = Relacion entre el modulo de elasticidad del acero con el del concreto.

Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto

.n	f'c = (kgf/cm2)
6	420 o más
7	320 a 420
8	250 a 320
9	210 a 250

Para el cálculo del centro de gravedad de la placa colaborante, utilizaremos la expresión para centro de gravedad de un trapecio como se muestra en la Figura 34.

PLACA COLABORANTE: AD600

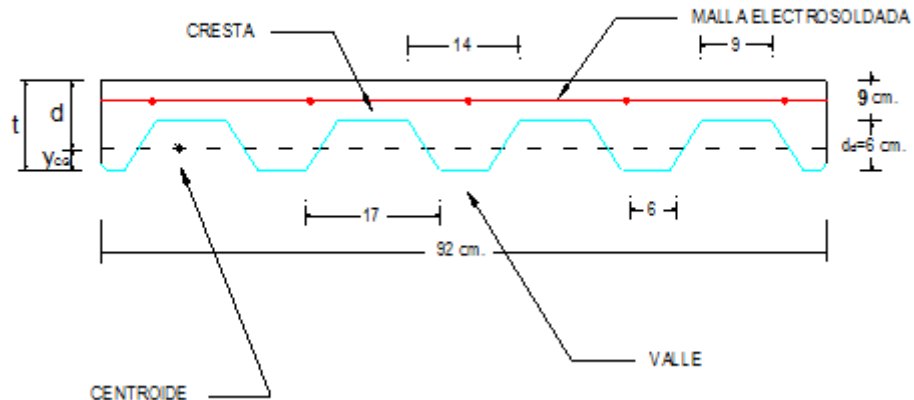
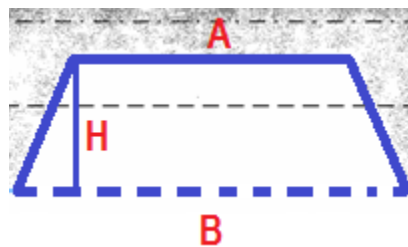


Figura 34 : Dimensiones de placa colaborante AD600.

Fuente: Acero-deck.com, 2017.

Entonces:



$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \times \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right)$$

$$Y_{cg} = 2.69 \text{ cm}$$

Sabiendo que el peralte total de la placa es de $t = 15\text{cm}$, obtendremos " d " como sigue:

$$d = t - Y_{cg}$$

$$d = 15 - 2.69$$

$$d = 12.31 \text{ cm}$$

Datos previos:

- ✓ $d = 12.31 \text{ cm}$ (Distancia entre la fibra extrema y el centroide del área).
- ✓ $A_s = 10.38 \text{ cm}^2$ (Área de Acero de la lámina de acero).
- ✓ $b = 90 \text{ cm}$ (Ancho efectivo de la lámina).
- ✓ $E_s = 2000000 \text{ Kg / cm}^2$ (Modulo de elasticidad del Acero).
- ✓ $E_c = 217370 \text{ Kg/cm}^2$ (Modulo de elasticidad del Concreto).
- ✓ $I_s = 70.73 \text{ cm}^4 / \text{m}$ (Inercia de la placa colaborante).

Entonces:

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{b \times d} \text{ ----- } > \quad \rho = \frac{10.38}{90 \times 12.31} \text{ ----- } > \quad \rho = 0.00936$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \text{ ----- } > \quad n = \frac{2000000}{217370} \text{ ----- } > \quad n = 9$$

$$Y_{cc1} = d \times (\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho \times n)^2} - \rho \times n)$$

$$Y_{cc1} = 12.31 \times (\sqrt{2 \times 0.00939 \times 9 + (0.00939 \times 9)^2} - 0.00939 \times 9)$$

$$Y_{cc1} = 4.12 \text{ cm}$$

Tendremos el valor de la inercia.

$$I_C = \frac{b \times Y_{cc1}^3}{3} + n \times A_{s_{sd}} \times Y_{cs}^2 + n \times I_{sd}$$

$$I_C = \frac{90 \times 4.12^3}{3} + 9 \times 10.38 \times (12.31 - 4.12)^2 + 0.00939 \times 70.73$$

$$I_C = 8995.51 \text{ cm}^4$$

b) Sección transformada no fisurada:

Para esta sección se dividirá en dos el área bruta de la losa colaborante: una con área trapezoidal y la otra con un área rectangular uniforme con una altura "t", como nos muestra la Figura 35.

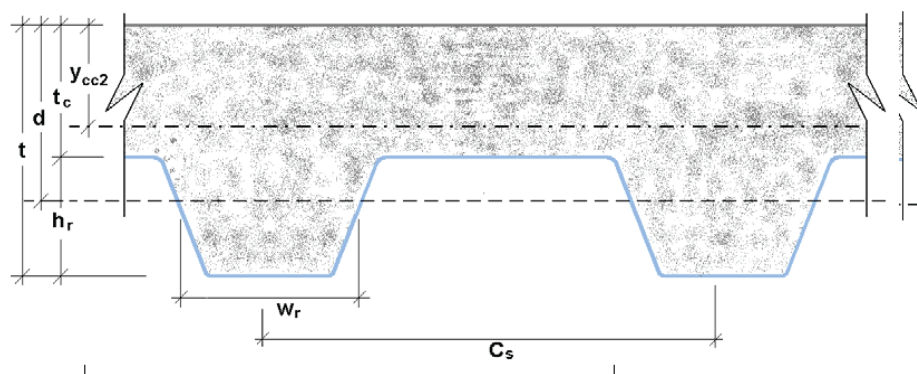


Figura 35 : Sección transformada no fisurada.

Fuente: Acero-deck.com, 2017.

Datos previos:

- ✓ $t = 15 \text{ cm}$ (Altura total de la losa compuesta).
- ✓ $d = 12.31 \text{ cm}$ (Distancia entre la fibra extrema y el centroide del área).
- ✓ $A_s = 10.38 \text{ cm}^2$ (Área de Acero de la lámina de acero).
- ✓ $b = 90 \text{ cm}$ (Ancho efectivo de la lámina).
- ✓ $E_s = 2000000 \text{ Kgfc}^2$ (Modulo de elasticidad del Acero).
- ✓ $E_c = 217370 \text{ Kgfc}^2$ (Modulo de elasticidad del Concreto).
- ✓ $I_s = 70.73 \text{ cm}^4$ (Inercia de la placa colaborante).
- ✓ $C_s = 23 \text{ cm}$ (Espacio entre ejes de valles contiguos).
- ✓ $W_r = 10 \text{ cm}$ (Ancho medio del valle relleno de concreto).
- ✓ $h_r = 6 \text{ cm}$ (Altura de la placa Deck).
- ✓ $T_c = 9 \text{ cm}$ (Altura del concreto por encima de la placa ($t - h_r$))

Para poder conseguir el valor de centro de gravedad, tendremos que analizar el rectángulo total y la sección transformada como una sola sección compuesta, a este valor tendremos que quitarle el área de trapecio que no contenga concreto.

Tendremos el valor de centro de gravedad:

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times b \times t^2 + n \times A_{s_d} \times d - \frac{(C_s - W_r) \times b \times h_r}{C_s} \times (t - 0.5 \times h_r)}{b \times t + n \times A_{s_d} - \frac{b}{C_s} \times h_r (C_s - W_r)}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times 90 \times 15^2 + 9 \times 10.38 \times 12.31 - \frac{(23 - 10) \times 90 \times 6}{23} \times (15 - 0.5 \times 6)}{90 \times 15 + 9 \times 10.38 - \frac{90}{23} \times 6(23 - 10)}$$

$$Y_{cc2} = 6.69 \text{ cm}$$

Determinamos el valor de la inercia para esta sección:.

$$I_u = \frac{b \times t_c^3}{12} + b \times t_c \times (Y_{cc2} - 0.5 \times t_c)^2 + n \times I_{s_d} + n \times A_s \times Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \times \left\{ W_r \times h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5 \times h_r)^2 \right] \right\}$$

$$I_u = \frac{90 \times 9^3}{12} + 90 \times 9 \times (6.69 - 0.5 \times 9)^2 + 9 \times 10.38 \times (12.31 - 6.69) + \frac{90}{23} \times \left\{ 10 \times 6 \left[\frac{6^2}{12} + (15 - 6.69 - 0.5 \times 6)^2 \right] \right\}$$

$$I_u = 20\,260.55 \text{ cm}^4$$

Hallamos la Inercia efectiva:

$$I_{efectiva} = \frac{I_u + I_c}{2}$$

$$I_{efectiva} = \frac{20\,260.55 + 8995.51}{2}$$

$$I_{efectiva} = 14\,628.03 \text{ cm}^4$$

Calculamos el centro de gravedad promedio:

$$Y_{prom} = \frac{y_{cc1} + y_{cc2}}{2}$$

$$Y_{prom} = \frac{4.12 + 6.69}{2}$$

$$Y_{prom} = 5.40 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$S_{infcomp} = \frac{I_{efectiva}}{t - Y_{prom}}$$

$$S_{infcomp} = \frac{14\,628.03}{15 - 5.40}$$

$$S_{infcomp} = 1\,524.51 \text{ cm}^3$$

Para verificar los esfuerzos producidos en la plancha de acero, calculamos los momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin amplificar, en condición de apoyo simple y lo comparamos con el esfuerzo de fluencia de la plancha del acero a un 60% de su capacidad. (Gora, 2014)

Se tendrá que cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{(Md_{sd} + Md_{sd})}{S_{infcomp}} \times n \times 100 \leq 0.60 * f_y$$

Donde:

✓ Md_{sd} = Momento producido en la losa por las cargas muertas (kgf – m).

$$Md_{sd} = \frac{Wd_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

✓ M_{sd} = Momento producido en la losa por las cargas vivas (kgf – m).

$$ML_{sd} = \frac{WL_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

✓ L_{sd} = luz libre de losa (m).

Por lo tanto:

$$Md_{sd} = \frac{404.48 \times 3.20^2}{8} \quad \text{-----} \rightarrow \quad Md_{sd} = 517.73 \text{ kgf} - \text{m.}$$

$$ML_{sd} = \frac{1217 \times 3.20^2}{8} \quad \text{-----} \rightarrow \quad ML_{sd} = 1557.76 \text{ kgf} - \text{m.}$$

$$\frac{(Md_{sd} + Md_{sd})}{S_{infcomp}} \times n \times 100 \leq 0.60 * f_y$$

$$\frac{(517.73 + 1557.76)}{1524.51} \times 9 \times 100 \leq 0.60 * 2320$$

$$1225.27 \leq 1392 \text{ OK!!!!}$$

Verificamos que la placa colaborante resiste los momentos de diseño.

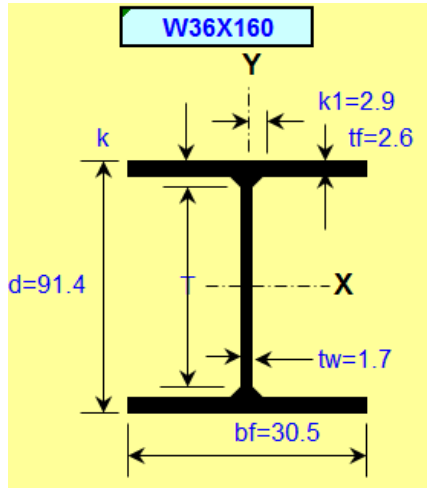
Diseño de viga principal

Siguiendo el método LRFD y las especificaciones americanas AISC 360-10 y el RNE E-090(2016), nos menciona que deberá cumplir que la resistencia de diseño de este componente estructural tendrá que tener un valor mayor a la resistencia producida por las combinaciones de carga. Se tendrá que realizar la verificación de diseño por flexión, y controlar los esfuerzos cortantes en el elemento.

El diseño corresponde a la viga principal del eje B-B, entre los ejes 1 y 3 en el tercer nivel.

Datos de diseño

Perfil: W36x160



As =	268051.1	mm ²
d =	914.4	mm
tw =	16.5	mm
bf =	304.8	mm
tf =	25.9	mm
Ix =	4062418713.9	mm ⁴
Sx =	8881788.7	mm ³
rx =	365.8	mm
Zx =	10225527.9	mm ³
Iy =	122788270.6	mm ⁴
Sy =	804604.8	mm ³
ry =	63.5	mm
Zy =	1266720.0	mm ³
J =	5161269.7	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 17.65 \text{ m}$

Evaluación de la sección para determinar si es compacta, no compacta o esbelta. (AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} = \text{compacta}$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} = \text{no compacta}$$

$$\lambda_f > \lambda_{rf} = \text{esbelta}$$

Entonces:

$$\lambda_f = 5.88$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 23.63$$

$$\lambda_w = 55.38$$

$$\lambda_{pw} = 99.36$$

$$\lambda_{rw} = 171.68$$

Obtenemos una sección con ala y alma “**compacta**”.

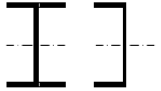
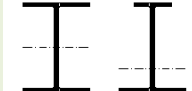
El diseño requerido para esta sección no las muestra el AISC 360-10 y RNE E-090 en la tabla 6.1. Ver tabla 20 y figura 36.

Tabla 20.

Compacidad de perfiles RNE E-090.

Tabla 6.1

Numeral a aplicar del Capítulo 6

Numeral del Capítulo 6	Sección Transversal	Esbeltez del Ala	Esbeltez del Alma	Estados Límites
6.2		C	C	Y, LTB
6.4		C,NC,S	C,NC	Y, LTB, FLB, TFY

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY=fluencia del ala en tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto, N/A = no aplica

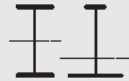
TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY

Figura 36: Compacidad de perfiles AISC.

Fuente: Especificaciones AISC 360-10.

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados limites por fluencia y por pandeo lateral torsional”.

Calculo de rangos máximos para longitudes sin arrostramiento L_p y L_r .

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3161.05 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 888.5 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 2.423 \times 10^{13} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 6141.22 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 78.36 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r = 1.95 \times 78.36 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5} + \sqrt{\left(\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$
$$L_r = 8612.95 \text{ mm}$$

Calculo de rangos máximos para longitudes sin arrostramiento L_b .

Debido a que el ala superior no se encuentra en compresión en toda su longitud por el tipo de conexión de viga, se considera que L_b vendrá a ser una fracción de la longitud total de la viga.

$$L_b = L - 2 * (0.212 L) = 10166.4 \text{ mm}$$

Calculo del Mp

El momento plástico (MP) de la viga está dado por:

$$Mp = F_y * Z_x$$

Módulo de Sección Plástica (Zx)

ID	Area	Veces	Ycg		A Ycg	
Ala	12.24	2	17.49		428.16	
1/2 Alma	11.04	2	8.49		187.41	
Area Perfil=		46.55	Zx=		615.6	in ³
			Mp=		22160.3	kip.in
			Mp=		2503.77	kN.m

$$Mp = 2503.77 \text{ kN} - m$$

Determinación de Cb

El cálculo del factor de modificación lateral-torsional obedece a la siguiente expresión:

$$Cb = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Donde:

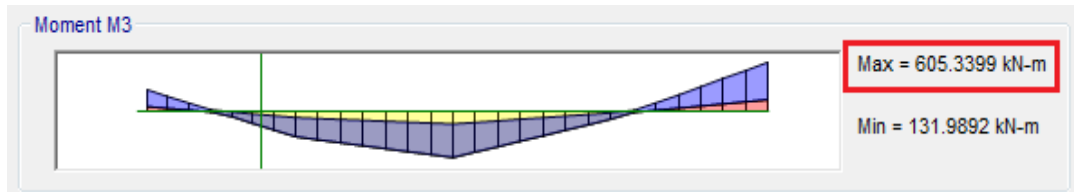
- ✓ M_{max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.
- ✓ M_A = valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado.
- ✓ M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.
- ✓ M_C = valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

Entonces:

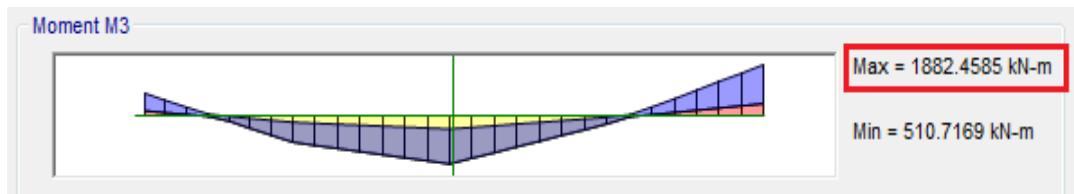
M_{max}



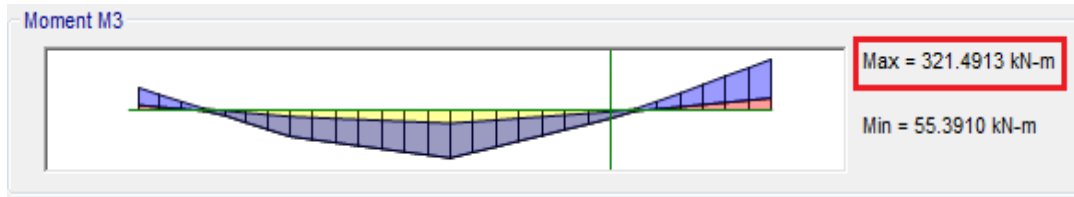
MA



MB



MC



$$C_b = \frac{12.5 * 1948.25}{2.5 * 1918.25 + 3 * 605.34 + 4 * 1882.45 + 3 * 321.49} = 1.61$$

Para la comprobación de los estados límites por fluencia tenemos $M_u \leq \phi M_n$

$$\phi = 0.90 \quad AISC, RNE E090 seccion 6.1.$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 2503.77 \text{ kN} - m$$

$$M_u = 1918.25 \text{ kN} - m$$

Entonces:

$$1918.25 \leq 0.9 * 2503.77$$

$$1918.25 \leq 2253.39 \quad \text{OK!!!!}$$

Para la verificación de los estados límites por Pandeo Lateral-Torsional tenemos:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$; no se aplica el estado límite de pandeo lateral – torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$;

$$M_n = C_b \left[M_p \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(c) Cuando $L_b > L_r$;

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$L_p = 3161.05 \text{ mm}$$

$$L_r = 8612.95 \text{ mm}$$

$$L_b = 10166.4 \text{ mm}$$

Determinación del Mn

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J C}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Donde:

- ✓ E = módulo de elasticidad del acero = 200 000 MPa
- ✓ J = constante torsional,
- ✓ S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x,
- ✓ h_o = distancia entre centroides de alas,

Para estos valores obtenemos un momento nominal y el momento resistente:

$$F_{cr} = 268.98 \text{ Mpa}$$

$$M_n = 2389.05 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 2150.15 \text{ kN} - \text{m}$$

Entonces revisando:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$M_n = 2389.05 \leq 2503.77 \text{ OK!!!!}$$

La sección de viga elegida tendrá una interacción de su momento último y el momento resistente del mismo:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{1918.25}{2150.15} = 0.88 < 1.0 \quad \text{=====> } \textbf{La seccion es adecuada}$$

Revisión del cortante máximo

La relación ancho / espesor del perfil es: (AISC, RNE E-090 tabla 2.5.1a).

$$\frac{h}{t_w} = 52.24$$

Las especificaciones para realizar la revisión y diseño por corte las encontramos en el capítulo G del AISC 360-10 y del RNE norma E-0.90, se encuentra en el capítulo 7.

Tendremos: K_v = Se trata del coeficiente de pandeo por corte del alma, cuyo valor es de 5 sin atiesadores transversales y cuyo valor de $h/t_w < 260$.

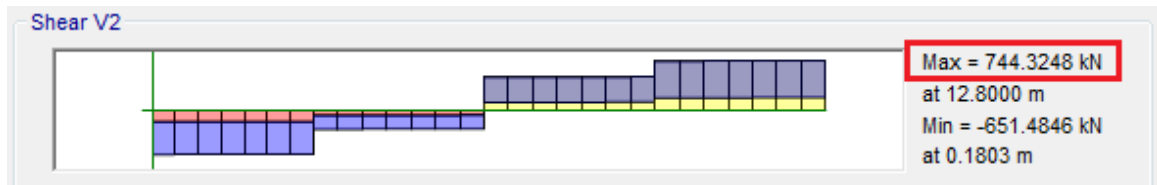
$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}}$$

$$52.24 \leq 69.57$$

Debido al resultado anterior se tiene que el cortante nominal estará dado por:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\phi V_n = 0.6 * 250 * 14.14 = 2309.041 \text{ kN}$$



La sección elegida tendrá una interacción entre el cortante último en la viga y el cortante resistente del elemento:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{744.3248}{2309.041} = 0.32 < 1.0 \quad =====>> \text{La sección es adecuada}$$

Diseño de vigas de soporte.

Las vigas de soporte tienen un funcionamiento conjuntamente con la placa colaborante de concreto por lo que su diseño es realizado como una sección compuesta, este tipo de vigas serán diseñadas como simplemente apoyadas lo que también fue considerado desde la etapa de análisis. (Aceros Deck 2016)

Para fines de diseño se considera las vigas de soporte que se encuentra en el segundo nivel, el paño que se encuentra entre los ejes 4-5 y A-B.

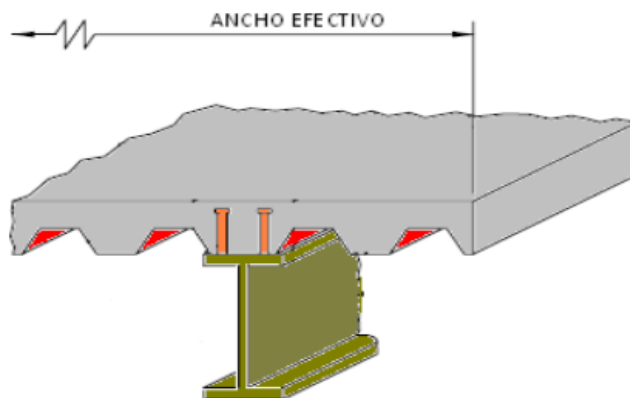


Figura 37: Sección compuesta.

Fuente: Moscoso, E. (2014). *Análisis y diseño sísmico de estructuras compuestas en edificaciones*. Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.

Para el diseño consideraremos que la losa sea “con apuntalamiento” en su fase de construcción. El diseño se realizara siguiendo las especificaciones AISC 360-10 (2010) en el capítulo I, para secciones compuestas.

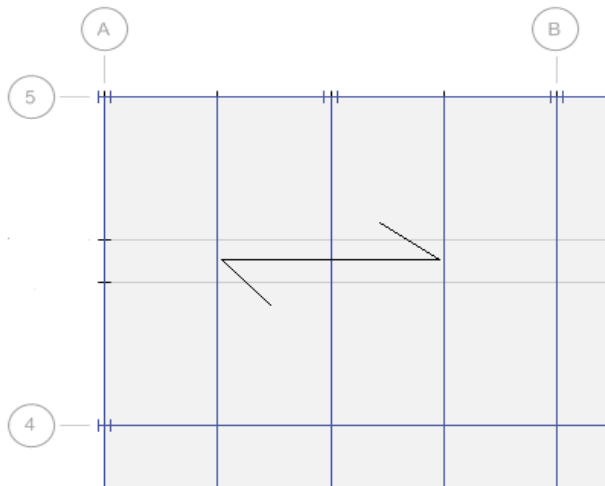
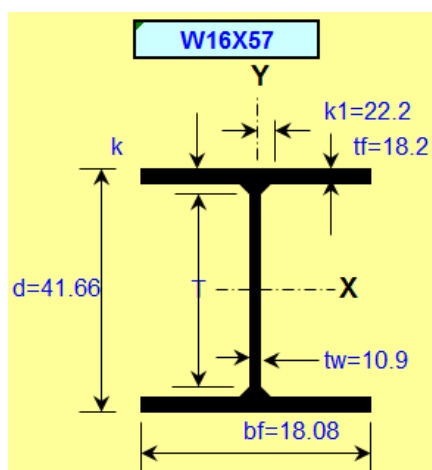


Figura 38: Sección compuesta para vigas de soporte.

Fuente: Elaboración propia usando software ETABS (2013).

Datos de diseño

Perfil: W16x57



As =	95814.0	mm ²
d =	416.6	mm
tw =	10.9	mm
bf =	180.8	mm
tf =	18.2	mm
Ix =	315503420.6	mm ⁴
Sx =	1510887.3	mm ³
rx =	170.7	mm
Zx =	1720641.7	mm ³
Iy =	17939574.4	mm ⁴
Sy =	198283.5	mm ³
ry =	40.6	mm
Zy =	309715.5	mm ³
J =	924033.8	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 10.00 \text{ m}$
$a_{trih} = 3.2 \text{ m}$

Revisión del perfil en el proceso constructivo

Esta fase representa la construcción del sistema del entrepiso, por lo que solo se consideran la carga del peso propio y la carga viva de construcción. (Gora, 2014)

Tendremos una carga distribuida sobre la viga de:

$$w_s = w_{pp} + w_{losa} + w_{viva} = 0.52 + 3.96 + 11.93 = 16.41 \text{ kN/m}$$

Calculamos el momento último en el centro de la viga:

$$M_u = \frac{1}{8} w_u l^2 = \frac{1}{8} * 1.4 * 16.41 * 10^2 = 287.175 \text{ kN} - m$$

De acuerdo al AISC, el momento resistente estará dado por:

$$\phi M_n = 0.9 x F_y Z_x = 0.9 * 250 * 1720641.7 = 387.14 \text{ kN} - m$$

Por lo que el perfil es adecuado en la etapa inicial de la construcción.

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{287.175}{387.14} = 0.74$$

Para la revisión de la flecha máxima en la etapa de construcción, en primer lugar se calcula el máximo permisible de la siguiente manera:

$$\delta_{V \text{ perm}} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.66 \text{ cm}$$

El peso propio antes que el concreto fragüe, produce una flecha cuyo valor será:

$$w_{CM} = w_{losa} + w_{viga} = (3.96 * 3.2) + 0.52 = 13.19 \text{ kN/m}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} * \frac{w_{CM} L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} * \frac{13.19 * 10^4}{200000 * 0.0003155} = 27.2176 \text{ mm}$$

En la fase de construcción tendremos un valor de flecha:

$$w_{Const.} = 1.5 x 3.2 = 4.8 \text{ kN/m}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} * \frac{w_{const} L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} * \frac{4.8 * 10^4}{200000 * 0.0003155} = 9.9 \text{ mm}$$

Por lo que el valor máximo de flecha antes de que el concreto se fragüe es:

$$\delta_1 + \delta_2 = 27.2176 + 9.9 = 37.11 \leq 46.6 \text{ mm} \text{ (Cumple con requerimiento)}$$

Etapas final

Se entiende que después de haber montado las vigas de acero y la placa colaborante, se vacía sobre ellas la losa de concreto, las vigas resistirán el peso del concreto fresco y las otras cargas propias del proceso de construcción, es por

eso que para soportar esas cargas se apuntala temporalmente las vigas haciendo que los puntales sean quienes reciban las cargas. Cuando se usa apuntalamiento, este soporta el concreto fresco y las otras cargas de construcción. Cuando se retiran los puntales (después de que el concreto tiene cuando menos 75% de su resistencia de 28 días), el peso de la losa se transfiere a la sección compuesta y no únicamente a las vigas de acero.

Las cargas en este caso estarán dadas por:

- ✓ $W_{muerta} = 3.96 \text{ kN/m}^2$
- ✓ $W_{pp} = 0.46 \text{ kN/m}$
- ✓ $W_{viva} = 4.9 \text{ kN/m}^2$

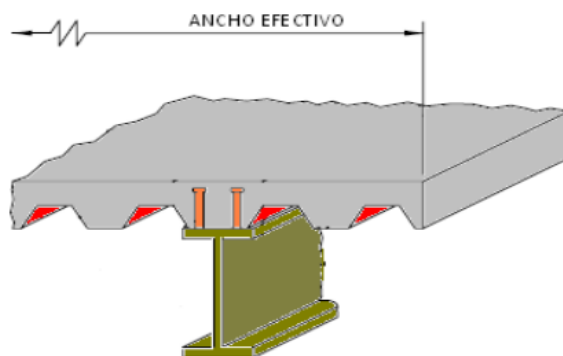
Por lo que la carga de servicio estará dada por:

$$w_s = w_{CM} + w_{pp} + w_{viva} = (3.96 + 4.9) * 3.2 + 0.46 = 28.8 \text{ kN/m}$$

$$M_u = FC \left(\frac{w_s L^2}{8} \right) = \frac{1}{8} * 1.4 * 28.8 * 10^2 = 504 \text{ kN} - m$$

Para determinar el valor del momento resistente es necesario previamente determinar los siguientes parámetros.

El ancho efectivo a tomarse en cuenta será de:

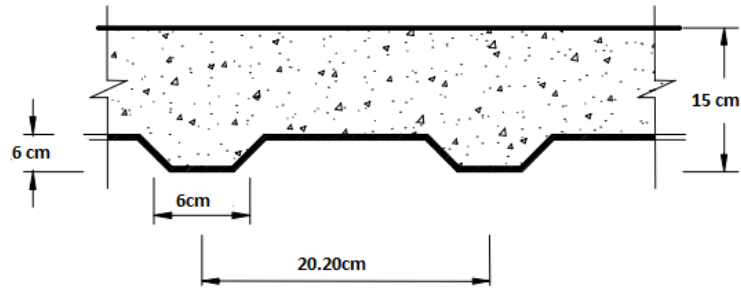


$$b_e = \min \left\{ \frac{L}{4} = \frac{10}{4} = 2.5 \right\}$$

$$a_{trib.} = 3.2$$

$$b_e = 2.5 \text{ m}$$

Calculo de la menor resultante en compresión de la sección compuesta entre el concreto y el acero.



$$C = \min \left\{ \begin{array}{l} T = A_s F_y = 95814 \text{ mm}^2 \times 250 \text{ MPa} = 23934.5 \text{ kN} \\ C = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times (250 \times (15 - 6)) = 3935.9 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Donde:

- ✓ A_c = área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo (mm^2).
- ✓ A_s = área de la sección de acero (mm^2).

$$C = 3935.9 \text{ kN} = 401625 \text{ kg}$$

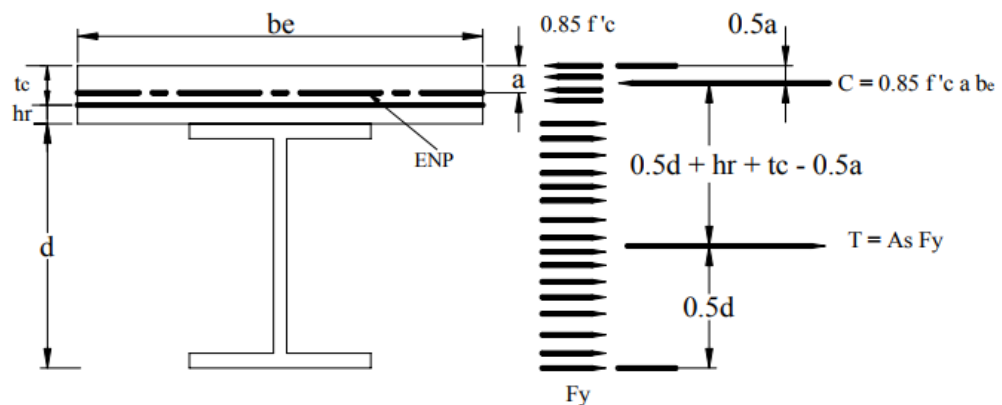
Entonces el valor de “a” para determinar el área sujeta a compresión es:

$$C = 0.85 \times f'_c \times a \times b_e$$

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b_e} = \frac{4016.25}{0.85 \times 210 \times 250} = 9 \text{ cm} = 90 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Con lo que se observa el valor de “a” es menor que el espesor de la losa (150mm), el eje neutro plástico se sitúa en la losa.

Eje neutro en la losa de concreto sobre el acero Deck.



Tomando los momentos con respecto al eje neutro plástico se obtendrá la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = C \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right) = 3935.9 \text{ kN} \left(\frac{416.9}{2} + 60 + 90 - \frac{90}{2} \right) \text{ mm}$$

$$M_n = M_p = 1233.7 \text{ kN} - \text{m}$$

Y el momento resistente está dado por:

$$\phi M_n = 0.9 * 1233.7 = 1110.33 \text{ kN} - \text{m}$$

Finalmente la interacción del perfil está dado por:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{504}{1110.33} = 0.45 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Revisión del cortante

Las especificaciones americanas AISC y la Norma E.090 de "Estructuras Metálicas" nos mencionan que el cortante debe ser resistido por el alma de la viga de acero, por lo cual la resistencia por cortante de una viga de acero:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

- ✓ $V_u =$ fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas.
- ✓ $\phi =$ factor de resistencia por cortante = 0.90
- ✓ $V_n =$ resistencia nominal por cortante

El cortante último está dado por la reacción en los apoyos:

$$V_u = 1.4 * \frac{w_s * l}{2} = 1.4 * \frac{28.8 * 10}{2} = 201.6 \text{ kN}$$

La relación ancho / espesor del perfil es: (AISC, RNE E-090 tabla 2.5.1a).

$$\frac{h}{t_w} = 34.8$$

La revisión y diseño por corte se encuentra en el capítulo G del AISC 360-10 y del RNE norma E-0.90, se encuentra en el capítulo 7.

Tendremos: K_v = Se trata del coeficiente de pandeo por corte del alma, cuyo valor es de 5 sin rigidizadores transversales y cuyo valor de $h/t_w < 260$.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}}$$

$$34.8 \leq 69.57$$

Debido al resultado anterior se tiene que el cortante nominal estará dado por:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\phi V_n = 0.6 * 250 * 4.53 = 680.60 \text{ kN}$$

La sección elegida tendrá una interacción entre el cortante último en la viga y el cortante resistente del elemento:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{201.6}{680.60} = 0.29 \text{ =====> } \textbf{La seccion es adecuada}$$

Conectores a cortante

Se tienen pernos con diámetro de 1/2 a 1 pulg. y en longitudes de 2 a 8 pulg., pero la especificación LRFD-15.1 establece que: “sus longitudes no deben ser menores que 4 veces el diámetro.”

Diámetro permisible máximo es: $2.5 * t_f$

$$2.5 * (3.56) = 8.90 \text{ cm} > 1.91 \text{ cm}, \quad \text{por lo que se utilizara conectores de } \frac{3}{4} \text{ in.}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * 1.9^2}{4} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Entonces la resistencia nominal de un conector de corte embebido en concreto solido está dado por:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.5 * 2.84 \sqrt{210 * 15100 \sqrt{210}} = 94.3 \text{ kN} = 9625.89 \text{ kg}$$

$$9625.89 \text{ kg} \leq 2.84 * 4220 = 11984.8 \text{ kg}$$

$$Q_n = 94.3 \text{ kN} = 9625.89 \text{ kg}$$

La resistencia de diseño de los conectores, también la podemos encontrar en la tabla 5-13 del manual LRFD-AISC, que para este caso nos muestra una resistencia $Q_n = 9523.5 \text{ kg}$ para conectores de cabeza de $\frac{3}{4} \times 3 \text{ in}$ ($19 \times 76 \text{ mm}$), utilizando una resistencia del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. (Moroch, 2016)

Numero de conectores requeridos

$$\# \text{ Conectores} = \frac{V'}{Q_n} = \frac{3935.9 \text{ kN}}{94.3 \text{ kN}} = 41.7$$

En total se utilizaran 84 conectores, 42 a cada lado con esto se alcanzara un comportamiento total compuesto.

Espaciamiento máximo y mínimo

El espaciamiento mínimo entre centros de conectores a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas es de 6 diámetros, en tanto en la dirección transversal es de 4 diámetros (LRFD-15.6). Dentro de las costillas de cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en las dos direcciones. (Escalante, 2003)

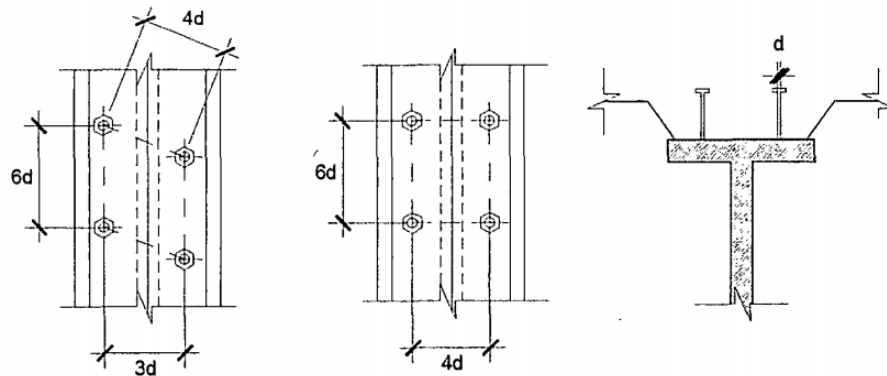


Figura 39: Espaciamientos máximos y mínimos.

Fuente: Escalante, V. (2003). Diseño de estructuras metálicas.

$$\frac{10.00}{2.54} = 39.4 \text{ espacios} < 84 \text{ conectores}$$

Tendremos una fuerza cortante asumida por los conectores será la siguiente:

$$V' = \sum Qn = 20 * 94.3 = 1886 \text{ kN}$$

$$C = V' = 1886 \text{ kN}$$

$$\sum Qn = 1886 \text{ kN} < 0.85f'_c A_c = 3935.9 \text{ kN} < A_s F_y = 23934.5 \text{ kN}$$

Comportamiento parcialmente compuesto

Tendrá un nuevo valor de cortante y se debe revisar la ubicación del ENP, el cual deberá cumplir que su cortante máximo deberá ser resistido por los conectores.

Como $0.85f'_c A_c > A_s F_y$, entonces el ENP cae entro del patín, por lo cual podemos localizar su posición t' sea la distancia al ENP tomada desde la parte superior del patín e igualando C con T:

$$\sum Qn + F_y * bf * t' = F_y * A_s - F_y * bf * t'$$

Donde:

$$t' = \frac{F_y * A_s - \sum Qn}{2 * F_y * bf} = \frac{23934.5 \text{ kN} - 1886 \text{ kN}}{2 * 25.49 \text{ kg/mm}^2 * 180.8 \text{ mm}} = 8.24 \text{ mm}$$

Tendremos una profundidad del bloque de esfuerzo:

$$a = \frac{\sum Qn}{0.85f'_c b_e} = \frac{1886 \text{ kN}}{0.85f'_c b_e} = \frac{192448.97 \text{ kg}}{0.85 * 210 * 250} = 4.3 \text{ cm.} = 43.1 \text{ mm.}$$

Tomando momentos con respecto al ENP se obtiene la siguiente expresión:

$$Mn = Mp = \sum Qn \left(tc + hr - \frac{a}{2} + t' \right) + 2F_y b f t' \left(\frac{t'}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - t' \right)$$

$$Mn = Mp = 192448.97 \left(9 + 6 - \frac{4.3}{2} + 0.82 \right) + 2 * 25000 * 18.1 * 0.82 \left(\frac{0.82}{2} \right) + 25000 * 2.84 * \left(\frac{41.7}{2} - 0.82 \right)$$

$$Mn = Mp = 3459077.78 + 307236.64 + 1421846$$

$$M_n = M_p = 6207876.63 \text{ kg} - \text{cm} = 608.74 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 508.74 = 547.2 \text{ kN} - \text{m}$$

Finalmente la interacción del perfil está dado por:

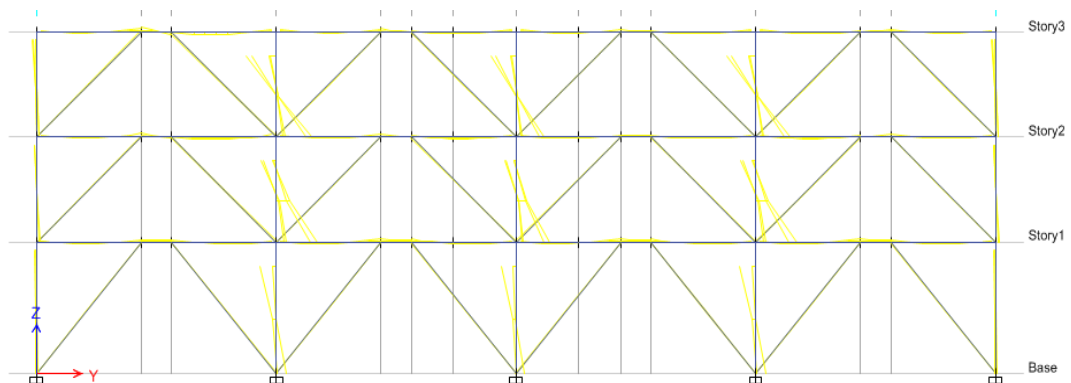
$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{504}{547.2} = 0.92 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Diseño de pórtico especial excéntricamente arriostrado

Este sistema estructural está caracterizado por los arriostres que se han dispuesto, además de un enlace que tiene la finalidad de atenuar los esfuerzos en un suceso de presencias de sismo moderado-severo al desempeñarse como una rotula plástica, al incursionar en su rango inelástico.

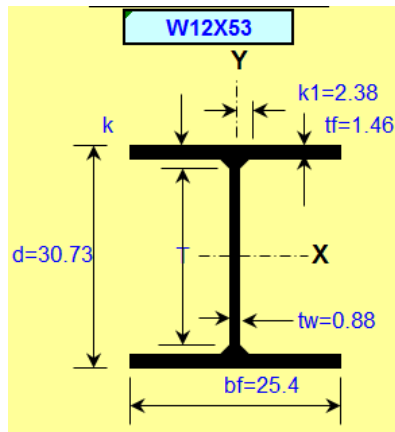
Diseño de viga

El diseño es realizado por flexión tomando como datos las respuestas del análisis anteriormente ejecutado, utilizaremos los diagramas de momentos máximos y mínimos para el pórtico más crítico, se tiene que la viga que se encuentra en entre los ejes 2 y 3 del tercer nivel, será tomado para diseño.



Datos de diseño

Perfil: W12x53



As =	88970.1	mm ²
d =	307.3	mm
tw =	8.8	mm
bf =	254	mm
tf =	14.6	mm
Ix =	176898355.9	mm ⁴
Sx =	1156926.7	mm ³
rx =	132.8	mm
Zx =	1276552.3	mm ³
Iy =	39874970.6	mm ⁴
Sy =	314631.6	mm ³
ry =	63.0	mm
Zy =	476863.6	mm ³
J =	657645.7	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 10.00 \text{ m}$

Calculo de la sección para determinar si es compacta, no compacta o esbelta.
(AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \quad f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\begin{aligned} \lambda_f &< \lambda_{pf} &&= \text{compacta} \\ \lambda_f &< \lambda_{rf} &&= \text{no compacta} \\ \lambda_f &> \lambda_{rf} &&= \text{esbelta} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \lambda_f &= 8.7 & \lambda_{pf} &= 10.79 & \lambda_{rf} &= 27.16 \\ \lambda_w &= 31.74 & \lambda_{pw} &= 110.85 & \lambda_{rw} &= 171.68 \end{aligned}$$

Obtenemos una sección con ala y alma “**compacta**”.

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados limites por fluencia y por pandeo lateral torsional”.

Calculo de rangos máximos de longitudes sin arrostramiento Lp y Lr.

Para la longitud Lp:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3178.39 \text{ mm}$$

Para la longitud Lr:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 278.1 - 14.6 = 263.5 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 6.9 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 4540.93 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 67.38 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r = 1.95 \times 78.36 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5} + \sqrt{\left(\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 107167.96 \text{ mm}$$

Calculo de rangos máximos longitudes sin arrostramiento Lb

Debido al tipo de conexión que tiene la viga en sus extremos se considera que Lb, viene siendo una fracción de la longitud total de la viga. (El ala superior no se encuentra en compresión en toda su longitud).

$$L_b = L = 10000 \text{ mm}$$

Determinación del Mp

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y * Z_x$$

Modulo de Seccion Plastica (Zx)

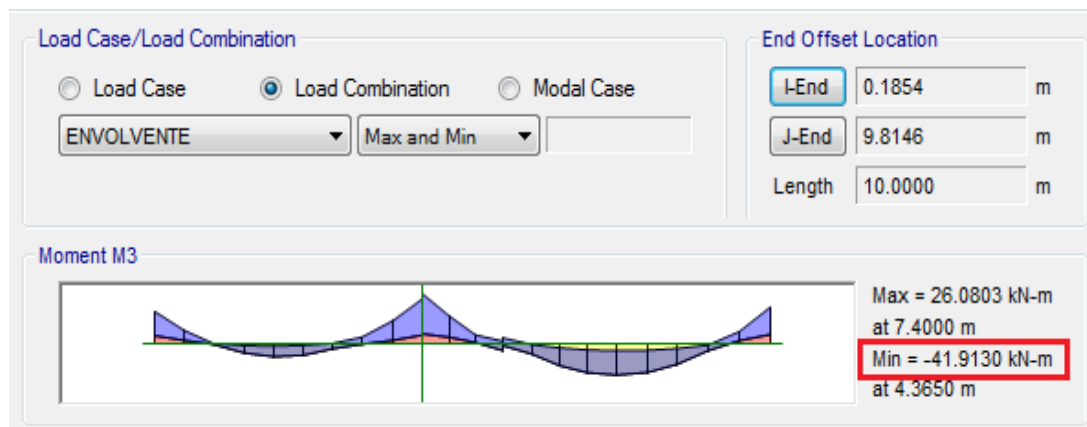
ID	Area	Veces	Ycg	A Ycg	
Ala	5.75	2	5.76	66.27	
1/2 Alma	1.89	2	2.74	10.34	
Area Perfil=		15.28	Zx=	76.6	in3
				Mp=	2758.0 kip.in
				Mp=	311.6 kN.m

$$M_p = 311.6 \text{ kN} - \text{m}$$

Determinación de Cb

Debido al tipo de conexión se tiene que Cd=1.

Mmax



Para la verificación de los estados límites por fluencia tenemos $M_u \leq \phi M_n$:

$$\phi = 0.90 \quad \text{AISC , RNE E090 seccion 6.1.}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 311.6 \text{ kN} - \text{m}$$

$$M_u = 41.91 \text{ kN} - \text{m}$$

Entonces:

$$41.91 \leq 0.9 * 311.6$$

$$41.91 \leq 280.44 \quad \text{OK!!!!}$$

Para la verificación de los estados límites por Pandeo Lateral-Torsional tenemos:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$,

no se aplica el estado límite de pandeo lateral – torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$L_p = 3178.39 \text{ mm}$$

$$L_r = 107167.96 \text{ mm}$$

$$L_b = 10166.4 \text{ mm}$$

Determinación del Mn

La sección selecciona es compacta, entonces: $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 512.026 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 460.8 \text{ kN} - \text{m}$$

La sección elegida tendrá una interacción entre el momento último en la viga y el momento resistente del elemento:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{41.91}{460.8} = 0.1 \text{ =====>> } \textbf{La seccion es adecuada}$$

Revisión del cortante máximo

La relación ancho / espesor del perfil es: (AISC, RNE E-090 tabla 2.5.1a).

$$\frac{h}{t_w} = 31.74$$

La revisión y diseño por corte se encuentra en el capítulo G del AISC 360-10 y del RNE norma E-0.90, se encuentra en el capítulo 7.

Tendremos: K_v = Se trata del coeficiente de pandeo por corte del alma, cuyo valor es de 5 sin rigidizadores transversales y cuyo valor de $h/t_w < 260$.

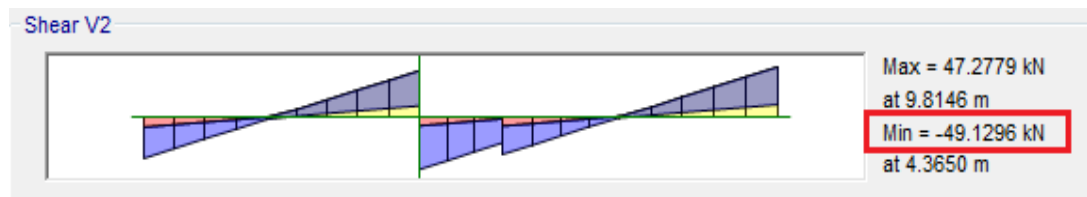
$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}}$$

$$31.74 \leq 53.45$$

Debido al resultado anterior se tiene que el cortante nominal estará dado por:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\phi V_n = 0.6 * 250 * 9.6 = 1440.2 \text{ kN}$$



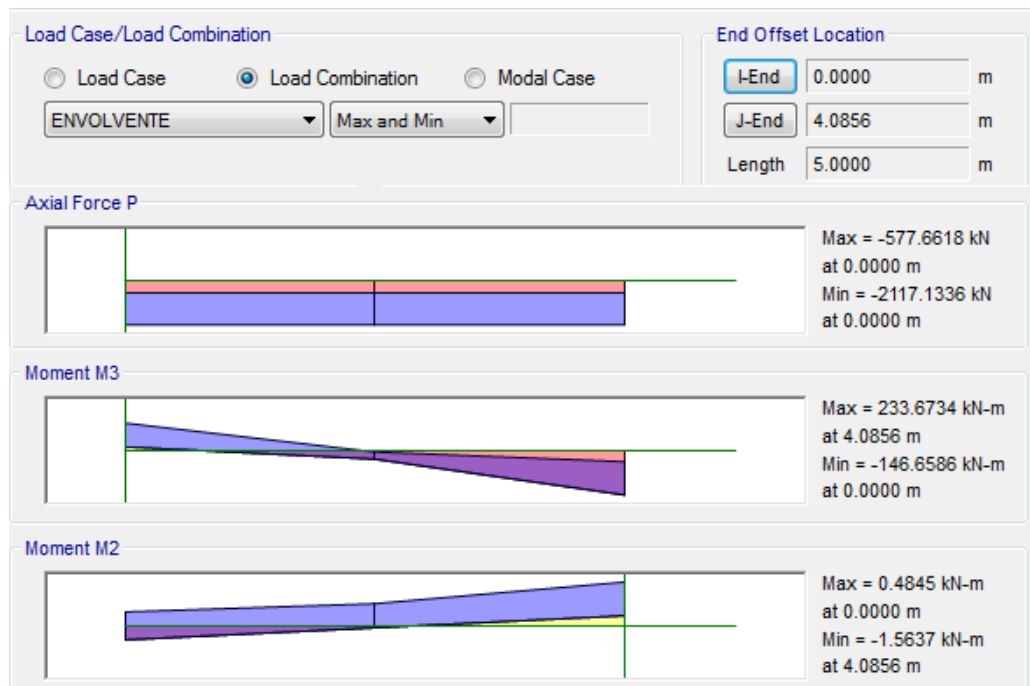
La sección elegida tendrá una interacción entre el cortante último en la viga y el cortante resistente del elemento:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{49.129}{1440.2} = 0.1 \quad =====>> \text{La sección es adecuada}$$

Diseño de columna

Se elige la columna con respuestas del análisis más críticas del pórtico arriostrado, la cual se encuentra en la posición 3D en el primer nivel.

Del programa usado en el análisis, también se obtienen los valores para el diseño respectivo.

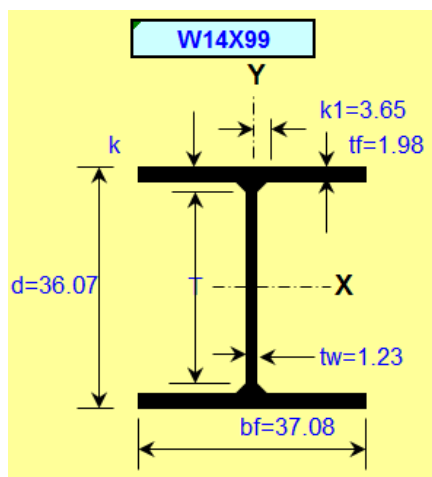


- $P_U = 2117 \text{ kN}$
- $M_2 = M_X = 1.56 \text{ kN-m}$
- $M_3 = M_Y = 233.67 \text{ kN-m}$

En base a las solicitaciones se realiza el diseño del elemento.

Datos de diseño

Perfil: W14x99



$A_s = 165963.5$	mm^2
$d = 360.7$	mm
$t_w = 12.3$	mm
$b_f = 370.8$	mm
$t_f = 19.8$	mm
$I_x = 462016882.4$	mm^4
$S_x = 2572769$	mm^3
$r_x = 156.7$	mm
$Z_x = 2834962.1$	mm^3
$I_y = 167325033.1$	mm^4
$S_y = 904565.9$	mm^3
$r_y = 94.2$	mm
$Z_y = 1369958.6$	mm^3
$J = 2235162.8$	mm^4

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 5.00 \text{ m}$

Calculo de la sección para determinar si es compacta, no compacta o esbelta.
(AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} = compacta$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} = no compacta$$

$$\lambda_f > \lambda_{rf} = esbelta$$

Entonces:

$$\lambda_f = 9.36$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 28.53$$

$$\lambda_w = 26.06$$

$$\lambda_{pw} = 110.97$$

$$\lambda_{rw} = 161.78$$

Obtenemos una sección con ala y alma “**compacta**”.

Para el diseño de elementos en compresión requerido para esta sección no las muestra el AISC 360-10 y RNE E-090 en la tabla 5.1.1. Ver tabla 21 y figura 36.

Tabla 21.

Estados límites para elementos en compresión.

Tabla 5.1.1

Ubicación de los Numerales del Capítulo 5

Sección transversal	Sin Componentes Esbeltos		Con Componentes Esbeltos	
	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites
	5.3	FB	5.7	LB
	5.4	TB		FB
				TB



5.3

FB

5.7

LB

FB

FB = pandeo por flexión, TB = pandeo torsional, FTB = pandeo flexo-torsional, LB = pandeo local, N/A = no aplica

Fuente: Especificaciones AISC 360-10 y RNE E-090(2016).

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados límites por pandeo por flexión y por pandeo torsional”.

Revisión pandeo por flexión

La sección es **“compacta”**.

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4747.47 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 301.3 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 3.79 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 10516.5 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 102.55 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r = 1.95 \times 102.55 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3} + \sqrt{\left(\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 215498.67 \text{ mm}$$

$$L_b = L = 5000.0 \text{ mm}$$

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y x Z_x = 700.41 \text{ kN} - m$$

Se ha visto que la sección es compacta, y a continuación se selecciona la expresión que nos permita calcular M_n .

$$L_r = 215498.67 \text{ mm}$$

$$L_p = 4747.47 \text{ mm}$$

$$L_b = 5000.0 \text{ mm}$$

Se tendría que: $L_p < L_b < L_r$

El factor de modificación por pandeo lateral – torsional. $C_b=1$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left(700.41 - (700.41 - 0.7 * 250 * 2572769) \left(\frac{5000 - 4747.47}{215498.67 - 4747.47} \right) \right) \leq 700.41$$

$$M_n = 693.39 \text{ kN} - m$$

$$\phi M_n = 624.05 \text{ kN} - m$$

“El menor de los momento nominales antes descritos es el que rige en este caso es el del estado límite por pandeo local en compresión.”

Resistencia por esfuerzos combinados (Flexión y Compresión)

Para elementos en combinación de esfuerzos seguiremos las especificaciones americanas AISC 360-10. Capítulo H.

Tenemos elementos con doble simetría sujetos a flexión y compresión los cuales deben satisfacer las siguientes expresiones:

(a) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

(b) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Donde:

✓ $P_u =$

resistencia requerida de compresión axial usando las combinaciones de carga LRFD.

✓ $\phi_c P_n =$ *resistencia de diseño en compresión axial.*

✓ $M_u =$ *resistencia requerida en flexión usando las combinaciones de carga LRFD.*

✓ $\phi_b M_n =$ *resistencia de diseño en flexión.*

✓ $x =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje mayor.*

✓ $y =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje menor.*

✓ $\phi_c =$ *factor de resistencia en compresión = 0,90*

✓ $\phi_b =$ *factor de resistencia en flexión = 0,90*

Compresión Axial

$$P_n = A f_{CR}$$

El esfuerzo crítico de las columnas sometidas a compresión axial depende de la relación de esbeltez mínima:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 5000}{94.2} = 53.04$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(53.04)^2} = 701.65 \text{ MPa}$$

$$F_{CR} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = \left(0.658^{250/701.65}\right) * 250 = 215.36 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 215.36 * 165963.5 = 35741.89 \text{ kN}$$

$$P_n = 35741.89 \text{ kN}$$

Caculo de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones americanas AISC 360-10.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{2117 \text{ kN}}{0.9 * 35741.89} = 0.07$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

Utilicemos:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

Calculo de la interacción

$$\frac{2117 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 35741.89} + \left[\frac{1.56}{624.05} + \frac{233.67}{624.05} \right] \leq 1.0$$

$$0.4 \leq 1.0 \implies \text{La seccion es adecuada por flexocompresion!!!}$$

Diseño de arriostre

Los arriostres vienen siendo elementos estructurales que se encuentran sometidos a fuerza axial, y son usados con la finalidad de poder reducir los desplazamientos laterales de forma económica. El tipo de arriostramiento elegido para la presente Tesis es de un arriostramiento excéntrico.

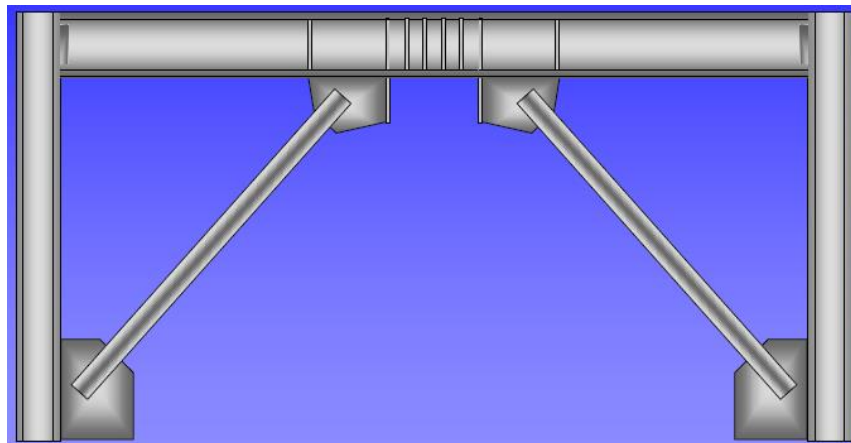
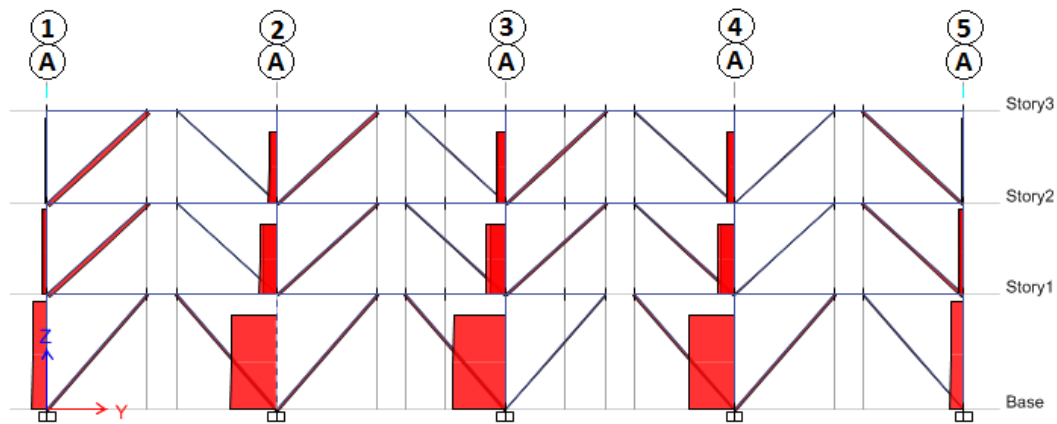


Figura 40: Pórtico arriostrado excéntricamente.

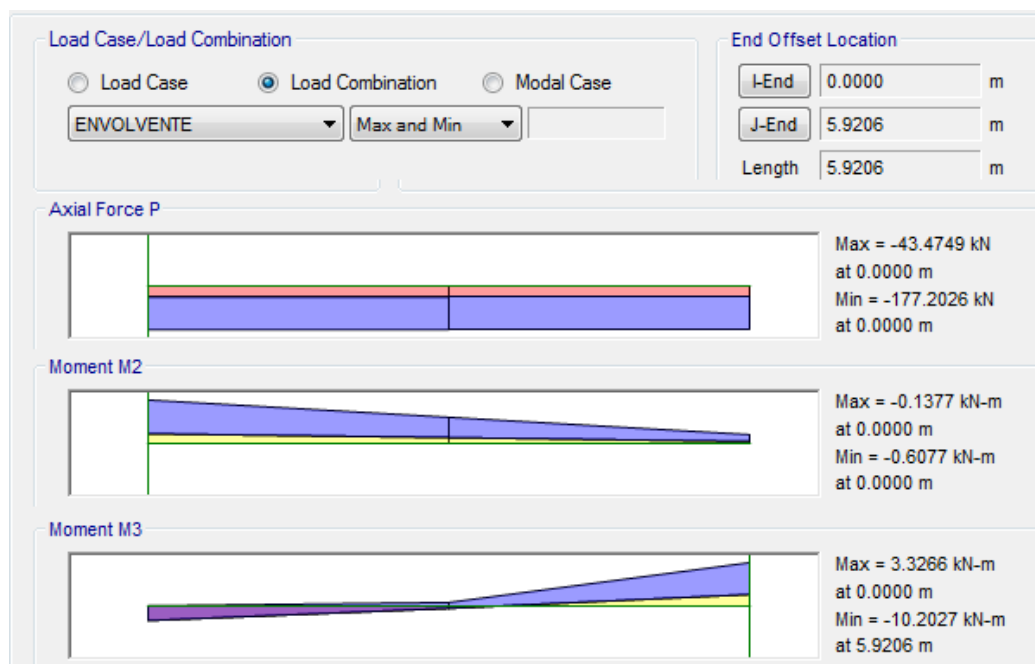
Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*.

Universidad de Texas at Austin.

Para el diseño del arriostre se tomara en cuenta el que se encuentra en el segundo nivel del Eje A, entre los ejes principales 1 y 2, por presentar ligeramente mayores solicitaciones.



Del programa también se obtienen los valores para el diseño respectivo.

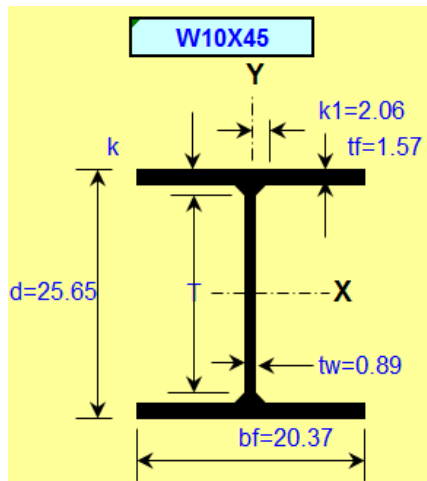


- $P_U = -177$ kN (compresión)
- $P_U = -43$ kN (tensión)
- $M_2 = M_X = 0.6$ kN-m
- $M_3 = M_Y = 10.2$ kN-m

En base a las solicitaciones se realiza el diseño del elemento.

Datos de diseño

Perfil: W10x45



As =	75852.8	mm ²
d =	256.5	mm
tw =	8.9	mm
bf =	203.7	mm
tf =	15.7	mm
Ix =	103225393.5	mm ⁴
Sx =	804604.8	mm ³
rx =	109.7	mm
Zx =	899649.8	mm ³
Iy =	22226758.1	mm ⁴
Sy =	217948	mm ³
ry =	51.1	mm
Zy =	332657.4	mm ³
J =	628509.5	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 5.92 \text{ m}$

Determinación si la sección es compacta, no compacta o esbelta. (AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} = \text{compacta}$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} = \text{no compacta}$$

$$\lambda_f > \lambda_{rf} = \text{esbelta}$$

Entonces:

$$\lambda_f = 6.47$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 28.73$$

$$\lambda_w = 25.31$$

$$\lambda_{pw} = 107.64$$

$$\lambda_{rw} = 161.78$$

Obtenemos una sección con ala y alma **“compacta”**.

Para el diseño de elementos en compresión requerido para esta sección no las muestra el AISC 360-10 y RNE E-090 en la tabla 5.1.1. Ver tabla 21.

Tabla 22.

Estados límites para elementos en compresión.

Tabla 5.1.1

Ubicación de los Numerales del Capítulo 5

Sección transversal	Sin Componentes Esbeltos		Con Componentes Esbeltos	
	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites
	5.3	FB	5.7	LB
	5.4	TB		FB
				TB
	5.3	FB	5.7	LB
				FB

FB = pandeo por flexión, TB = pandeo torsional, FTB = pandeo flexo-torsional, LB = pandeo local, N/A = no aplica

Fuente: Especificaciones AISC 360-10 y RNE E-090(2016).

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados límites por pandeo por flexión y por pandeo torsional”.

Revisión pandeo por flexión

La sección es **“compacta”** y rige el estado límite de pandeo local.

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2565.48 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$Lr = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 209.4 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 2.43 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 3131.52 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 55.96 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$Lr = 1.95 \times 102.55 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3} + \sqrt{\left(\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$Lr = 86811.36 \text{ mm}$$

$$Lb = L = 5920 \text{ mm}$$

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y \times Z_x = 219.67 \text{ kN} - \text{m}$$

Se ha visto que la sección es compacta, y a continuación se selecciona la expresión que nos permita calcular M_n .

$$Lr = 86811.36 \text{ mm}$$

$$Lp = 2565.48 \text{ mm}$$

$$Lb = 5920 \text{ mm}$$

Por lo que se tiene que $L_p < L_b < L_r$

El factor de modificación por pandeo lateral – torsional. $C_b=1$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left(219.67 - (219.67 - 0.7 * 250 * 804604) \left(\frac{5920 - 2565}{86811.367 - 2565} \right) \right) \leq 219.67$$

$$Mn = 212.26 \text{ kN} - m$$

$$\phi Mn = 191 \text{ kN} - m$$

El menor de los momento nominales antes descritos es el que rige en este caso es el del estado límite por pandeo local en compresión.

Resistencia por esfuerzos combinados (Flexión y Compresión)

Para elementos en combinación de esfuerzos seguiremos las especificaciones americanas AISC 360-10. Capítulo H.

Para elementos con simetría doble sujetos a flexión y compresión deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

(b) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Donde:

✓ $P_u =$

resistencia requerida de compresión axial usando las combinaciones de carga LRFD.

✓ $\phi_c P_n =$ *resistencia de diseño en compresión axial.*

✓ $M_u =$ *resistencia requerida en flexión usando las combinaciones de carga LRFD.*

✓ $\phi_b M_n =$ *resistencia de diseño en flexión.*

✓ $x =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje mayor.*

✓ $y =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje menor.*

✓ $\phi_c =$ *factor de resistencia en compresión = 0,90*

✓ $\phi_b =$ *factor de resistencia en flexión = 0,90*

Compresión Axial

$$P_n = A f_{CR}$$

El esfuerzo crítico de los arriostres sometidas a compresión axial depende de la relación de esbeltez mínima:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 5920}{51.1} = 115.85$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(115.85)^2} = 147 \text{ MPa}$$

$$F_{CR} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = \left(0.658^{250/147}\right) * 250 = 122.68 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{CR} A_g = 122.68 * 75852.8 = 9305.6 \text{ kN}$$

$$P_n = 9305.6 \text{ kN}$$

Determinación de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones americanas AISC 360-10.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{177 \text{ kN}}{0.9 * 9305.6} = 0.02$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

Utilicemos:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

Calculo de la interacción

$$\frac{177 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 9305.6} + \left[\frac{0.6}{191} + \frac{10.2}{191} \right] \leq 1.0$$

$$0.1 \leq 1.0 \implies \text{La seccion es adecuada por flexocompresion!!!}$$

Diseño de Link (enlace)

Debido al sistema estructural con pórtico arriostrado tendremos el elemento estructural “link” el cual será diseñado por capacidad tomando como base el perfil previamente seleccionado para la viga W12x53. Para el diseño se seguirá las especificaciones americanas AISC, en su complemento “Seismic Provisions for Structural Steel buildings”. En el capítulo F3.

Para ello consideraremos un tramo del pórtico arriostrado que se encuentra en el tercer nivel en el eje A entre los ejes 1 y 2.



- $L = 10.00\text{m}$
- $e = 1.27\text{m}$

Clasificación de enlace de acuerdo a su comportamiento estructural

Para ello en primer lugar se definirán los parámetros necesarios para clasificar el enlace como cortó o largo, y de esta forma definir su comportamiento.

Para un perfil W12x53 se tiene que:

La fluencia por corte ocurre si:

V_p = Capacidad de plastificación total del enlace por corte.

$$V = V_p = 0.6F_y A_w = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w$$

$$V = V_p = 0.6 * F_y(d - 2t_f)t_w$$

$$V_p = 366.8 \text{ kN}$$

La fluencia por flexión ocurre si:

M_p = *Momento plástico de la sección del enlace.*

$$M = M_p = F_y Z_x = 311.6 \text{ kN} - \text{m}$$

Entonces:

<i>FLUENCIA POR CORTE</i>		<i>FLUENCIA POR FLEXION</i>
$\frac{1.6M_p}{V_p}$	$< e <$	$\frac{2.6M_p}{V_p}$

Entonces:

$$\frac{1.6 * 311.6}{366.8} < e < \frac{2.6 * 311.6}{366.8}$$

$$1.2 < e < 2.2$$

Elegiremos una medida de $e=1.27\text{m}$, debido a que $\frac{1.6M_p}{V_p} > e$; proporciona en general la mayor capacidad estructural, mayor resistencia, rigidez y ductilidad. El uso de enlaces largos es recomendable solo para restricciones arquitectónicas.

Por lo tanto el enlace puede clasificarse como **intermedio**, para el cual tendrá fluencia por flexión y cortante.



Figura 41: Falla de enlace intermedio (flexión y corte).

Fuente: Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna.

Resistencia del enlace

De acuerdo al modelo se tiene que la fuerza axial es despreciable en el “link” ya que:

$$P_y = A_g F_y = 86522.8 \text{ mm}^2 * \frac{1}{1000} * 250 \text{ MPa} = 21630 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{86}{21630} = 0.004 < 0.15$$

Por lo tanto el efecto de la carga axial es despreciable, entonces se tiene que:

Fluencia por corte:

$$V_n = \text{el menor valor de:} \left\{ \begin{array}{l} V_p = 366.8 \text{ kN} \\ 2 \frac{M_p}{e} = 2 * \frac{311.6 \text{ kN} - m}{1.27 \text{ m}} = 490 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

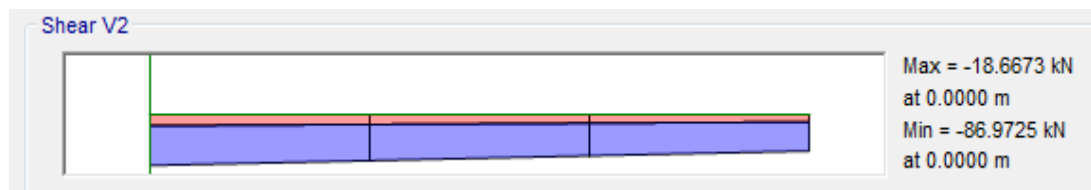
Fluencia por flexión

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} = 490 \text{ kN} \quad (\text{Valor adoptado por ser menor})$$

Entonces la resistencia al corte del enlace está dado por:

$$\phi V_n = 0.9 * 490 \text{ kN} = 441.6 \text{ kN}$$

El valor de V_u más crítico se obtiene del análisis estructural y se da para el enlace del pórtico A, entre los ejes 1 y 2 del tercer nivel.



$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{86.97}{441.6} = 0.2 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Deformación inelástica del enlace

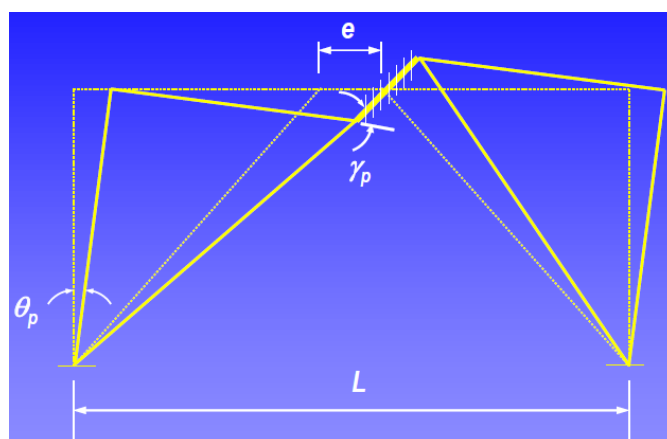
Para evaluar la deformación inelástica del enlace, este no debe superar ciertos valores dados por la norma.

Angulo de rotación del enlace

Es el ángulo de rotación inelástica entre el enlace y la viga fuera del enlace cuando la distorsión de entrepiso, distorsión de diseño, Δ .

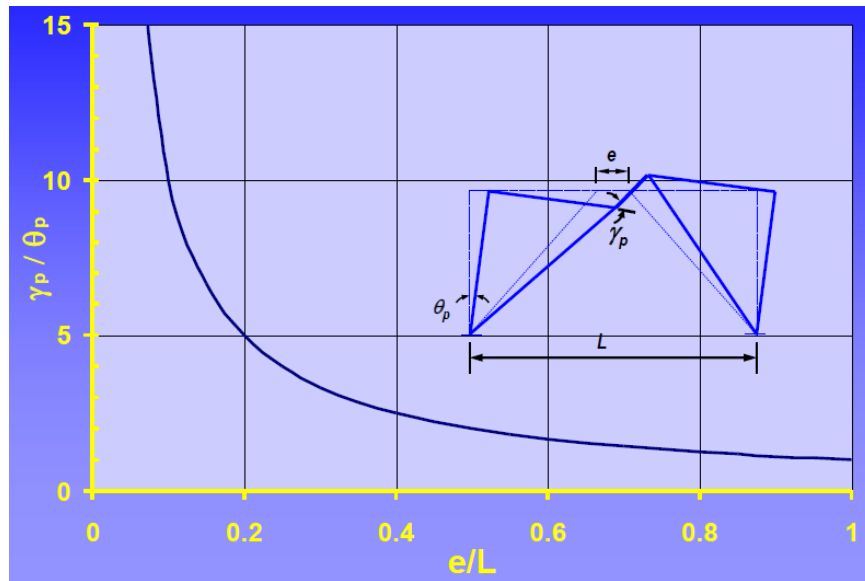
El valor no deberá exceder los siguientes valores:

- a) 0.08 radianes para: $e \leq 1.6 Mp / Vp$
- b) 0.02 radianes para: $e \geq 2.6 Mp / Vp$
- c) Un valor interpolado: $1.6 Mp / Vp < e < 2.6 Mp / Vp$



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad \theta_p = \frac{\delta_p}{h}$$

Utilizaremos los siguientes ábacos para poder determinar el Angulo de rotación del enlace.



$$\frac{e}{L} = \frac{1.27}{10} = 0.127$$

$$\gamma_p = 10\theta_p$$

$$\theta_p = 0.008 \text{ rad (distorcion de piso)}$$

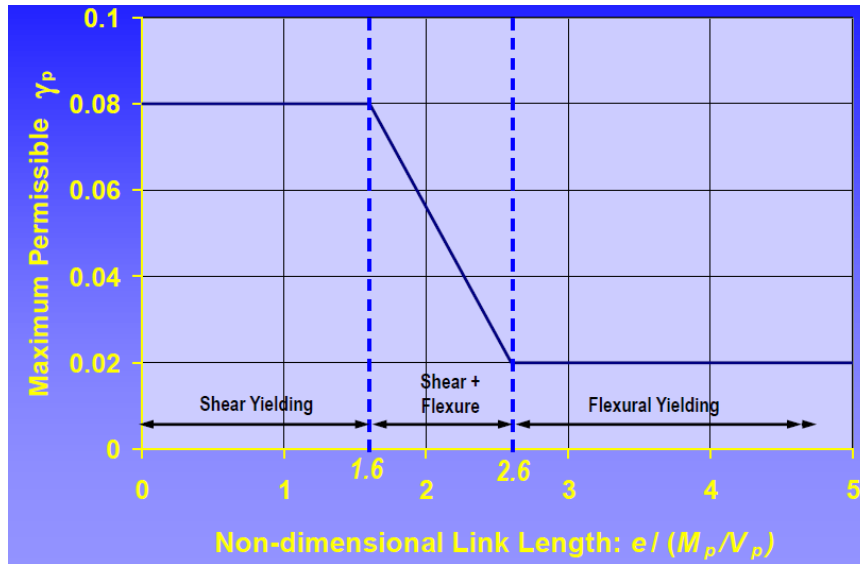


Figura 42: Angulo de rotación del enlace.

Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*.

Universidad de Texas at Austin.

Tendremos:

$$\frac{e}{\frac{M_p}{V_p}} = \frac{1.27}{\frac{311}{366}} = 1.5$$

$$\gamma_p = 0.08 \text{ rad}$$

Como se puede observar la rotación plástica, no supera los valores admisibles para enlaces intermedios a largos que es de 0.08 rad.

Detalle del enlace

Para asegurar un adecuado comportamiento estructural y cumplir con los niveles de disipación de energía, el enlace tendrá las siguientes consideraciones para evitar el pandeo local. (Crisafulli, 2014)

- Presencia de atiesadores.
- Mismas dimensiones a la viga de su eje.

Atiesadores

Son elementos estructurales que se encargan de transferir los esfuerzos al peralte total del alma. Cuando el alma se pandea pierde su capacidad de soportar compresión diagonal por lo que el esfuerzo es transmitido a los atiesadores.

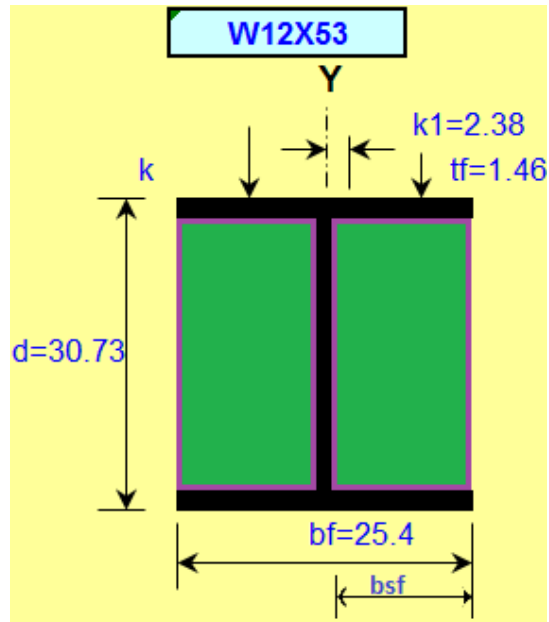


Figura 43: Atiesadores intermedios.

Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Se utilizarán atiesadores intermedios debido a que principalmente darán rigidez al trabe. Los atiesadores se analizan como columnas según las Especificaciones y deben cumplir como miembro en compresión.

Ancho del atiesador deberá ser no menor a 3/8in. Para poder soportar el proceso de soldadura.



$$bsf = \frac{b_f - 2t_w}{2} = \frac{254 - 2 * 8.8}{2} = 122 \text{ mm}$$

Espesor del atiesador será igual a: $t_{st} = 0.75t_w$ ó $3/8\text{in} \equiv 10\text{mm}$.

Distancia de separación de atiesadores intermedios por fluencia por corte y flexión será de:

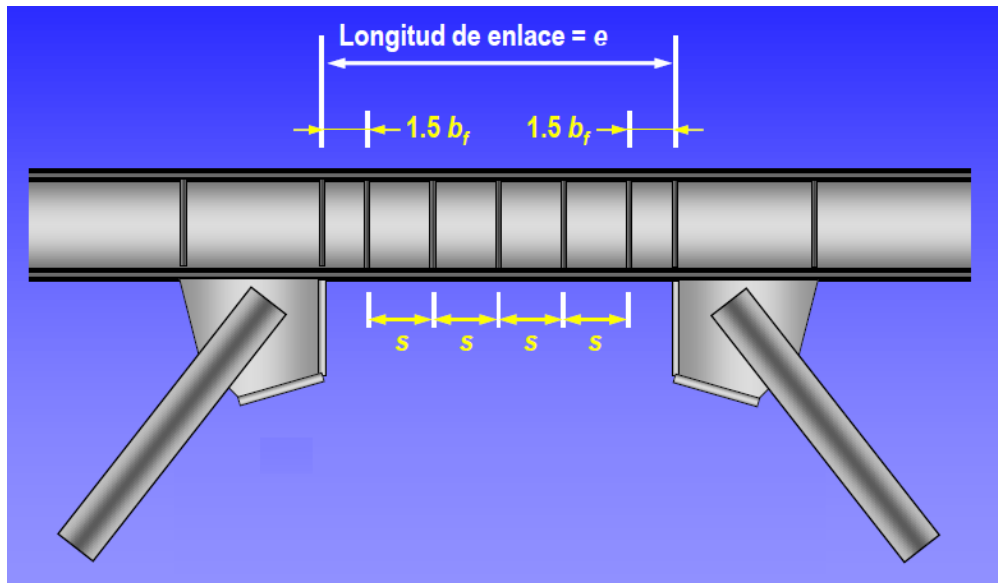


Figura 44: Separación de atiesadores por fluencia por corte y flexión.

Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*. Universidad de Texas at Austin.

Donde:

$$s = 30t_w - \frac{d}{5}$$

$$s = 30 * 8.8mm - \frac{278.1}{5} = 208.36mm$$

Entonces:

$$2(1.5b_f) = 2 * (1.5 * 14.6) = 43.8mm$$

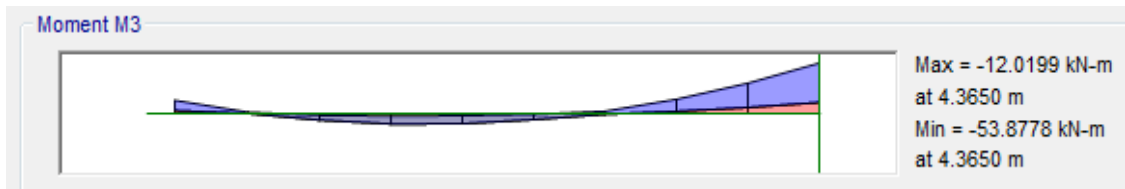
Numero de atiesadores será:

$$\# \text{ de atiesadores intermedios} = \frac{1270mm - 43.8mm}{280.36} + 2 = 8 \text{ atiesadores.}$$

Verificación de la resistencia de los elementos estructurales

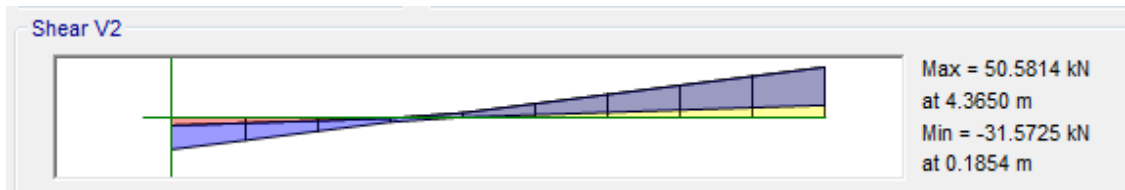
Verificación en la sección de la viga

Flexión



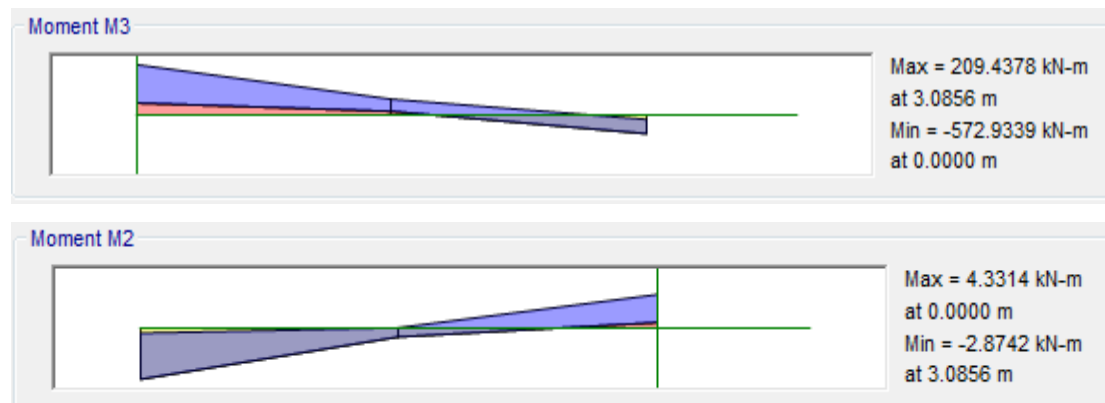
$$\frac{53.87}{460.8} = 0.12 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Corte



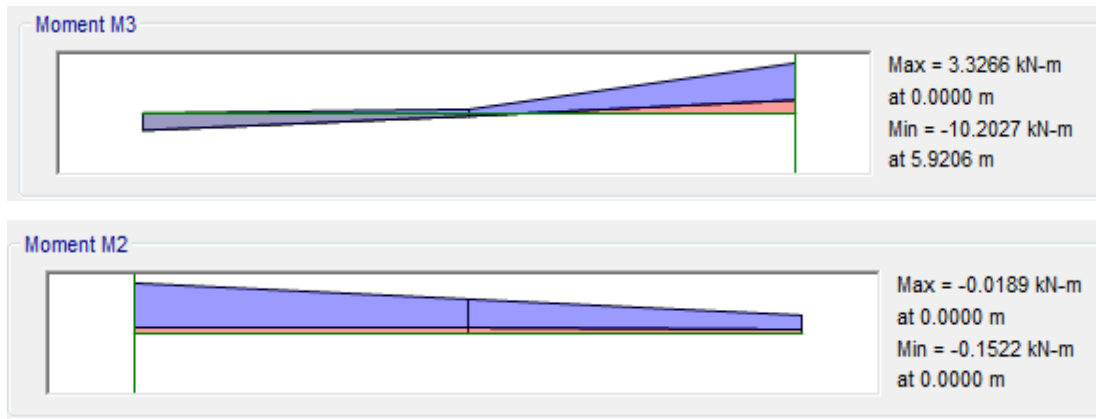
$$\frac{50.58}{1440} = 0.04 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Verificación en la sección de la columna



$$\frac{2117 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 35741.89} + \left[\frac{4.33}{624.05} + \frac{572.9}{624.05} \right] = 0.92 < 1 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Verificación del arriostre



$$\frac{177 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 9305.6} + \left[\frac{0.15}{191} + \frac{10.2}{191} \right] = 0.06 \leq 1.0 \text{ (La seccion es adecuada)}$$

Por lo que se puede afirmar que todos los elementos se encuentran en un rango elástico al momento de la formación de la rótula plástica.

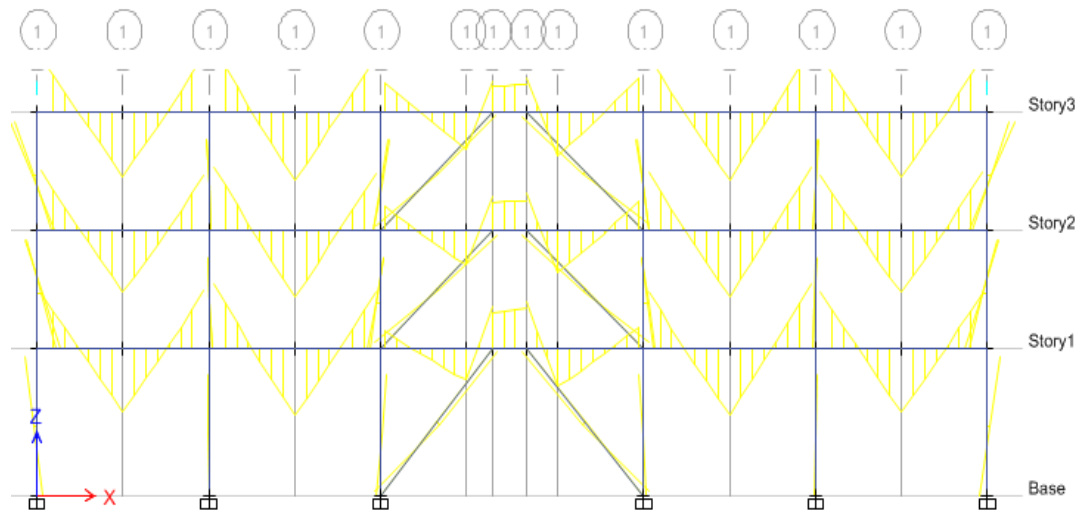
Diseño de pórtico parcialmente arriostrado

En este caso se tomara para fines de diseño el pórtico 1-1 por presentar valores ligeramente más críticos respecto al pórtico 5-5.

Diseño de viga

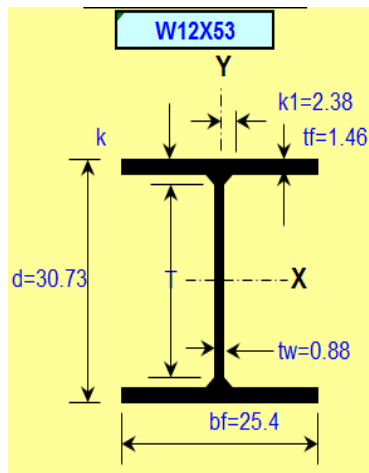
.

El diseño es realizado por flexión tomando como datos las respuestas del análisis anteriormente ejecutado, utilizaremos los diagramas de momentos máximos y mínimos para el pórtico más crítico, se tiene que la viga que se encuentra en entre los ejes B y C del tercer nivel, será tomado para diseño.



Datos de diseño

Perfil: W12x53



As =	88970.1	mm ²
d =	307.3	mm
tw =	8.8	mm
bf =	254	mm
tf =	14.6	mm
Ix =	176898355.9	mm ⁴
Sx =	1156926.7	mm ³
rx =	132.8	mm
Zx =	1276552.3	mm ³
Iy =	39874970.6	mm ⁴
Sy =	314631.6	mm ³
ry =	63.0	mm
Zy =	476863.6	mm ³
J =	657645.7	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 10.00 \text{ m}$

Determinación si la sección es compacta, no compacta o esbelta. (AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\begin{aligned}\lambda_f &< \lambda_{pf} = \text{compacta} \\ \lambda_f &< \lambda_{rf} = \text{no compacta} \\ \lambda_f &> \lambda_{rf} = \text{esbelta}\end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{array}{lll}\lambda_f = 8.7 & \lambda_{pf} = 10.79 & \lambda_{rf} = 27.16 \\ \lambda_w = 31.74 & \lambda_{pw} = 110.85 & \lambda_{rw} = 171.68\end{array}$$

Obtenemos una sección con ala y alma **“compacta”**.

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados límites por fluencia y por pandeo lateral torsional”.

Determinación de rangos máximos de longitudes sin arrostramiento L_p y L_r .

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3178.39 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 278.1 - 14.6 = 263.5 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 6.9 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$\begin{aligned}r_{st}^2 &= \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 4540.93 \text{ mm}^2 \\ r_{st} &= 67.38 \text{ mm}\end{aligned}$$

Finalmente se tiene que:

$$Lr = 1.95 \times 78.36 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5} + \sqrt{\left(\frac{5161269.7}{8881788.7 \times 888.5}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$Lr = 107167.96 \text{ mm}$$

Determinación de rangos máximos longitudes sin arrostramiento Lb

Debido al tipo de conexión que tiene la viga en sus extremos se considera que Lb, viene siendo una fracción de la longitud total de la viga. (El ala superior no se encuentra en compresión en toda su longitud).

$$Lb = L = 9800 \text{ mm}$$

Determinación del Mp

El momento plástico de la viga está dado por:

$$Mp = F_y * Z_x$$

Modulo de Seccion Plastica (Zx)

ID	Area	Veces	Ycg	A Ycg	
Ala	5.75	2	5.76	66.27	
1/2 Alma	1.89	2	2.74	10.34	
Area Perfil=		15.28	Zx=	76.6	in ³
			Mp=	2758.0	kip.in
			Mp=	311.6	kN.m

$$Mp = 311.6 \text{ kN} - m$$

Determinación de Cb

Debido al tipo de conexión se tiene que Cd=1.

Mmax



Para la verificación de los estados límites por fluencia tenemos $M_u \leq \phi M_n$:

$$\phi = 0.90 \quad AISC, RNE E090 seccion 6.1.$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 311.6 \text{ kN} - \text{m}$$

$$M_u = 86.9 \text{ kN} - \text{m}$$

Entonces:

$$86.9 \leq 0.9 * 311.6$$

$$86.9 \leq 280.44 \quad \text{OK!!!!}$$

Para la verificación de los estados límites por Pandeo Lateral-Torsional tenemos:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$L_p = 3178.39 \text{ mm}$$

$$L_r = 107167.96 \text{ mm}$$

$$L_b = 9800 \text{ mm}$$

Determinación del Mn

La sección seleccionada es compacta, entonces: $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 303.52 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 273.17 \text{ kN} - \text{m}$$

La sección elegida tendrá una interacción entre el momento último en la viga y el momento resistente del elemento:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{86.9}{273.17} = 0.31 \text{ =====>> } \textbf{La sección es adecuada}$$

Revisión del cortante máximo

La relación ancho / espesor del perfil es: (AISC, RNE E-090 tabla 2.5.1a).

$$\frac{h}{t_w} = 31.74$$

La revisión y diseño por corte se encuentra en el capítulo G del AISC 360-10 y del RNE norma E-0.90, se encuentra en el capítulo 7.

Tendremos: K_v = Se trata del coeficiente de pandeo por corte del alma, cuyo valor es de 5 sin rigidizadores transversales y cuyo valor de $h/t_w < 260$.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{f_y}}$$

$$31.74 \leq 53.45$$

Debido al resultado anterior se tiene que el cortante nominal estará dado por:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$\phi V_n = 0.6 * 250 * 9.6 = 1440.2 \text{ kN}$$



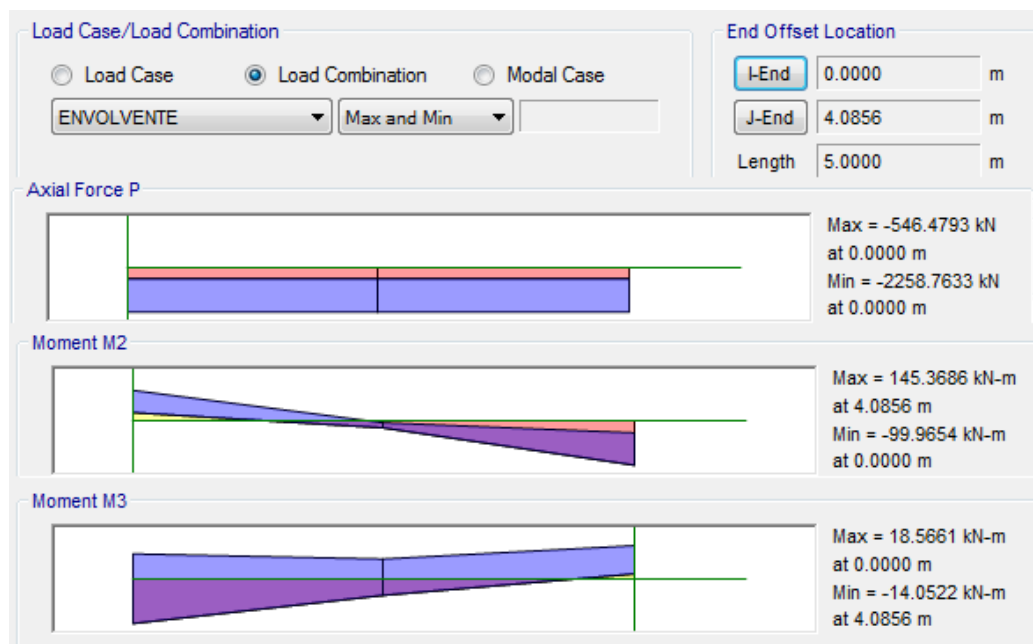
La sección elegida tendrá una interacción entre el cortante último en la viga y el cortante resistente del elemento:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{140.49}{1440.2} = 0.1 \implies \text{La sección es adecuada}$$

Diseño de columna

Se tiene que la columna más crítica del pórtico arriostrado es la que se encuentra en la posición 1B en el primer nivel, por lo que se tomara para el diseño:

Del programa usado en el análisis, también se obtienen los valores para el diseño respectivo.

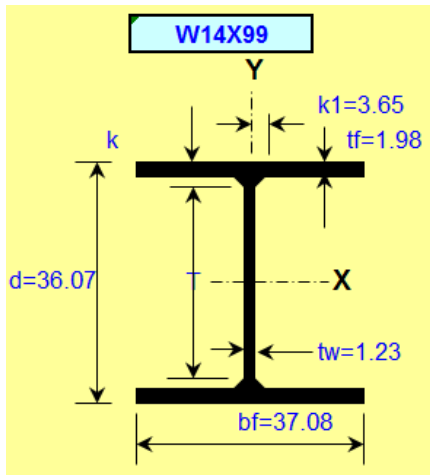


- $P_U = 2258 \text{ kN}$
- $M_2 = M_X = 145 \text{ kN-m}$
- $M_3 = M_Y = 18 \text{ kN-m}$

En base a las solicitaciones se realiza el diseño del elemento.

Datos de diseño

Perfil: W14x99



As =	165963.5	mm ²
d =	360.7	mm
tw =	12.3	mm
bf =	370.8	mm
tf =	19.8	mm
Ix =	462016882.4	mm ⁴
Sx =	2572769	mm ³
rx =	156.7	mm
Zx =	2834962.1	mm ³
Iy =	167325033.1	mm ⁴
Sy =	904565.9	mm ³
ry =	94.2	mm
Zy =	1369958.6	mm ³
J =	2235162.8	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$
$L = 5.00 \text{ m}$

Determinación si la sección es compacta, no compacta o esbelta. (AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} = \text{compacta}$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} = \text{no compacta}$$

$$\lambda_f > \lambda_{rf} = \text{esbelta}$$

Entonces:

$$\lambda_f = 9.36$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 28.53$$

$$\lambda_w = 26.06$$

$$\lambda_{pw} = 110.97$$

$$\lambda_{rw} = 161.78$$

Obtenemos una sección con ala y alma **“compacta”**.

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados límites por pandeo por flexión y por pandeo torsional”.

Revisión pandeo por flexión

La sección es **“compacta”** y rige el estado límite de pandeo local.

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4747.47 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - t_f = 301.3 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 3.79 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 10516.5 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 102.55 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r = 1.95 \times 102.55 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3} + \sqrt{\left(\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 215498.67 \text{ mm}$$

$$L_b = L = 5000.0 \text{ mm}$$

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y x Z_x = 700.41 \text{ kN} - \text{m}$$

Se ha visto que la sección es compacta, y a continuación se selecciona la expresión que nos permita calcular M_n .

$$L_r = 215498.67 \text{ mm}$$

$$L_p = 4747.47 \text{ mm}$$

$$L_b = 5000.0 \text{ mm}$$

Por lo que se tiene que $L_p < L_b < L_r$

El factor de modificación por pandeo lateral – torsional. $C_b=1$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left(700.41 - (700.41 - 0.7 * 250 * 2572769) \left(\frac{5000 - 4747.47}{215498.67 - 4747.47} \right) \right) \leq 700.41$$

$$M_n = 693.39 \text{ kN} - m$$

$$\phi M_n = 624.05 \text{ kN} - m$$

El menor de los momento nominales antes descritos es el que rige en este caso es el del estado límite por pandeo local en compresión.

Resistencia por esfuerzos combinados (Flexión y Compresión)

Para elementos en combinación de esfuerzos seguiremos las especificaciones americanas AISC 360-10. Capitulo H.

Para elementos con simetría doble sujetos a flexión y compresión deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

(b) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Donde:

✓ $P_u =$

resistencia requerida de compresión axial usando las combinaciones de carga LRFD.

✓ $\phi_c P_n =$ *resistencia de diseño en compresión axial.*

✓ $M_u =$ *resistencia requerida en flexión usando las combinaciones de carga LRFD.*

✓ $\phi_b M_n =$ *resistencia de diseño en flexión.*

✓ $x =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje mayor.*

✓ $y =$ *subíndice que indica flexión respecto al eje menor.*

✓ $\phi_c =$ *factor de resistencia en compresión = 0,90*

✓ $\phi_b =$ *factor de resistencia en flexión = 0,90*

Compresión Axial

$$P_n = A f_{CR}$$

El esfuerzo crítico de las columnas sometidas a compresión axial depende de la relación de esbeltez mínima:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 5000}{94.2} = 53.04$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(53.04)^2} = 701.65 \text{ MPa}$$

$$F_{CR} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = \left(0.658^{250/701.65}\right) * 250 = 215.36 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 215.36 * 165963.5 = 35741.89 \text{ kN}$$

$$P_n = 35741.89 \text{ kN}$$

Determinación de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones americanas AISC 360-10.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{2258 \text{ kN}}{0.9 * 35741.89} = 0.07$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

Utilicemos:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

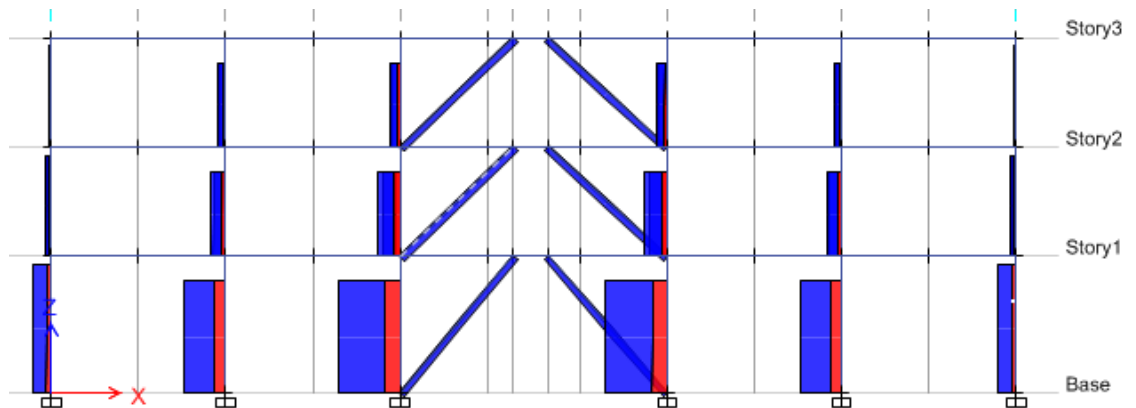
Calculo de la interacción

$$\frac{2258 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 35741.89} + \left[\frac{145}{624.05} + \frac{18}{624.05} \right] \leq 1.0$$

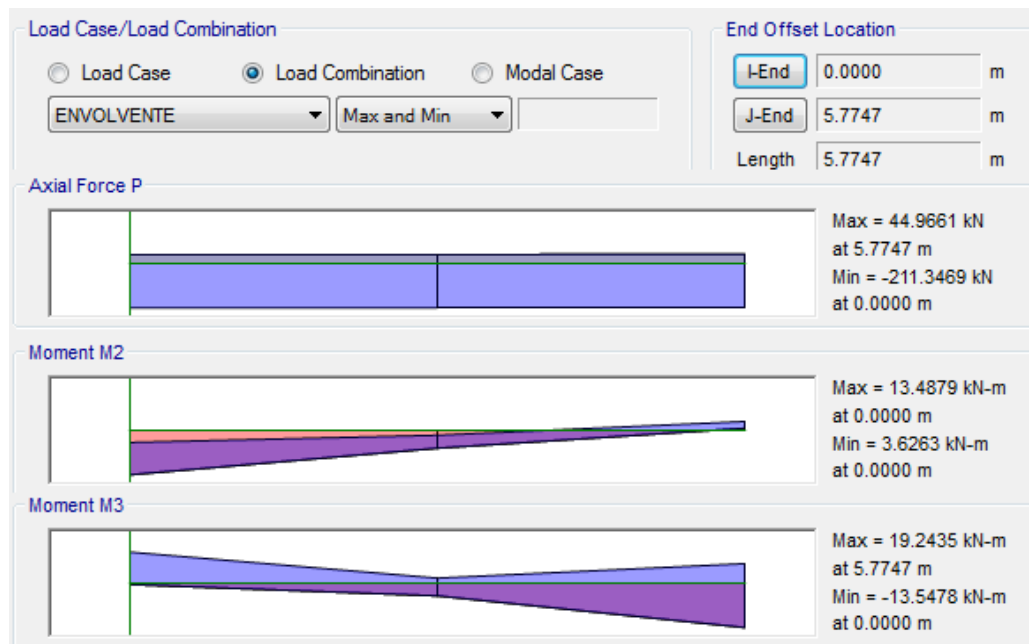
$0.3 \leq 1.0 \implies$ **La seccion es adecuada por flexocompresion!!!**

Diseño de arriostre

Para el diseño del arriostre se tomara en cuenta el que se encuentra en el segundo nivel del Eje 1, entre los ejes principales B y C, por presentar ligeramente mayores solicitaciones.



Del programa también se obtienen los valores para el diseño respectivo.

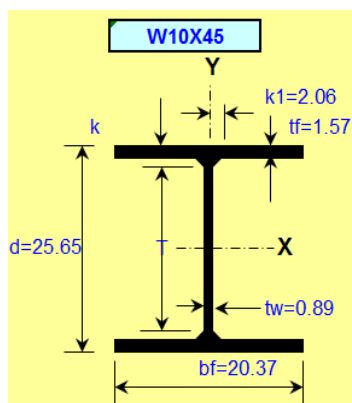


- $P_U = -211$ kN (compresión)
- $P_U = -44$ kN (tensión)
- $M_2 = M_X = 13.5$ kN-m
- $M_3 = M_Y = 19.2$ kN-m

En base a las solicitaciones se realiza el diseño del elemento.

Datos de diseño

Perfil: W10x45



$A_s =$	75852.8	mm ²
$d =$	256.5	mm
$t_w =$	8.9	mm
$b_f =$	203.7	mm
$t_f =$	15.7	mm
$I_x =$	103225393.5	mm ⁴
$S_x =$	804604.8	mm ³
$r_x =$	109.7	mm
$Z_x =$	899649.8	mm ³
$I_y =$	22226758.1	mm ⁴
$S_y =$	217948	mm ³
$r_y =$	51.1	mm
$Z_y =$	332657.4	mm ³
$J =$	628509.5	mm ⁴

$F_y = 250$ MPa
$F_u = 400$ MPa
$E = 200000$ MPa
$L = 5.92$ m

Determinación si la sección es compacta, no compacta o esbelta. (AISC tabla b4.1b, RNE E-090 tabla 2.5.1a)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c * E}{f_l}}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$f_l = 0.7 * f_y$$

Por lo cual:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} = compacta$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} = no compacta$$

$$\lambda_f > \lambda_{rf} = esbelta$$

Entonces:

$$\lambda_f = 6.47$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 28.73$$

$$\lambda_w = 25.31$$

$$\lambda_{pw} = 107.64$$

$$\lambda_{rw} = 161.78$$

Obtenemos una sección con ala y alma “**compacta**”.

“El diseño tendrá que tener una revisión de los estados limites por pandeo por flexión y por pandeo torsional”.

Revisión pandeo por flexión

La sección es “**compacta**” y rige el estado límite de pandeo local.

Para la longitud L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2565.48 \text{ mm}$$

Para la longitud L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Es necesario calcular previamente algunas constantes:

$$h_0 = h - tf = 209.4 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 2.43 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual.

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 3131.52 \text{ mm}^2$$

$$r_{st} = 55.96 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r = 1.95 \times 10^2.55 \frac{200000}{0.7 \times 250} \sqrt{\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3} + \sqrt{\left(\frac{2235162.8}{2572769 \times 301.3}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 250}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 86811.36 \text{ mm}$$

$$L_b = L = 5920 \text{ mm}$$

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y x Z_x = 219.67 \text{ kN} - \text{m}$$

Se ha visto que la sección es compacta, y a continuación se selecciona la expresión que nos permita calcular M_n .

$$L_r = 86811.36 \text{ mm}$$

$$L_p = 2565.48 \text{ mm}$$

$$L_b = 5920 \text{ mm}$$

Por lo que se tiene que $L_p < L_b < L_r$

El factor de modificación por pandeo lateral – torsional. $C_b=1$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left(219.67 - (219.67 - 0.7 * 250 * 804604) \left(\frac{5920 - 2565}{86811.367 - 2565} \right) \right) \leq 219.67$$

$$M_n = 212.26 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 191 \text{ kN} - \text{m}$$

El menor de los momento nominales antes descritos es el que rige en este caso es el del estado límite por pandeo local en compresión.

Resistencia por esfuerzos combinados (Flexión y Compresión)

Para elementos en combinación de esfuerzos seguiremos las especificaciones americanas AISC 360-10. Capitulo H.

Para elementos con simetría doble sujetos a flexión y compresión deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

(b) Cuando

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Compresión Axial

$$P_n = A f_{CR}$$

El esfuerzo crítico de los arriostres sometidas a compresión axial depende de la relación de esbeltez mínima:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 5920}{51.1} = 115.85$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(115.85)^2} = 147 \text{ MPa}$$

$$F_{CR} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = \left(0.658^{250/147}\right) * 250 = 122.68 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{CR} A_g = 122.68 * 75852.8 = 9305.6 \text{ kN}$$

$$P_n = 9305.6 \text{ kN}$$

Determinación de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones americanas AISC 360-10.

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{177 \text{ kN}}{0.9 * 9305.6} = 0.02$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

Utilicemos:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

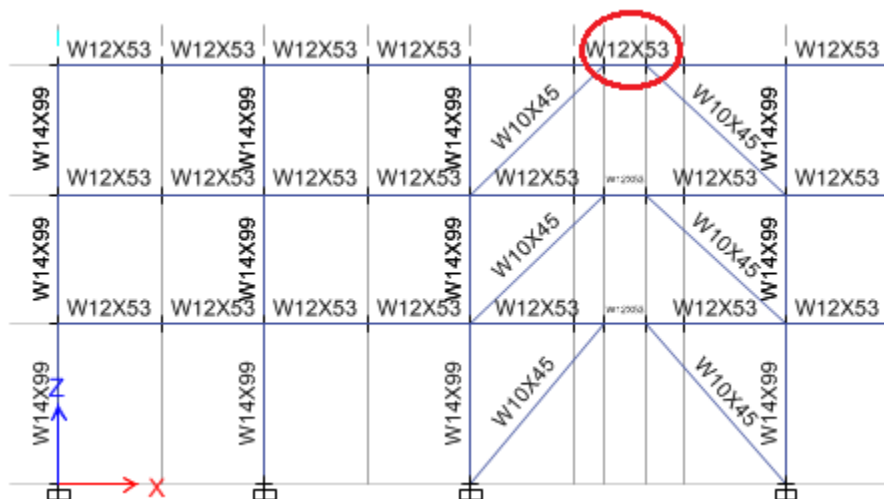
Calculo de la interacción

$$\frac{211 \text{ kN}}{2 * 0.9 * 9305.6} + \left[\frac{13.5}{191} + \frac{19.2}{191} \right] \leq 1.0$$

$$0.2 \leq 1.0 \implies \text{La seccion es adecuada por flexocompresion!!!}$$

Diseño de Link (enlace)

Consideraremos un tramo del pórtico arriostrado que se encuentra en la en el segundo nivel en el eje 1 entre los ejes B y C.



- $L = 9.8\text{m}$
- $e = 1.27\text{m}$

Clasificación de enlace de acuerdo a su comportamiento estructural

Para ello en primer lugar se definirán los parámetros necesarios para clasificar el enlace como cortó o largo, y de esta forma definir su comportamiento.

Para un perfil W12x53 se tiene que:

La fluencia por corte ocurre si:

V_p = Capacidad de plastificación total del enlace por corte.

$$V = V_p = 0.6F_y A_w = 0.6F_y (d - 2t_f)t_w$$

$$V = V_p = 0.6 * F_y (d - 2t_f)t_w$$

$$V_p = 366.8 \text{ kN}$$

La fluencia por flexión ocurre si:

M_p = *Momento plástico de la sección del enlace.*

$$M = M_p = F_y Z_x = 311.6 \text{ kN} - m$$

Entonces: $FLUENCIA \text{ POR } CORTE$ $FLUENCIA \text{ POR } FLEXION$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p}$$

Entonces:

$$\frac{1.6 * 311.6}{366.8} < e < \frac{2.6 * 311.6}{366.8}$$

$$1.2 < e < 2.2$$

$$e = 1.27m$$

Resistencia del enlace

De acuerdo al modelo se tiene que la fuerza axial es despreciable en el "link" ya que:

$$P_y = A_g F_y = 86522.8 \text{ mm}^2 * \frac{1}{1000} * 250 \text{ MPa} = 21630 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{59}{21630} = 0.003 < 0.15$$

Por lo tanto el efecto de la carga axial es despreciable, entonces se tiene que:

Fluencia por corte:

$$V_n = \text{el menor valor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_p = 366.8 \text{ kN} \\ 2 \frac{M_p}{e} = 2 * \frac{311.6 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1.27 \text{ m}} = 490 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

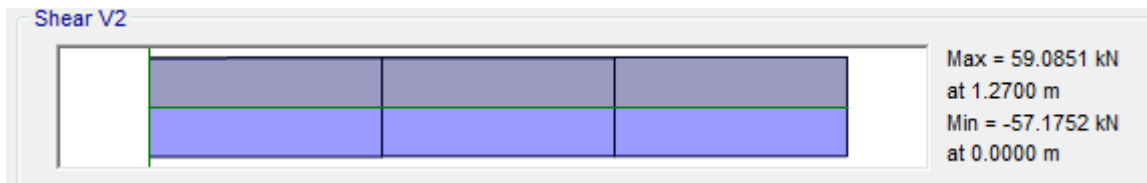
Fluencia por flexión

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} = 490 \text{ kN} \quad (\text{Valor adoptado por ser menor})$$

Entonces la resistencia al corte del enlace está dado por:

$$\phi V_n = 0.9 * 490 \text{ kN} = 441.6 \text{ kN}$$

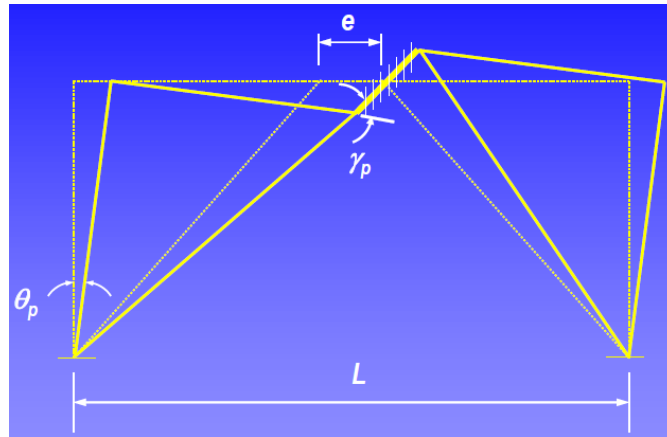
El valor de V_u más crítico se obtiene del análisis estructural y se da para el enlace del pórtico 1, entre los ejes B y C del segundo nivel.



$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{59}{441.6} = 0.14 \quad (\text{La seccion es adecuada})$$

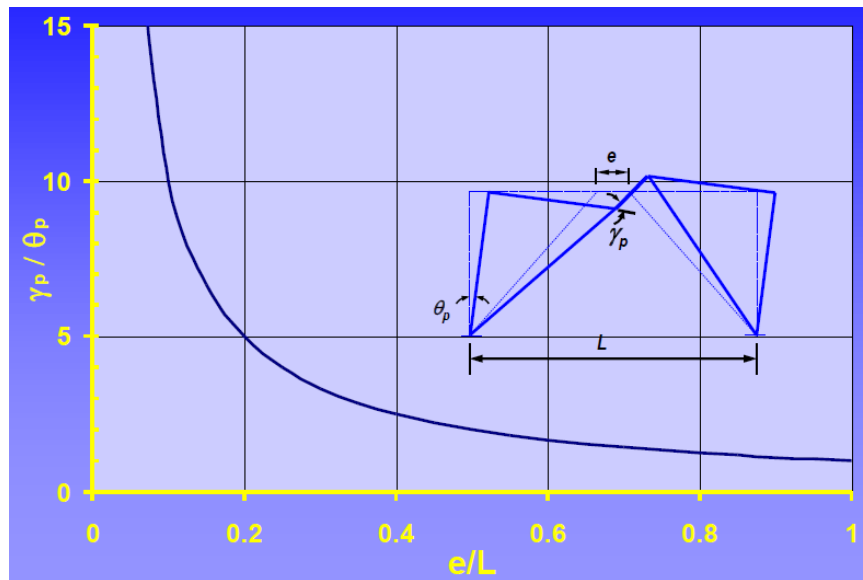
Deformación inelástica del enlace

Angulo de rotación del enlace



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad \theta_p = \frac{\delta_p}{h}$$

Utilizaremos los siguientes ábacos para poder determinar el Angulo de rotación del enlace.



$$\frac{e}{L} = \frac{1.27}{9.8} = 0.129$$

$$\gamma_p = 10\theta_p$$

$$\theta_p = 0.008 \text{ rad (distorcion de piso)}$$

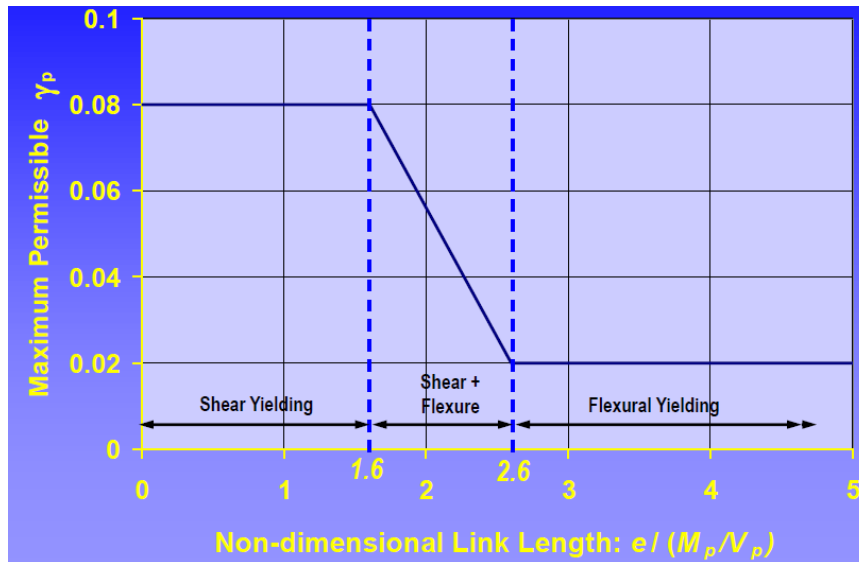


Figura 45: Ángulo de rotación del enlace.

Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*. Universidad de Texas at Austin.

Tendremos:

$$\frac{e}{\frac{M_p}{V_p}} = \frac{1.27}{\frac{311}{366}} = 1.5$$

$$\gamma_p = 0.08 \text{ rad}$$

Atiesadores

Espesor del atiesador será igual a: $t_{st} = 0.75t_w$ ó $3/8\text{in} \cong 10\text{mm}$.

Ancho del atiesado será igual a : $bsj = 122\text{mm}$.

Numero de atiesadores será:

de atiesadores intermedios = 7 atiesadores.

Diseño de Conexiones

Las conexiones es uno de los aspectos principales y más difíciles de resolver en un proyecto resuelto con estructura de acero. AISC 360-10 (210) nos menciona que:

Las conexiones deben ser capaces de transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores. Anteriormente el método único para poder conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin

embargo, actualmente existen dos formas de conectar una estructura metálica:
(p. 105)

- ✓ Tornillos (pernos).
- ✓ Soldadura.

Todas las conexiones tienen alguna restricción a cambios en los ángulos originales formados por los miembros conectados, que dependiendo de la magnitud de la restricción de acuerdo al Capítulo B “Requisitos de Diseño del AISC 360-10 en su punto 6.3, donde clasifica a las conexiones en dos casos: (Granados, 2013)

- a) Conexiones Simples.- que son aquellas las cuales no transmiten momentos y que se suponen permiten la rotación relativa de los miembros que se conectan.
 - b) Conexiones de Momento.- Estas conexiones, como su nombre lo indica, tienen la capacidad de transmitir momentos entre los elementos que se conectan.
- (p. 143)

En la presente tesis se realizara el diseño y revisión manual de conexiones a momento en viga-columna por considerarse más crítico, viga-placa de concreto y las conexiones de arriostres. Las conexiones restantes serán diseñadas con la ayuda del software ETABS (2014), teniendo los valores de ingreso hallados anteriormente.

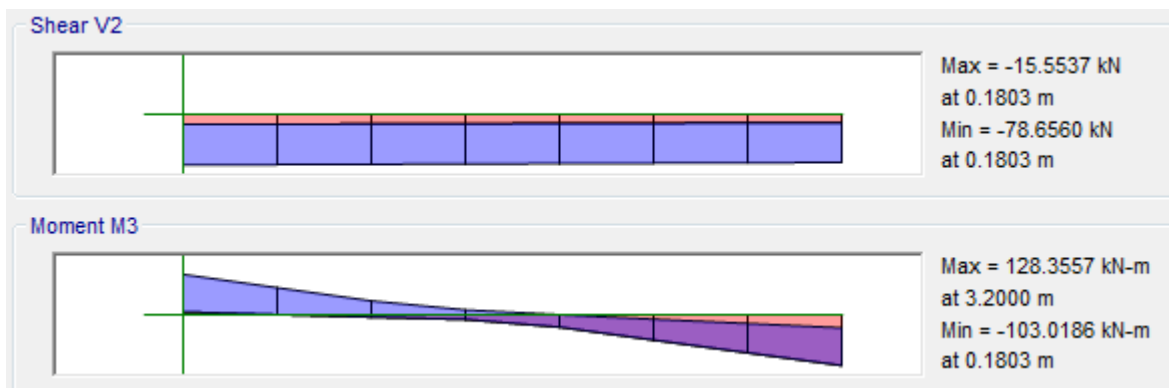
Conexiones de momento

En la mayoría de las conexiones por momento de viga a columna, los miembros son parte de un marco plano, es decir con las almas en el plano del marco de tal manera que la flexión de cada miembro es con respecto a su eje mayor.

Se desarrolla procedimiento de diseño y verificación de la conexión a momento del Eje 5A para el primer nivel, dado que los datos de entrada son muy similares para el pórtico 5.

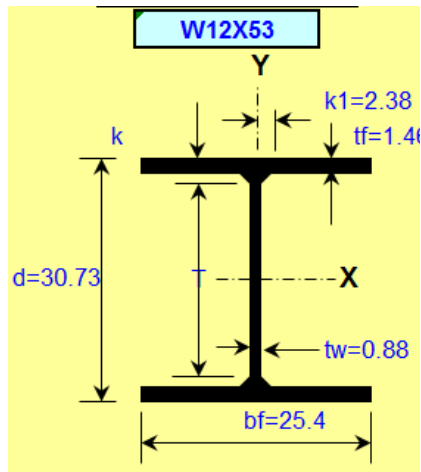
Conexión viga-columna

a) Datos de diseño



✓ Viga

Perfil: W12x53



As =	88970.1	mm ²
d =	307.3	mm
tw =	8.8	mm
bf =	254	mm
tf =	14.6	mm
Ix =	176898355.9	mm ⁴
Sx =	1156926.7	mm ³
rx =	132.8	mm
Zx =	1276552.3	mm ³
Iy =	39874970.6	mm ⁴
Sy =	314631.6	mm ³
ry =	63.0	mm
Zy =	476863.6	mm ³
J =	657645.7	mm ⁴

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$

✓ Tornillos (pernos) de alta resistencia



Figura 46: Tornillos de alta resistencia.

Fuente: HILTI. (2015). Manual técnico de productos.

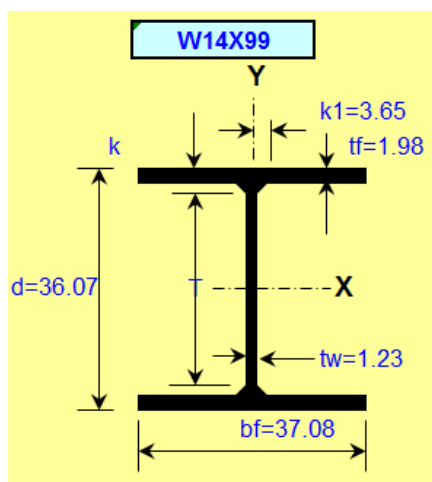
A325. De este tipo de tornillería existen con diámetros de 13mm (1/2") a 38mm (1 1/2").

$F_t = 90 \text{ ksi} = 6330 \text{ kg/cm}^2$.

Características: "Tabla J3.2" del AISC360-10 "*resistencias nominales de tornillerías y de partes roscadas.*"

✓ columna

Perfil: W14x99



$A_s =$	165963.5	mm^2
$d =$	360.7	mm
$t_w =$	12.3	mm
$b_f =$	370.8	mm
$t_f =$	19.8	mm
$I_x =$	462016882.4	mm^4
$S_x =$	2572769	mm^3
$r_x =$	156.7	mm
$Z_x =$	2834962.1	mm^3
$I_y =$	167325033.1	mm^4
$S_y =$	904565.9	mm^3
$r_y =$	94.2	mm
$Z_y =$	1369958.6	mm^3
$J =$	2235162.8	mm^4

$F_y = 250 \text{ MPa}$
$F_u = 400 \text{ MPa}$
$E = 200000 \text{ MPa}$

b)Diseño

b.a Tornillos

Debido a que la conexión de momento se considera como rígida, la excentricidad de la fuerza de diseño de cortante se supone nula, es decir, que el plano de corte coincide con el de los tornillos.

Considerando tornillos de diámetro $\phi = 3/4 \text{ in}$ de calidad A325N se tiene lo siguiente:
Para el área del tornillo se tiene:

$$A_b = \frac{\pi d_{tor}^2}{4} = \frac{\pi * 1.905^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

El número de tornillos necesarios será:

$$\#Tor = \frac{V_u}{\phi A_b R_{nv}} = \frac{78.65}{0.75 * 2.85 * 3.79} = 9.7 \text{ tornillos}$$

Por ser un peralte de 90 cm, consideraremos **10 tornillos**.

De acuerdo al diámetro del tornillo se tienen las siguientes dimensiones mínimas descritas en la tabla j3.4 de las especificaciones americanas AISC 360-10 las cuales son:

Tabla 23: Distancia mínima al borde, para tornillos.

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

Fuente: Especificaciones AISC 360-10. Capítulo J.

Entonces:

✓ Distancia mínima al borde: $d_{b \min} = \frac{3}{4} \text{ in} \longrightarrow 1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$

✓ Distancia entre tornillos mínima: $s_{b \min} = 3\phi_{\text{tor}} = 3 * 19.05 = 57.15 \text{ mm}$

Las distancias reales previas para el diseño de la conexión se resumen en la siguiente tabla:

Distancia	Valor mínimo (mm)	Valor real (mm)
E y F	$d_{b \min} = 25$	25
B	$d_{b \min} = 25$	46
C	$s_{\min} = 60$	60

La resistencia última del grupo de tornillos será:

$$R_b = \phi R_n = \#torn * \phi * A_b * R_{nv} = 10(0.75)(2.85)(3.79) = 81 \text{ kg} > V_u \quad \text{SI CUMPLE}$$

b.b Placa de conexión

Longitud total de la placa será: $L_p = D = 2B + (\#torn/2 - 1)C$

$$L_p = D = 2(46) + (10/2 - 1)60 = 332mm = 33cm$$

La longitud de la placa de conexión tendrá la siguiente restricción:

- ✓ Que la longitud de la placa tiene que ser menor que la máxima distancia de del alma (T):

$$L_p \text{ ó } D < T$$

$$33cm < 34cm \text{ si cumple}$$

Espesor de la placa será:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u}{\phi_f(0.60F_y L_p)} \\ \frac{V_u}{\phi_r(0.60F_u [L_p - \#torn(\phi_{torn} + 0.30cm)]} \end{array} \right\}$$

Obtendremos:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{7953}{1(0.60 * 2549 * 29)} = 0.17cm = 1.7mm \\ \frac{7953}{0.75(0.60 * 4078.86[29 - 10(1.9 + 0.30cm)])} = 0.63cm = 6.5mm \end{array} \right\}$$

Tomaremos el valor máximo 6.5mm, teniendo un alma es $t_w=11.6mm$, tomaremos $t = 10mm$ de espesor en la placa tipo A-36.

b.c Soldadura

De acuerdo al capítulo J y sección 2, de las especificaciones americanas AISC360-10, tendremos algunas limitaciones siguientes:

Tabla 24: Tamaño mínimo de soldadura de filete.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

Fuente: Especificaciones AISC 360-10. Capítulo J.

Entonces:

$$S_w = 5 \text{ mm.}$$

$$T_e = 0.707 * S_w = 0.707 * 5 = 3.5 \text{ mm}$$

Podemos obtener el área efectiva de la soldadura:

$$A_{ef} = l_w * S_w = 10 \text{ mm} * 5 \text{ mm} = 50 \text{ mm}^2$$

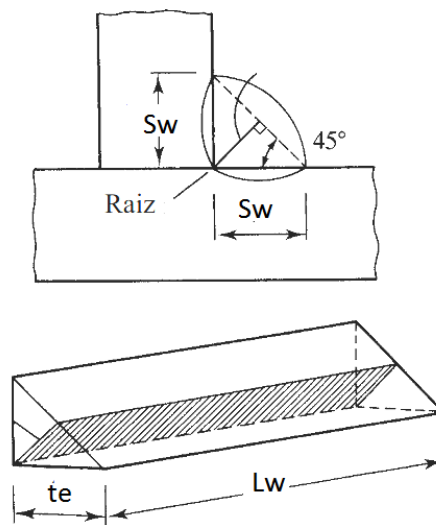


Figura 47: Soldadura de filete.

Fuente: American Welding Society (2010). *Structural Welding Code-Steel*.

Donde:

- ✓ S_w = tamaño de filete.
- ✓ T_e = Tamaño de garganta efectiva.
- ✓ L_w = Longitud de soldadura.
- ✓ A_{ef} = Área efectiva de soldadura.

La resistencia de la soldadura de filete se expresa:

$$R_s = \phi R_n = \phi(\cos 45^\circ T_e L_w F_w)$$

Donde:

- ✓ R_s = Resistencia de la soldadura.
- ✓ ϕ = 0.75, Factor de resistencia por LRFD.
- ✓ F_w = Resistencia nominal de la soldadura, que equivale a $0.70 F_{EXX}$.
- ✓ F_{EXX} = Es la resistencia por clasificación del metal base, que depende del tipo de electrodo y se designa como E60XX, E70XX, etc.

En este sistema la letra E, significa electrodo y los dos primeros dígitos (60 o 70 klb/plg²) indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura.

Entonces:

$$R_s = \phi R_n = \phi(\cos 45^\circ T_e L_w F_w)$$

$$R_s = \phi R_n = 0.75(0.7071 * 4921 * 0.5) = 1305 \text{ kg/cm}$$

$$T_s = \frac{V_u}{\phi(\cos 45^\circ L_w F_w)}$$

$$T_e = \frac{7953}{0.75(0.7071 * 29 * 4921)} = 0.2 \text{ cm} = 2 \text{ mm}$$

De acuerdo a la tabla J2.4 del AISC 360-10 sobre espesores mínimos de soldaduras para elementos entre 6-13 el filete mínimo es de 6mm, por lo que respetaremos dicho valor teniendo una soldadura $t_a = 6 \text{ mm}$.

b.d Revisión de placas de continuidad

Se tendrá que realizar la revisión de posibles fallas locales en la conexión viga-columna, si la columna de montaje no presenta algún tipo de falla local tanto en el patín como en el alma, tales casos se muestran en la figura 48.

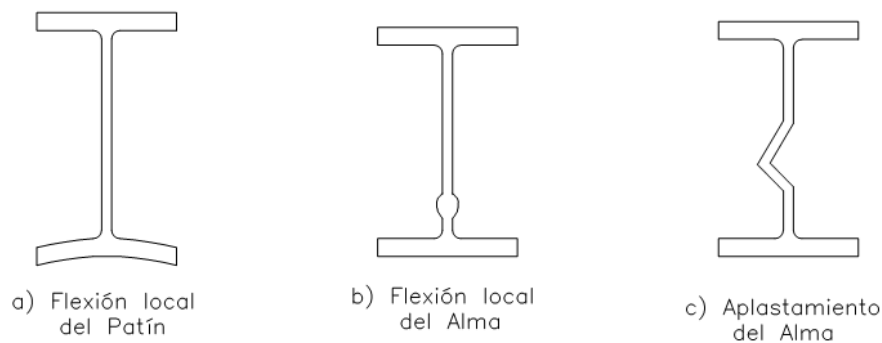


Figura 48: Tipos de fallas locales en columna.

Fuente: Crisafulli, F. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

c) Revisiones

Según las especificaciones americanas AISC 360-10 en su sección J10, nos muestra las revisiones locales de patín, y del alma de las columnas:

Entonces:

La fuerza horizontal máxima (Figura 49) que tendrá que soportar localmente el alma, patín ó el atiesador será:

$$P_{bf} = H = \min \left\{ \begin{array}{l} = \frac{M}{d - t_f} \\ = \phi F_y b_f t_f \end{array} \right\}$$

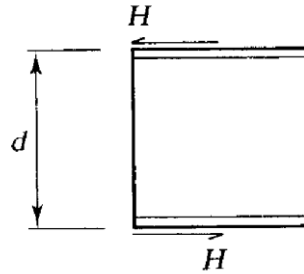


Figura 49: Fuerza horizontal resultante por el momento actuante.

Obtendremos:

$$P_{bf} = H = \min \left\{ \begin{array}{l} = \frac{13052 \text{ kgf}}{0.419\text{m} - 0.019\text{m}} = 32630 \text{ kg} = 327\text{kN} \\ = 0.9 * 2549 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26.2 \text{ cm} * 1.9\text{cm} = 114200.3 \text{ kg} = 1119\text{kN} \end{array} \right\}$$

Revisaremos con la fuerza horizontal $P_{bf} = 32630 \text{ kg} = 327\text{kN}$

-Flexión local en el patín de la columna

El esfuerzo máximo actuante no deberá exceder a la resistencia por flexión local del patín de la columna:

$$F_{Rf} = \phi R_n = \phi 6.25 T_f^2 F_{yf}$$

Donde:

- ✓ F_{yf} = Resistencia a la flexión del patín.
- ✓ $\phi = 0.9$, factor de resistencia de acuerdo al LRFD.
- ✓ F_{yf} = Esfuerzo de fluencia del patín.

Obtendremos:

$$F_{Rf} = \phi R_n = 0.9 * 6.25 * 1.9^2 cm * 2549 \frac{kg}{cm^2} = 5157.78 kg = 50.58 kN$$

$$F_{Rf} = 5157.78 kg = 50.58 kN < P_{bf} = 32630 kg = 327 kN$$

Por lo que se requerirá el uso de atiesadores.

-Fluencia local en el alma de la columna

Según Cardoso, Quishpe (2014) nos menciona que:

Se tendrá que cumplir los siguientes límites:

✓ Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro d , se tiene:

$$F_{R1} = \phi R_n = \phi F_y t_w (5k + N)$$

✓ Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual que la profundidad del miembro d , se tiene: (p. 76)

$$F_{R2} = \phi R_n = \phi F_y t_w (2.5k + N)$$

Donde:

- ✓ F_{R1}, F_{R2} = Resistencia a la fluencia en el alma.
- ✓ $\phi = 1.0$, factor de resistencia de acuerdo al LRFD.
- ✓ t_w = Espesor del alma.
- ✓ k = Distancia desde la cara exterior del ala al pie del filete del alma.
- ✓ F_y = Esfuerzo de fluencia del alma.
- ✓ N = Longitud de apoyo de la fuerza aplicada.

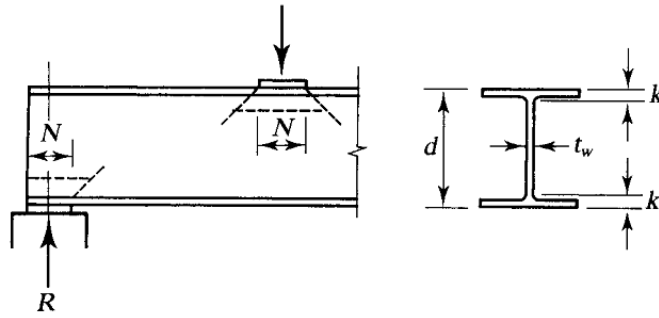


Figura 50: Revisiones de fluencia en el alma.

Entonces:

$$F_{R1} = 1.0 * 2549 * 1.2 * (5 * 3.5 + 2.01) = 59677.18 \text{ kg} = 585 \text{ kN}$$

$$F_{R1} = 59677.18 \text{ kg} = 585 \text{ kN} > P_{bf} = 32630 \text{ kg} = 327 \text{ kN}$$

Por lo que no se requerirá atezadores.

-Aplastamiento del alma.

Se tendrá que cumplir lo siguiente:

$$F_R = \phi R_n = \phi 0.80 T_f^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{E_s F_y t_f}{t_w}}$$

Donde:

- ✓ F_R = Resistencia al aplastamiento del alma.
- ✓ ϕ = 0.75, factor de resistencia de acuerdo al LRFD.
- ✓ T_w, t_f = Espesores del alma y patin respectivamente.
- ✓ d = peralte de la columna.
- ✓ F_y = Esfuerzo de fluencia del alma.
- ✓ N = Longitud de apoyo de la fuerza aplicada.
- ✓ E_s = Modulo de elasticidad del acero.

Obtendremos:

$$F_R = 0.75 * 0.80 * 1.9^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2.01}{36.07} \right) \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{2039432.43 * 2549 * 2}{1.2}}$$

$$F_R = 213748.6 \text{ kg} = 2096 \text{ kN}$$

$$F_R > P_{bf} = 32630 \text{ kg} = 327 \text{ kN}$$

En aplastamiento de alma no se requerirá atezadores.

Conexión de vigas – Muros de concreto

El núcleo estructural del edificio es considerado para soportar cargas laterales y brindar rigidez lateral. Los pórticos perimetrales fueron diseñados para cargas de gravedad y las conexiones entre las vigas de soporte y los muros de concreto son conexiones a momento. La conexión usada en este trabajo es como se muestra en la siguiente figura.

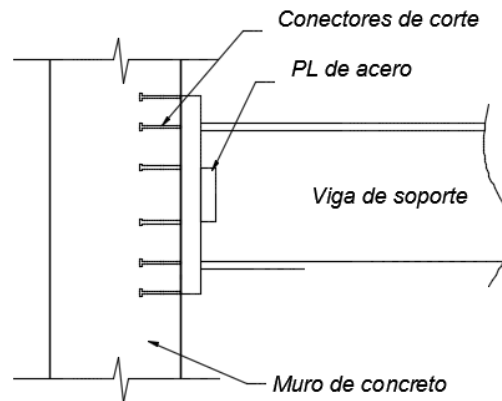


Figura 51: Conexión viga - muros de concreto.

Una plancha de acero con conectores de corte se embebe dentro del muro estructura durante el vaciado. Posteriormente el alma de las vigas de suelda a una plancha que previamente ha sido también soldada a la plancha que tiene los conectores de corte.

Conexión a corte

Las vigas principales se conectarán a las placas de concreto de la caja de escaleras y ascensor por medio de conexiones de corte (Ver figura 51).

Los puntos más importantes a considerar en el diseño son los siguientes:

- a) La conexión entre el alma de la viga de acero y la plancha a corte, la cual a su vez esta soldada a la plancha embebida en el muro.
- b) La transferencia de fuerzas a la placa, las cuales son el corte gravitacional y la fuerza de diafragma, tal como se muestra en la figura 52.

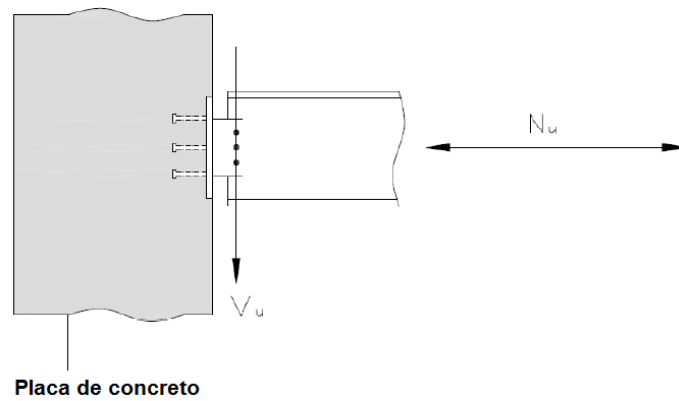
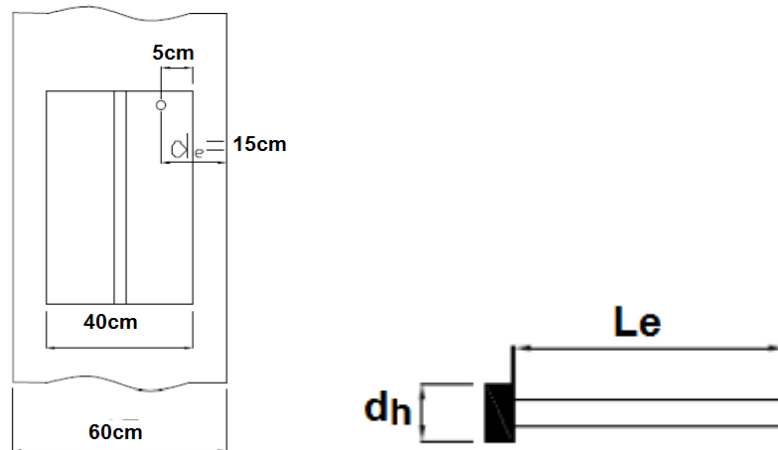


Figura 52: Fuerzas actuantes en una conexión a corte.

Datos de diseño

- Perfil 36x160
- $t_{placa} = 60cm$
- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Perno SAE 1010
- $F_y \text{ perno} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tendremos la geometría de la plancha embebida, plancha de corte y perno.



Se tendrá que hallar la capacidad de tracción del perno con la siguiente expresión:

$$\phi P_s = 0.9 A_b F_y$$

$$\phi P_s = 0.9 * 2.85 * 4200 = 10773 \text{ kgf}$$

Para el concreto la carga de tracción será:

$$\phi P_c = 2.84 l_e (l_e + d_s) \sqrt{f'_c \frac{d_e}{l_e}}$$

De las características del perno tendremos:

$$L_e = 16.8 \text{ cm}$$

$$D_h = 3.175 \text{ cm}$$

$$D_e = 15 \text{ cm}$$

$$\phi P_c = 2.84 * 16.8 * (16.8 + 3.175) \sqrt{280 \frac{15}{16.8}}$$

$$\phi P_c = 17439 \text{ kgf}$$

Entonces usaremos el menos de los dos (perno, concreto):

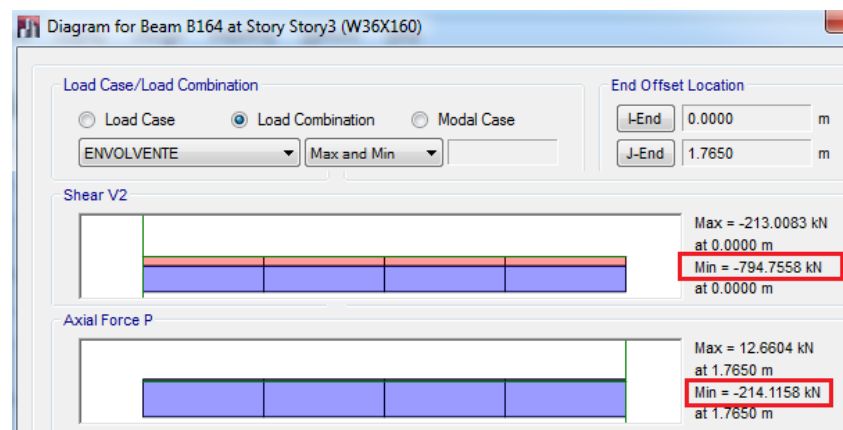
$$\phi P_s = 10773 \text{ kgf}$$

Capacidad de corte

$$\phi V_s = 0.75 A_b F_y$$

$$\phi V_s = 0.75 * 2.85 * 4200 = 8977.5 \text{ kgf}$$

Del ETABS:



$$V_U = 794.7 \text{ kN} = 81036.8 \text{ kgf}$$

$$N_U = 214.1 \text{ kN} = 21832 \text{ kgf}$$

Entonces el número de pernos por corte requeridos será:

$$n = \frac{81036.8}{8977} = 9.2 \rightarrow 10 \text{ pernos}$$

Determinar resistencia al corte por falla del concreto

$$\phi V_c = \phi 212 A_b n \sqrt{f'_c}$$

$$\emptyset V_c = 75826.5 \text{ kgf} < 81036.8 \text{ kgf}$$

Teniendo así:

$$\emptyset V_c = 90991.8 \text{ kgf} > 81036.8 \text{ kgf} \text{ OK!!!!}$$

Technical drawing of a mechanical part with the following dimensions:

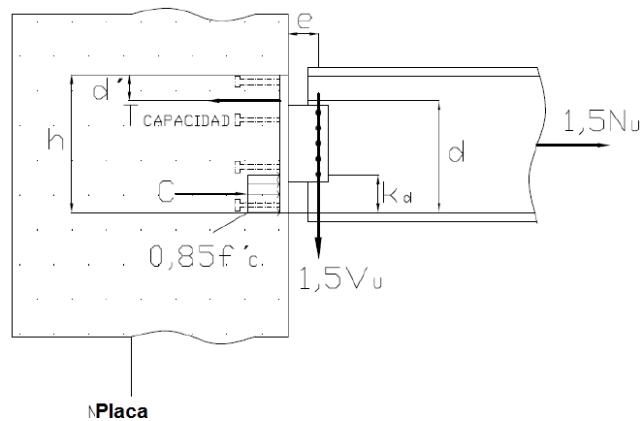
- Top horizontal segments: 15cm each
- Right vertical segment: $Y = 7.5\text{cm}$
- Internal horizontal segment: 30cm
- Internal vertical segment: $de1 = 15\text{cm}$
- Bottom horizontal segment: $de2$
- Overall width: 60cm

$$\emptyset N_c = \emptyset 1.06 \sqrt{f'c} (x + de1 + de2) (y + 2le)$$

$$\emptyset N_c = 37178.9 \text{ kgf} > 1.5 * 21832$$

$$\emptyset N_c = 37178.9 \text{ kgf} > 32748 \text{ OK!!!}$$

178



$$k_d = \frac{T_{capacidad} - 1.5 * N_u}{(0.85 * f'_c) b}$$

$$k_d = \frac{37178.9 - 1.5 * 21832}{0.85 * 280 * 40} = 0.5 \text{ cm}$$

Dando una distancia de perno superior

$$d = \frac{1.5eV_u + 0.425bf'ckd^2 + 0.75N_ud'}{0.85bf'ckd + 0.75N_u}$$

$$d = \frac{1.5 * 7 * 81036.8 + 0.425 * 40 * 280 * 0.5^2 + 0.75 * 21832 * 6.25}{0.85 * 280 * 0.5 * 40 + 0.75 * 21832} = 48.8 \text{ cm}$$

Profundidad $h = d + d' = 48.8 + 6.25 = 55 \text{ cm}$

Espesor de plancha:

$$t_p = \frac{2}{3} \phi_{pernos} = \frac{2}{3} * \frac{3}{4} = 1/2 \text{ in}$$

“tendremos una placa embebida de dimensiones 40x55cm con 12 pernos SAE 1010 y con un espesor de ½ in”

Diseño de conexiones con uso del software ETABS (2013)

Una vez elaborado la geometría del modelo matemático, analizado y comprobado los resultados. Utilizaremos el software para la realización del diseño de conexiones de la estructura, viga –viga y la comprobación del diseño manual viga-columna como la de placa base. Los resultados del diseño por software ETABS se adjuntan en los anexos.

a) Introducción de datos

Steel Connection Design Preferences for AISC 360-10

Beam-Beam Beam-Column Column-Footing

Beam Column Shear Major Axis

Item	Value
01 Bolt Types	A325-N
02 Bolt Size	M32
03 Hole Types	STD
04 Weld Material	E70XX
05 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	100
06 Plate Material	ACERO EST...
07 Plate Thickness, T (mm)	12.5
08 Offset, G (mm)	12.5
09 Length, a (mm)	62.5
10 Length, Leh (mm)	37.5
11 Length, Lev (mm)	37.5

Preview - Beam Column Shear Major Axis

Beam-Beam Beam-Column Column-Footing

Vertical Plate (Full) Plate Depth Sched...

Item	Value
01 Bolt Types	A325-N
02 Bolt Size	M32
03 Hole Types	STD
04 Weld Material	E70XX
05 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	100
06 Plate Material	ACERO EST...
07 Plate Thickness, T (mm)	9.4
08 Offset, G (mm)	12.5
09 Offset, Gt (mm)	25
10 Length, a (mm)	62.5
11 Length, Leh (mm)	37.5

Preview - Vertical Plate (Full)

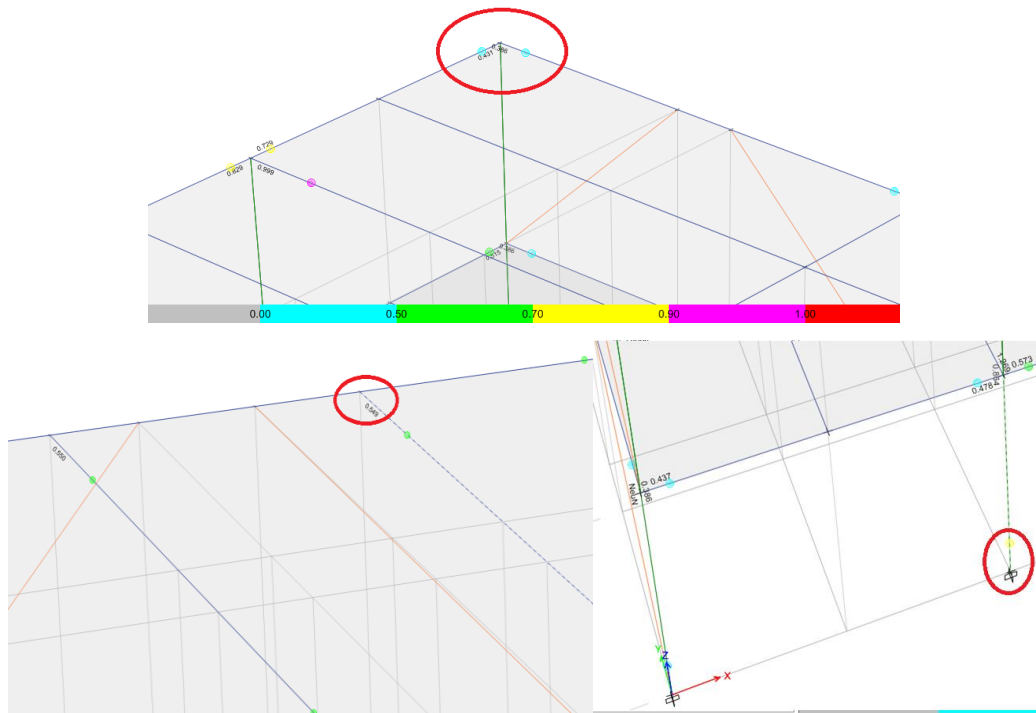
Beam-Beam Beam-Column Column-Footing

Item	Value
01 With Concrete Pedestal	Yes
02 Base Plate Offset (mm)	300
03 Plate Thickness, T (mm)	90
04 Min Width, Nmin (mm)	850
05 Min Height, Bmin (mm)	650
06 Anchor Rod Size	M25
07 Embedment Length, hef (mm)	500
08 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	150
09 Plate Material	ACERO EST...
10 Anchor Rod Material [ASTM]	F1554 Gr 36
11 Anchor Rod Heads and Nuts	Square
12 Weld Material	E70XX
13 Pedestal Material	4000Psi

Preview - Column Footing Preferences

b) Diseño y revisión

Conexión viga-columna, viga trabe y columna placa base.



c) Resultados

Connection: B29-CJ

Designed Connection

Story: Story3

Beam: B29-CJ

Beam Section: W16X77

Connection Type: Bm-Col-M-Minor

Designed Parts

Web Plate Thickness: 12.5 mm

Weld Size: 100 1/16 mm

Bolt Type: A325-N

Number of Bolts: 4

Results

Combo	Max D/C Ratio	Result	Design Control
1.2D+1.6L+0...	0.3865	Passed	Shear rupture of column web
1.2D+1.6S+0...	0.3865	Passed	Shear rupture of column web
1.2D+0.5L+0...	0.3865	Passed	Shear rupture of column web
1.2D+1E+0.5...	0.3865	Passed	Shear rupture of column web
1.2D-1E+0.5...	0.3865	Passed	Shear rupture of column web

3D View

Connection: B14-CJ

Designed Connection

Story: Story3

Beam: B14-CJ

Beam Section: W16X57

Connection Type: B-B

Designed Parts

Web Plate Thickness: 9.4 mm

Weld Size: 100 1/16 mm

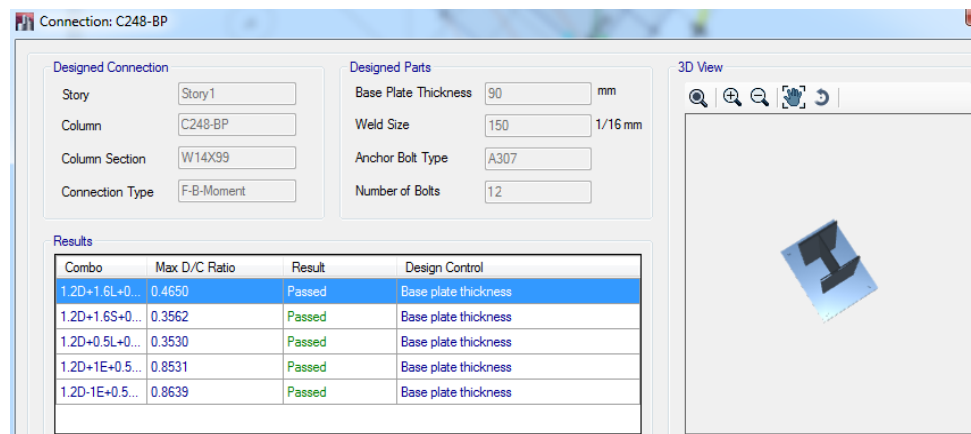
Bolt Type: A325-N

Number of Bolts: 4

Results

Combo	Max D/C Ratio	Result	Design Control
1.2D+1.6L+0...	0.5491	Passed	Block shear rupture strength of web plate
1.2D+1.6S+0...	0.4120	Passed	Shear rupture of girder web
1.2D+0.5L+0...	0.4120	Passed	Shear rupture of girder web
1.2D+1E+0.5...	0.4120	Passed	Shear rupture of girder web
1.2D-1E+0.5...	0.4120	Passed	Shear rupture of girder web

3D View



Diseño de Placa base y pedestal

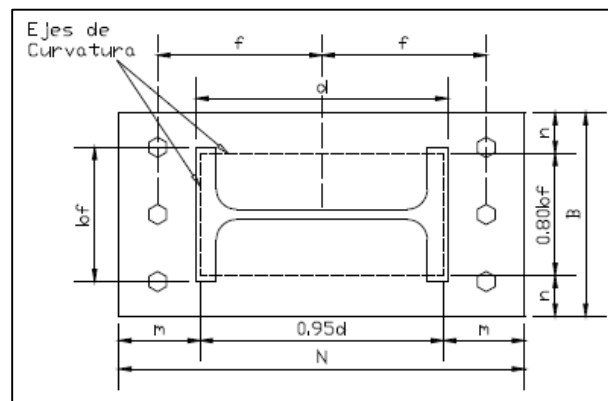


Figura 53: Geometría típica de una placa base.

Fuente: AISC (2010). Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design.

En donde:

- ✓ B = Ancho de la placa base
- ✓ N = Largo de la placa base
- ✓ bf = Ancho del patín de la columna
- ✓ d = Peralte de la columna
- ✓ f = Distancia entre el ancla y el centro de línea de la placa base.
- ✓ m = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al patín de la columna.
- ✓ n = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al alma de la columna.

La presente Tesis cubre el caso principalmente, en los que se requiere del diseño de placa base para columnas de acero, mostrado en la Figura 53, incluye carga

axial, momento flector y cortante. Esta situación se presenta principalmente en marcos resistentes a momento y también en columnas sujetas a cargas excéntricas.

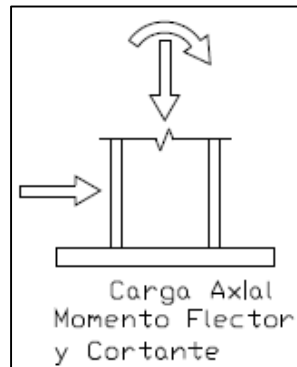
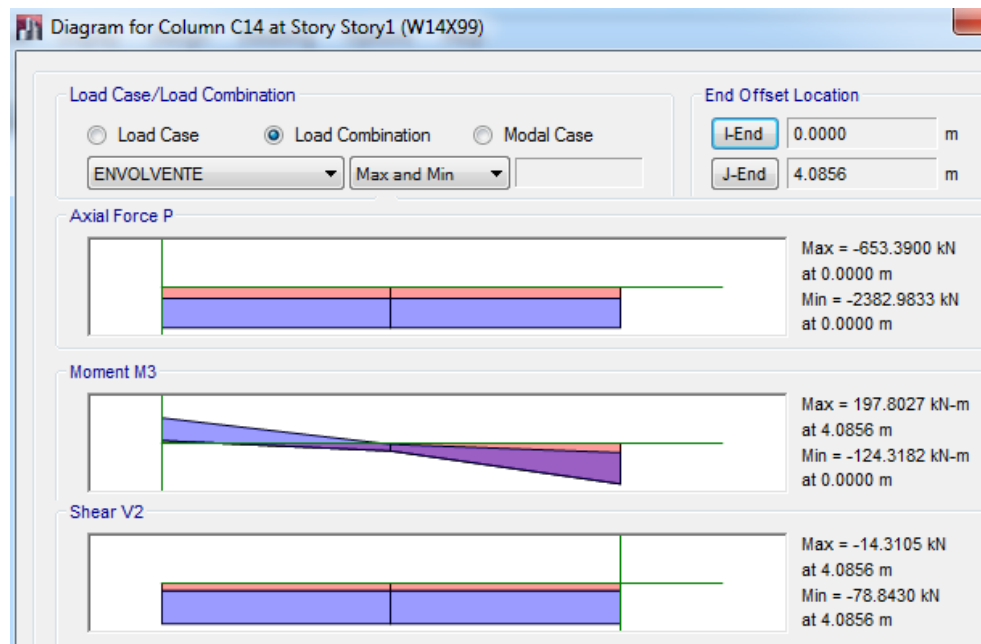


Figura 54: Caso de diseño de placa base para columna de acero.

Fuente: AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

a) Datos de diseño



Tendremos que diseñar la placa base que soporte una columna W 14x99:

Carga axial de 2382.98 kN,

Momento flector de 197.8 kN-m

Cortante de 78.8kN.

Se utilizara un acero A-36 para la placa y una zapata de concreto $f'_c = 3$ ksi o 210 kg/cm².

b)Procedimiento

Determinar la carga axial ultima P_u y el momento ultimo M_u .

$$P_u = 2382.98 \text{ kN}$$

$$M_u = 197.8 \text{ kN-m}$$

Proponer las dimensiones N y B de la placa base.

Probar con anclas de diámetro $D_r = 1 \frac{3}{4} \text{ in} = 4.445 \text{ cm}$

$$N > d + (10D_r) = 36.07 \text{ cm} + 10 \times 4.445 \text{ cm} = 80.5 \text{ cm}$$

$$B > b_f + (6D_r) = 37.08 \text{ cm} + 6 \times 4.445 \text{ cm} = 63.78$$

Probar con $N = 85 \text{ cm}$ y $B = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = \text{largo} \times \text{ancho} = 85 \times 65 = 5.52 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Dimensionar el área del pedestal.

$$D_b = 1.75 D_r$$

$$\begin{aligned} \text{Largo} &> N + 2(6D_r - D_b) = 80.5 \text{ cm} + 2 \times (6 \times 4.445 \text{ cm} - 1.75 \times 4.445 \text{ cm}) \\ &= 118 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Largo} = 118 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho} > B + 2(6D_r - D_b) = 65 \text{ cm} + 2 \times (6 \times 4.445 - 1.75 \times 4.445) = 103 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho} = 103 \text{ cm}$$

Probar con un pedestal de largo = 120cm y Ancho = 110cm.

$$A_2 = \text{largo} \times \text{ancho} = 120 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 13.2 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Calcular A_2 geométricamente similar a A_1 .

$$A_1 = N \times B = 85 \times 65 = 5.52 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Tomar el lado mayor del pedestal: $N_2 = 120 \text{ cm}$.

$$Proporcion = \frac{B}{N} = \frac{65\text{cm}}{85\text{cm}}$$

$$Proporcion = 0.76$$

$$B_2 = (proporcion)N_2 = 0.76 \times 120\text{cm}$$

$$B_2 = 92\text{cm}$$

$$A_2 = N_2 \times B_2 = 120\text{cm} \times 92\text{cm}$$

$$A_2 = 11.04 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Determinar la excentricidad equivalente y la excentricidad critica.

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{197.8 \text{ kN-m}}{2382.98 \text{ kN}}$$

$$e = 0.08\text{m} = 8.26\text{cm}$$

Tendríamos con este resultado una excentricidad de caso B (momento pequeño sin elevación).

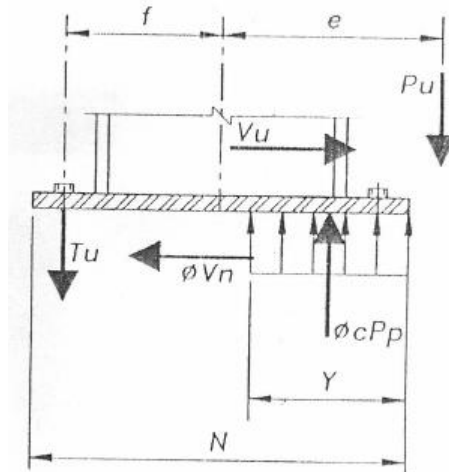


Figura 55: Momento sin elevación.

Fuente: AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

Revisión del estado límite de volteo del concreto

$$f_{pmax} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65 \times 0.85 \times 210 \times \sqrt{\frac{11.04 \times 10^3 \text{ cm}^2}{5.52 \times 10^3 \text{ cm}^2}}$$

$$f_{pmax} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{max} = f_{pmax} \times B = 165 \text{ kg/cm}^2 \times 65\text{cm}$$

$$q_{max} = 10752 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{max}} = \frac{85}{2} - \frac{244016.05 \text{kg}}{2 \times 10752 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} \quad e_{crit} = 31 \text{ cm}$$

Debido a que $e < e_{crit}$ estaríamos en el caso B, el cual es momento sin levantamiento de placa base, o presencia de excentricidad pequeña.

Verificar si se cumple la siguiente desigualdad

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}}$$

$$f = \frac{N}{2} - 1.5 \text{ in} = \frac{85 \text{cm}}{2} - 3.81 \text{cm} \quad f = 38.69 \text{cm}$$

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = \left(38.69 \text{cm} + \frac{85 \text{cm}}{2}\right)^2 = 6591.8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}} = \frac{2 \times 244016.05 \text{ kg} \times (8.26 \text{cm} + 38.69 \text{cm})}{10752 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} = 2131 \text{ cm}^2$$

Como $6591.8 \text{ cm}^2 > 2131 \text{ cm}^2$, entonces existe una solución real para (Y).

Determinar la longitud de soporte equivalente (Y) y la fuerza de tensión T_u en las anclas.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = 81.18 \text{cm} - \sqrt{6591.8 \text{ cm}^2 - 2131 \text{ cm}^2} \quad Y = 14.4 \text{cm}$$

$$T_u = q_{max} Y - P_u$$

$$T_u = 10752 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times 14.4 \text{cm} - 244016.05 \text{kg} \quad T_u = -89187 \text{ kg}$$

Determinar el espesor mínimo requerido en la interface de compresión.

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{85\text{cm} - 0.95 \times 36.1\text{cm}}{2} \quad m = 25.4\text{cm}$$

$$n = \frac{B - 0.95 bf}{2} = \frac{65 - 0.95 \times 37.1}{2} \quad n = 15\text{cm}$$

$$f_p = f_{pmax} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

Como $Y < m$ entonces:

$$t_{p1req} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y (m - \frac{Y}{2})}{F_y}}$$

$$t_{p1req} = 2.11 \sqrt{\frac{165 \text{ kg/cm}^2 \times 14.4\text{cm} \times (25.4\text{cm} - \frac{14.4\text{cm}}{2})}{2549\text{kg/cm}^2}}$$

$$t_{p1req} = 8.7\text{cm}$$

Como $Y < n$ entonces:

$$t_{p2req} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y (n - \frac{Y}{2})}{F_y}}$$

$$t_{p2req} = 2.11 \sqrt{\frac{165 \text{ kg/cm}^2 \times 14.4\text{cm} \times (15\text{cm} - \frac{14.4\text{cm}}{2})}{2549\text{kg/cm}^2}}$$

$$t_{p2req} = 5.68\text{cm}$$

Determinar el espesor mínimo requerido en la interface de tensión.

$$X = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \text{ in} = \frac{85\text{cm}}{2} - \frac{36.1}{2} - 3.81\text{cm} \quad X = 20.64\text{cm}$$

$$t_{p3req} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{89187 \text{ kg} \times 20.64\text{cm}}{65 \times 2549\text{kg/cm}^2}} \quad t_{p3req} = 7\text{cm}$$

$$t_{preq} = \max(t_{p1req}, t_{p2req}, t_{p3req}) = \max(8.7\text{cm}, 6.68\text{cm}, 7\text{cm})$$

$$t_{preq} = 8.7\text{cm}$$

Utilizar un espesor de placa $t_p = 9\text{cm}$

Revisión de las anclas por tensión y cortante

Se asumirá que se utiliza un total de 12 anclas (dos sometidas a tensión, es decir, $n_r = 6$).

Determinar el cortante último V_u .

$$V_u = 78.8 \text{ kN} = 8035.36 \text{ kgf}$$

Calcular el esfuerzo al cortante de las anclas.

$$f_v = \frac{V_u}{n_r \times A_r} = \frac{8035.36 \text{ kgf}}{6 \times 25.67 \text{ cm}^2} \quad f_v = 52.17 \text{ kgf}$$

Calcular el momento flector M_1 en las anclas.

$$\text{Brazo} = \frac{t_p + 0.125 \text{ in}}{2} = \frac{9\text{cm} + 0.3175\text{cm}}{2} \quad \text{Brazo} = 4.56\text{cm}$$

$$M_1 = \frac{V_u \times \text{Brazo}}{n_r} = \frac{8035.36 \text{ kgf} \times 4.56\text{cm}}{64} \quad M_1 = 6106.87 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinar el esfuerzo f_{ta} debido a la tensión y el esfuerzo f_{tb} debido a la flexión.

$$S = \frac{D_r^3}{6} = \frac{(4.445\text{cm})^3}{6} \quad S = 3.3 \text{ cm}^3$$

$$f_{tb} = \frac{M_1}{S} = \frac{6106.87 \text{ kg} - \text{cm}}{3.3 \text{ cm}^3} \quad f_{tb} = 1850 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r \times A_r} = \frac{89187 \text{ kg}}{6 \times 25.67 \text{ cm}^2} \quad f_{ta} = 579 \text{ kg/cm}^2$$

Verificar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$f_t \leq \phi_V \left(1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_V F_{nv}} f_v \right) \leq \phi_V F_{nt}$$

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = \frac{579kg}{cm^2} + \frac{1850kg}{cm^2} \qquad f_t = 2429kg/cm^2$$

Probar con anclas Grado A-36: $F_u = 58ksi = 400MPa = 4078.86 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{nt} = 0.75 F_u = 0.75 \times 4078.86 \frac{kg}{cm^2} \qquad F_{nt} = 3059.1kg/cm^2$$

$$F_{nv} = 0.4 F_u = 0.4 \times 4078.86 \frac{kg}{cm^2} \qquad F_{nv} = 1631.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F'_{nt} = \phi_V \left(1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_V F_{nv}} f_v \right)$$

$$\phi F'_{nt} = 0.75 \left(1.3 \times 3059.1 - \frac{3059.1}{0.75 \times 1631.5} \times 52.17 \right)$$

$$\phi F'_{nt} = 2916.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nt} = \phi_V F_{nt} = 3240.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F'_{nt} < \phi F_{nt} \rightarrow 2916.7 \text{ kg/cm}^2 < 3240.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < \phi F_{nt} \rightarrow 2429kg/cm^2 < 3240.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ Es correcto!!}$$

Proponer una profundidad de anclaje h_{ef} y revisar si es suficiente para que el ancla no se zafe del concreto. La Norma ACI 318-14, nos menciona una dimensión mínima de 48 veces el diámetro del anclaje.

Proponemos un $h_{ef} = 90cm$

$$1.5 h_{ef} > 6D_r \rightarrow 135cm > 26.67cm$$

$$A_{Nc} = [12 D_r + (n_r - 1) (3 D_r)] \times (6 D_r + 1.5 h_{ef})$$

$$A_{Nc} = [12 \times 4.445 + (6 - 1) (3 \times 4.445)] \times (6 \times 4.445 + 1.5 \times 90)$$

$$A_{Nc} = 10832.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nco} = (6 D_r + 1.5 h_{ef})^2 = (6 \times 4.445 + 1.5 \times 90)^2$$

$$A_{Nco} = 26137 \text{ cm}^2$$

$$\phi N_{cbg} = \phi_p \times \psi_3 \times 16 \times \sqrt{f'_c} \times h_{ef}^{\frac{5}{3}} \times \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 1.25 \times 16 \times \sqrt{210} \times 90^{\frac{5}{3}} \times \frac{10832.7 \text{ cm}^2}{26137 \text{ cm}^2}$$

$$\phi N_{cbg} = 151980 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} > T_u \rightarrow 151980 > T_u = 89187 \text{ Es correcto!!!}$$

Utilizar 12 pernos de anclaje ASTM F1554, Grado 36, de diámetro igual a 1 ¾ in y una longitud de 90 cm.

Pedestal

La sección del pedestal queda en general determinada por las dimensiones de la placa base, debiendo ser mayor que ella. Como criterios generales, la sección de los pedestales debe cumplir lo siguiente:

- ✓ Sea a lo menos 10 a 15 cm mayor que la placa base por cada lado.
- ✓ Longitud menor a los 3.0 metros.
- ✓ El diseño es similar al diseño de columnas de concreto armado.

Poseemos unas dimensiones de pedestal hallados anteriormente en placa base, las cuales cumplen con los criterios generales. Estas dimensiones son: 1.20m x 1.10m.

El acero mínimo tendrá una cuantía de 1% y una máxima de 6% del área de sección, así tendremos: 132cm² y 792cm² (Según el RNE norma E-060). Se propondrá 30 barras de 1" cuya área acumulada será 152cm² repartidas uniformemente alrededor del área confinada del pedestal.

Esta cuantía sobrepasa en gran manera la cantidad acero requerida por el pedestal, porque la dimensión del pedestal es mucho mayor a la requerida, es que se puede

tomar en cuenta lo indicado en el ítem 1 0.8.3 en el que se indica que se podrá usar hasta la mitad de lo requerido (0.5% de cuantía). Así mismo en la norma ACI 318S14, indica en el capítulo 15 que la cantidad de acero que se debe de anclar a la zapata proveniente del pedestal debe ser como mínimo 0.005 veces el área del pedestal; entonces se coloca el 0.5% de cuantía de acero para los pedestales.

$$A_{min} = 0.005A_{ped} = 0.005(13200cm^2) = 66cm^2$$

Entonces tendremos:

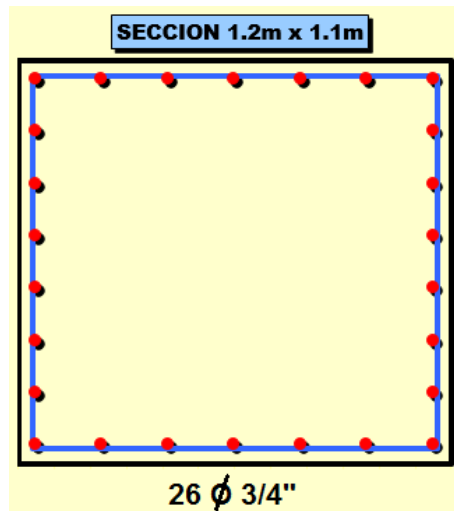
- ✓ *Ancho de pedestal = 1.2m*
- ✓ *largo de pedestal = 1.1m*
- ✓ *Recubrimiento = 0.04m*
- ✓ *Concreto = 210kg/cm²*
- ✓ *Acero de refuerzo = 4200kg/cm²*

Se utiliza fuerzas amplificadas para los puntos en el diagrama de interacción, con las combinaciones de carga.

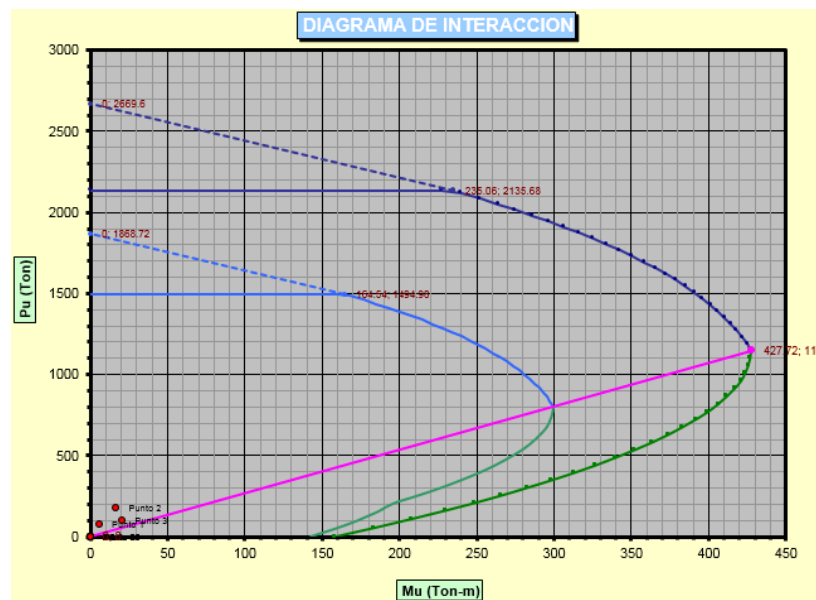
Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	107.3472	-3.2864	-0.0357	-0.0825	-5.1891
1.2D+1.6L+0.5S	242.0154	-7.6799	-0.0798	-0.1878	-12.1258
1.2D+1.6S+0.5L	142.5615	-4.3543	-0.0472	-0.1103	-6.8747
1.2D+0.5L+0.5S	139.7626	-4.3408	-0.0463	-0.108	-6.8538
1.2D+1E+0.5L+0.2S	136.2735	-3.5706	-0.0306	-0.0536	-4.6963
1.2D-1E+0.5L+0.2S	141.7251	-5.1037	-0.0615	-0.1612	-8.9998
0.9D+E	66.2832	-1.3461	-0.0075	0.0007	-1.1841
0.9D-E1	71.7347	-2.8792	-0.0384	-0.1069	-5.4876

Análisis del pedestal

- ✓ *Cuantia a utilizar = 0.5%*
- ✓ *Area del pedestal = 13200 cm²*
- ✓ *0.5% de cuantia = 66 cm²*
- ✓ *Acero colocado = 26Ø3/4" = 75cm²*
- ✓ *Cuntia real colocada = 0.56%*



Tendremos un diagrama de interacción:



Diseño por corte

El diseño por fuerzas cortantes se basa en la norma ACI 318-14, donde nos indica:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u = fuerza cortante magnificada de diseño.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

La resistencia nominal será:

$$V_n = V_c + V_s$$

La norma ACI 318-14, para elementos sometidos a compresión nos indica que V_c :

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$$

Donde:

N_u = fuerza axial mayorada.

A_g = area bruta del pedestal = 13200 cm².

d = peralte efectivo del pedestal = 150cm.

b_w = base del pedestal = 110cm.

Tendremos:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{242000}{140 \times 110 \times 120} \right) 110 \times 150 = 143.32 \text{ tonf}$$

La resistencia que deberá proveer el acero será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{8}{0.85} - 143.32 = 0$$

El RNE norma E-060, nos brinda algunos parámetros para el trabajo con estribos:

- ✓ Acero 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro.
- ✓ Acero 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro.
- ✓ Acero 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Se colocaran estribos de 3/8".

Para el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no debe exceder al menor entre:

$$\checkmark 8db \text{ (longitudinal } \emptyset 3/4") = 8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \text{ la mitad de la menor dimension} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm.}$$

$$\checkmark 10 \text{ cm.}$$

So=10cm.

Fuera de la zona de confinamiento no será mayor que:

$$\checkmark \frac{d}{2} = \frac{150}{2} = 75cm.$$

$$\checkmark 16db = 16 \times 1.91 = 30cm.$$

$$\checkmark 48db \left(\text{estribos } \phi \frac{3}{8} \right) = 48 \times 3/8 \times 1.91 = 34cm.$$

✓ no mayor de 20cm.

Ss=20cm.

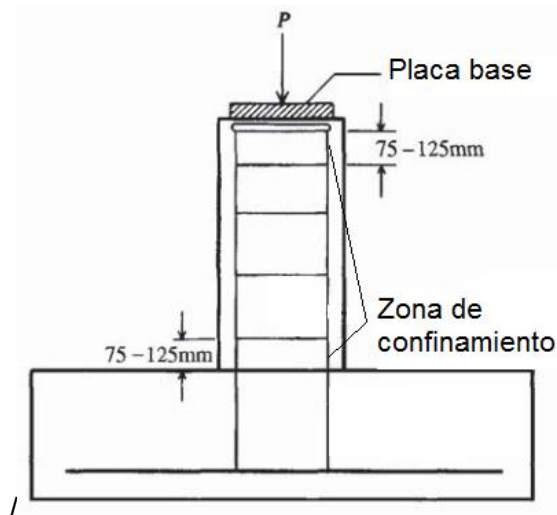
El diseño final del pedestal será:

Columna C-1 (110x120)

26 $\phi \frac{3}{4}$ "

E

Estribos 3/8" 3@5,6@10, rto@20



Diseño de cimentación

La cimentación de un edificio en estructura metálica no difiere de la de un edificio de Concreto Armado y las características de la misma dependen de la zona de influencia sísmica, de condiciones químicas y mecánicas del terreno, de las cargas permanentes y temporales y del tipo de edificio, por tanto esta debe cumplir con la Norma E-030 (2016).

Las Edificaciones de Acero tienen menor peso que una Edificación de Concreto Armado, la cimentación de un edificio metálico siempre será más liviana en comparación con la de un edificio tradicional de Concreto y para las condiciones sísmicas de nuestro país, dependiendo de la zona de riesgo, un sistema de

cimentación que sea acorde con las propiedades del terreno, que considere una profundidad hasta el estrato terreno con capacidad soporte y en este caso se resolverá igual a la de un edificio tradicional. (Mendoza, 2007)

Diseño

A continuación se presentara el diseño realizado para la cimentación las zapatas aisladas y de la Placa del ascensor, se extraerá el modelado por el software para diseño de cimentaciones como es el SAFE, tratando de modelar y presentar lo más cercano posible a lo real. Así también se diseñara una cimentación para una columna C-1 entre los ejes A-3, de manera manual a fin de corroborar los resultados obtenidos por el software.

Diseño manual

Del predimensionamiento y análisis de la zapata, observamos que la sección cumple con los límites de presión admisible y presión mínima, por lo tanto las dimensiones pre-dimensionadas son las adecuadas. Se realizara el diseño con la verificación del corte por punzonamiento y diseño por flexión.

Verificación del corte por punzonamiento

El punzonamiento se verifica en el perímetro del pedestal más la mitad del peralte efectivo de la zapata.

El cortante por punzonamiento se define como:

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o)$$

Donde:

- ✓ A = area de la zapata.
- ✓ A_o = area de punzonamiento.
- ✓ σ_u = reaacion amplicada del suelo. (1.25)

Entonces: $\sigma_u = 1.25 \times 10.5 = 13.12 \text{ ton/m}^2$

$$V_u = 13.12 \times (9 - 1.32) = 100.76 \text{ ton}$$

La resistencia a cortante por punzonamiento se calcula con el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0.27 \times \left(\alpha_s + \frac{2d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde:

- ✓ b_o = *perimetro de la seccion de punzonamiento* = 460cm
- ✓ α_s = 30 *para columnas exteriores.*
- ✓ β = *lado mayor de la columna entre lado menor* = 1.09

Los valores de V_c serán:

$$V_c = 600.9 \text{ tonf}$$

$$V_c = 3483 \text{ tonf}$$

$$V_c = 423.9 \text{ tonf}$$

El valor menor de V_c será:

$$V_c = 423.9 \text{ tonf}$$

Se deberá cumplir:

$$\phi V_c > V_u$$

$$360 \text{ ton} > 100.76 \text{ ton} \text{ OK!!!}$$

Por lo tanto el valor del peralte es correcto.

Verificación por flexión

Para el diseño de las zapatas en concreto armado se utiliza las combinaciones de carga amplificadas para el concreto.

Combinación de carga	Pu (tonf)	Mu (tonf-m)	σ_u =(tonf/m2)
1.2D+1.6L+0.5S	258.31	12.13	7.67

El diseño por flexión se calcula con respecto a los volados de la zapata.

Entonces:

$$Mu = \frac{\sigma u \times m^2}{2}$$

Donde:

✓ $m = \text{distancia del borde del pedestal al borde de la zapata} = 1.8\text{m}$

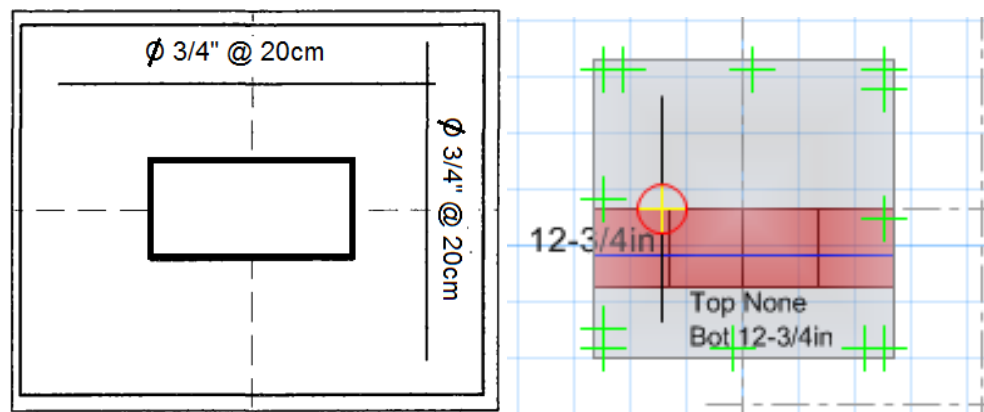
$$Mu = \frac{7.67 \times 1.8^2}{2} = 12.4\text{tonf} - m$$

$$As_{min} = 0.0018bd = 0.0018 \times 110 \times 60 = 11.88\text{cm}^2$$

Por lo tanto se dará una distribución de acero utilizando acero 3/4":

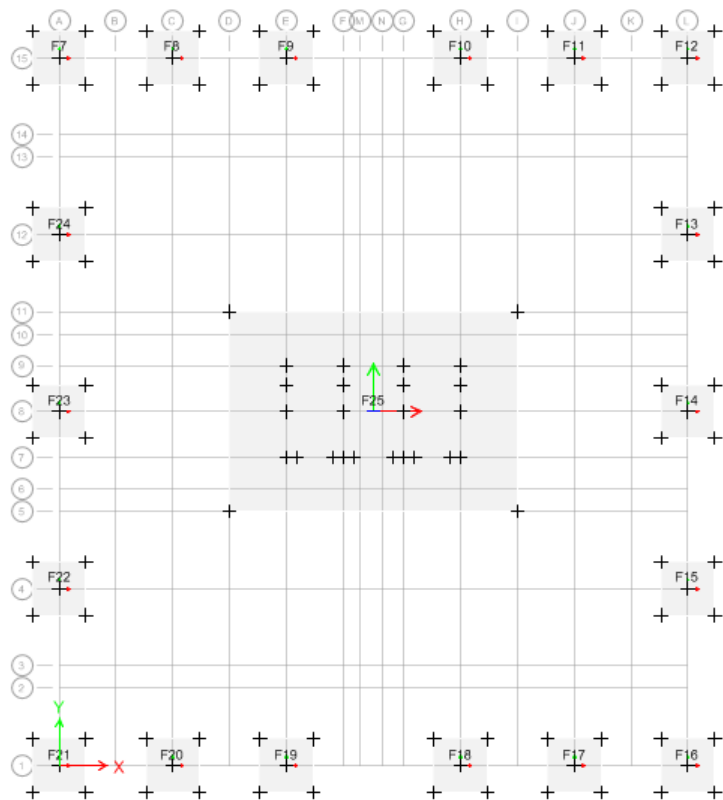
$$s(3/4") = \frac{2.84}{11.88} = 0.24$$

Finalmente el acero para la zapata será 3/4" @20cm. Para ambos sentidos.

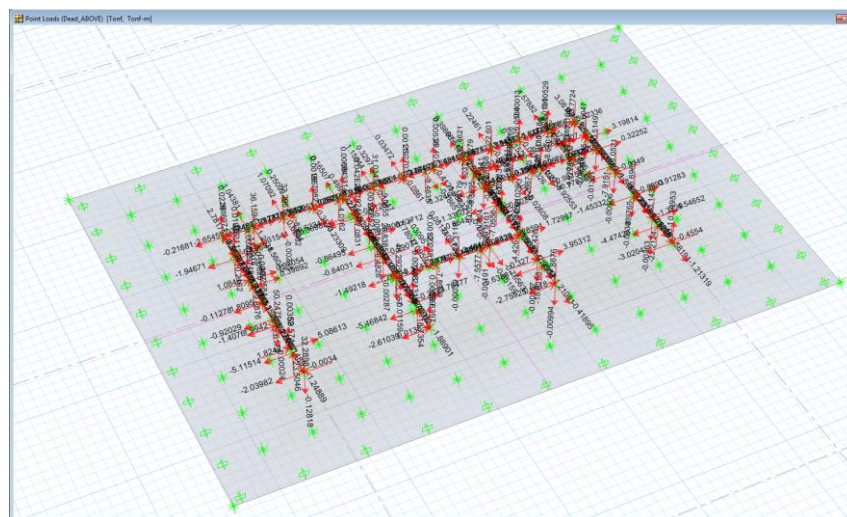


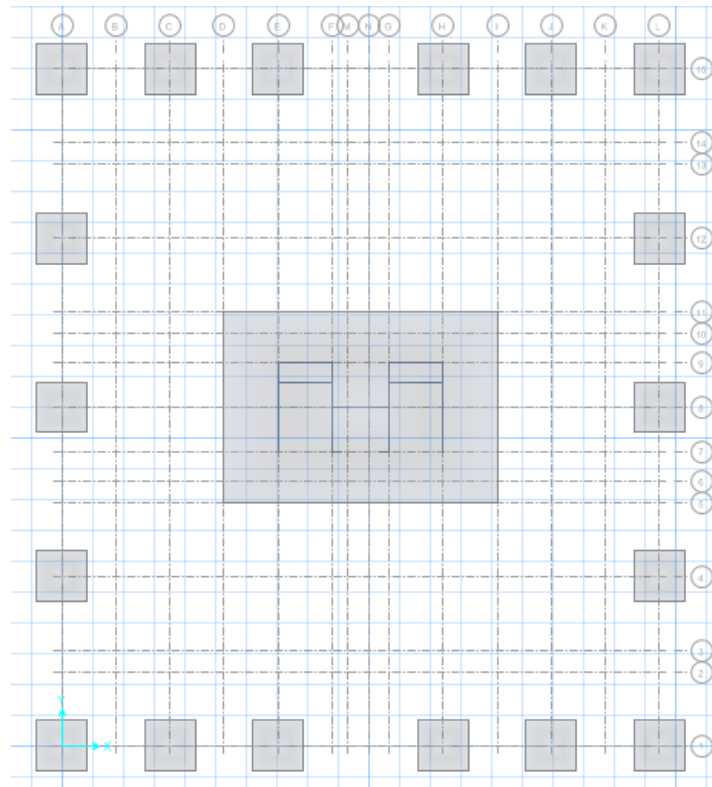
Diseño con software ETABS & SAFE

Se modela la cimentación en el programa ETABS cuyas dimensiones propuestas de las zapatas aisladas son de 3.0m x 3.0m, con espesor de 0.60m y de la caja de ascensor y escaleras en planta son 11mx16m y espesor 0.60m, $f'c=210\text{kgf/cm}^2$.

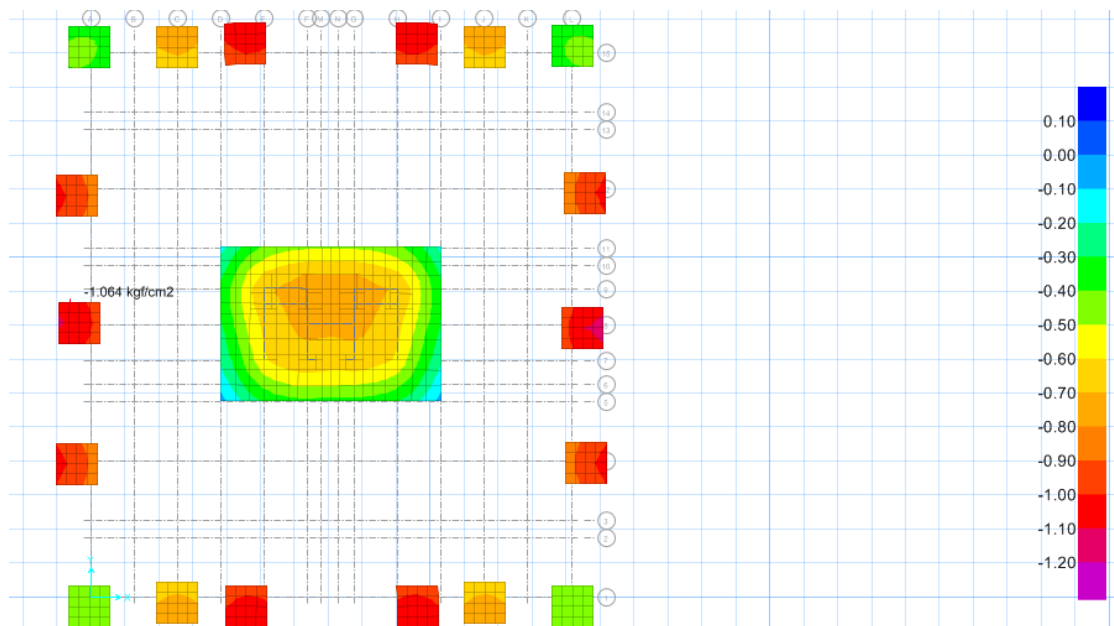


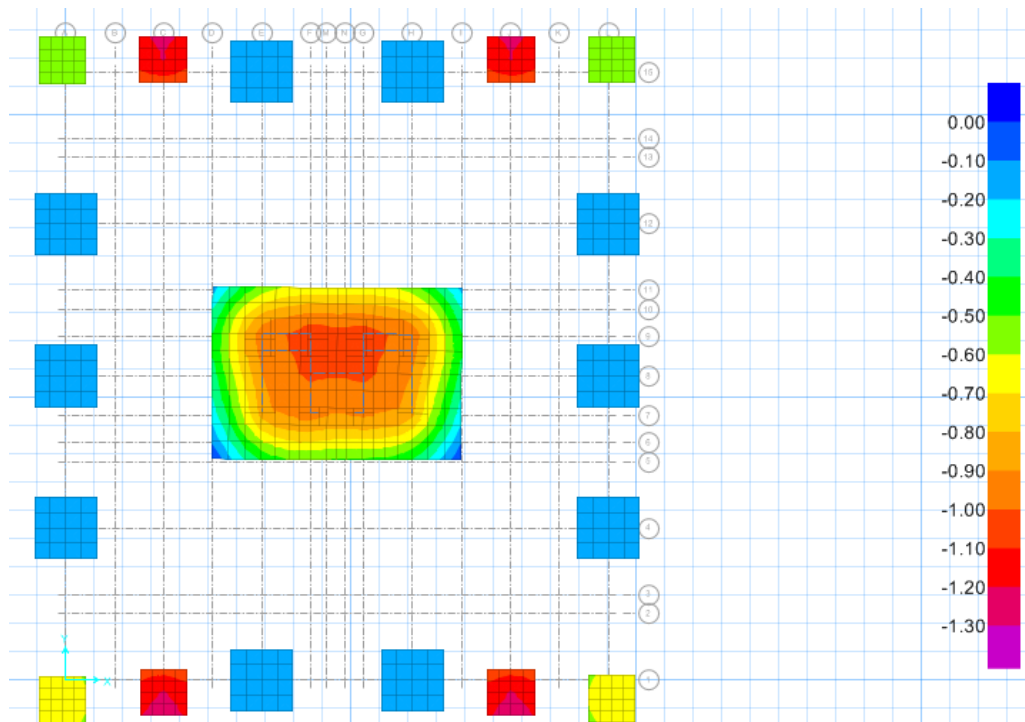
En el programa SAFE V12.3.1 se obtienen las reacciones en la cimentación exportadas del ETABS.





Verificación de la presión de contacto para la combinación de servicio

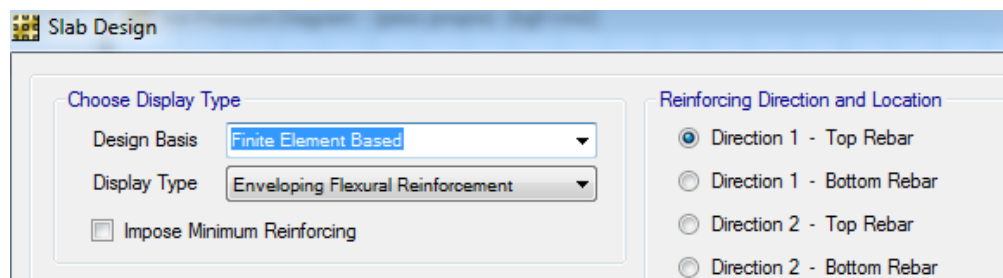




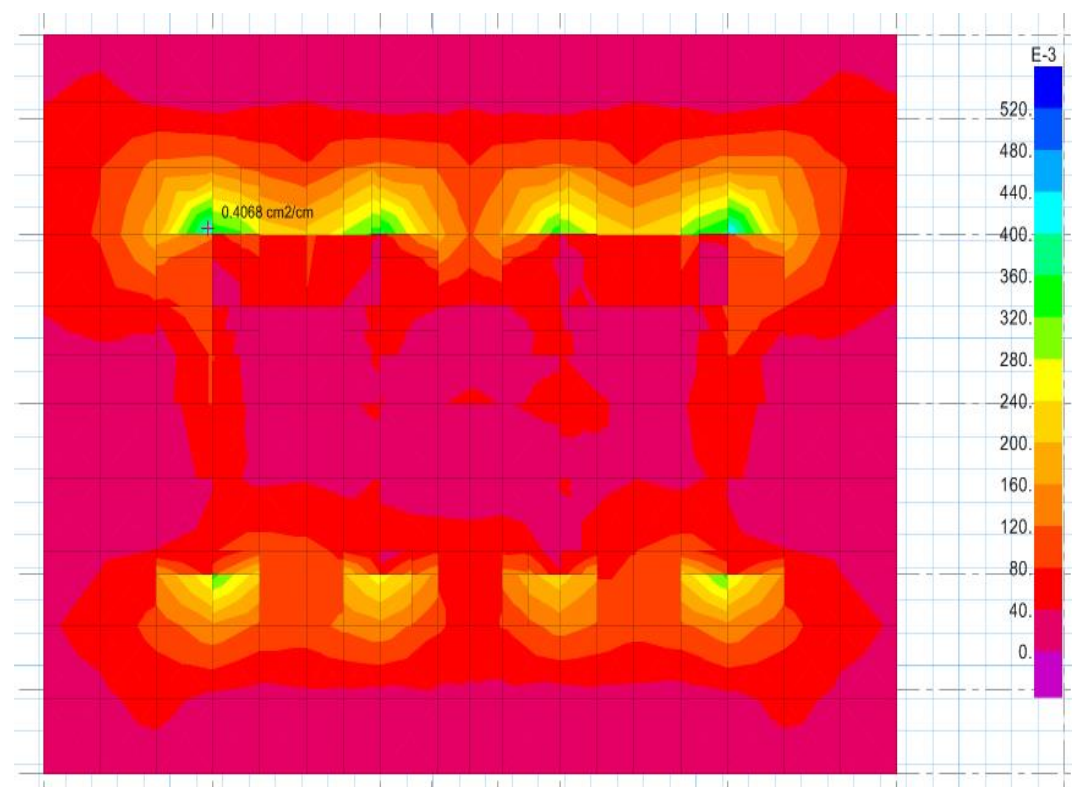
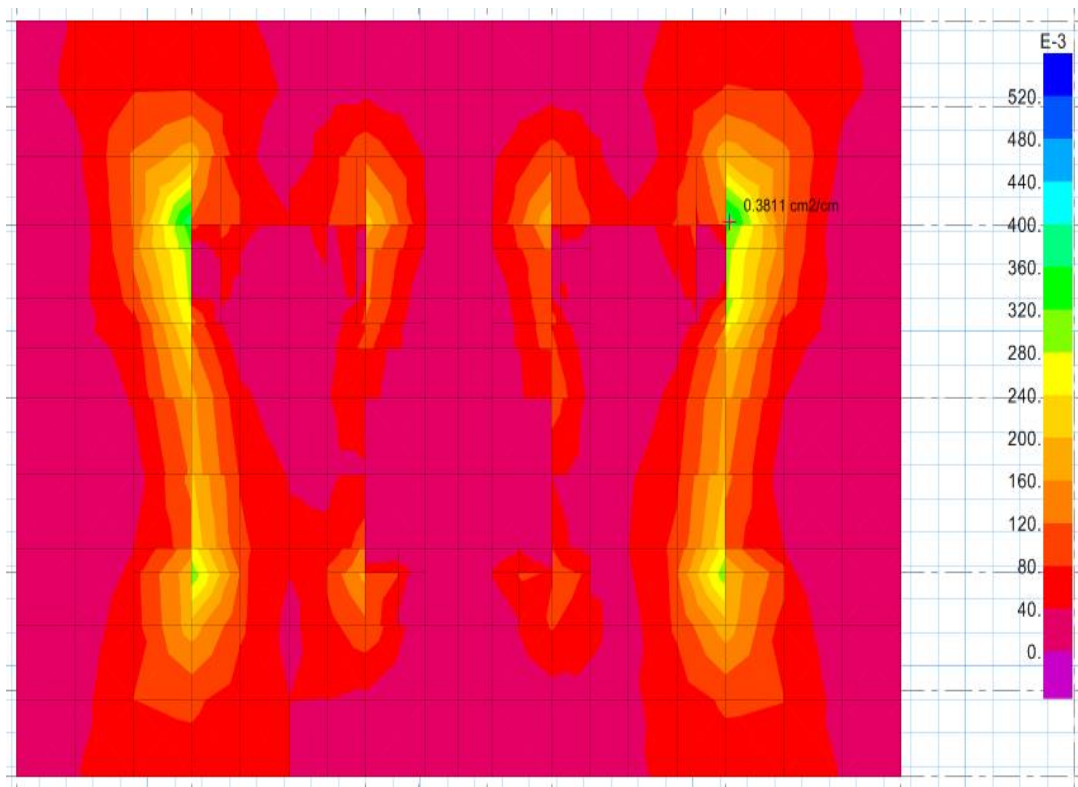
Se obtiene una presión máxima en el suelo de 1.30kgf/cm², este valor es menor que la presión admisible del terreno 1.5 kgf/cm² (estudio de suelos Capacidad Admisible del terreno, se encuentra en el anexo 3) **CUMPLE.**

Calculo del acero para las zapatas y platea

Platea



Diseñamos la cantidad de acero en la dirección X superior = dirección 1 SAFE.



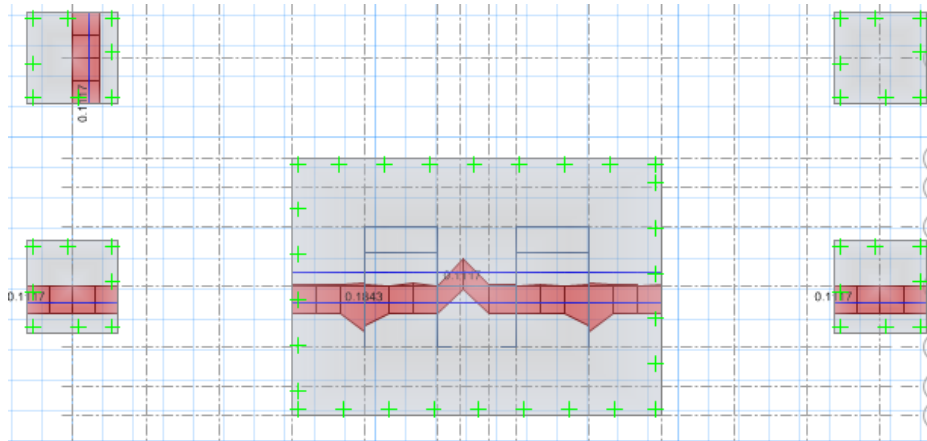
PESO (kg/m) SEGÚN DIÁMETRO

DIÁMETRO DEL FIERRO.	ÁREA NOMINAL mm²	PESO NOMINAL kg/mt	PESO MÍNIMO* kg/mt
6 mm	28	0.222	0.207
8 mm	50	0.395	0.371
3/8"	71	0.56	0.526
12 mm	113	0.888	0.835
1/2"	129	0.994	0.934
5/8"	199	1.552	1.459
3/4"	284	2.235	2.101
1"	510	3.973	3.735
1 3/8"	1006	7.907	7.433

Este resultado nos indica que la distribución de acero será:

- Para acero corrugado de 3.4"

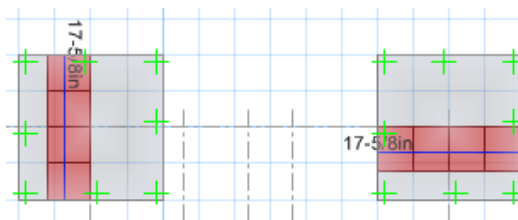
$$\frac{2.84}{0.1117} = 25\text{cm} \text{ Esto quiere decir varillas de } 3/4" @ 25 \text{ cm de separacion.}$$



Refuerzo necesario en la cimentación para la combinación última

Recubrimientos: 7.5cm

EJE X y Y



Acero superior

17 ϕ 3/4"

INFERIOR

17 ϕ 3/4"

INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Estudio de mecánica de suelos

El estudio de suelos según el RNE en la norma E-050(2006), nos menciona los casos de obligatoriedad para efectuar el Estudio de Mecánica de Suelos, en la presente tesis abarca un EMS obligatorio debido a que el área es más de 500m² y es una edificación que aloja a gran cantidad de personas. El EMS está firmado por un profesional responsable. (EMS se encuentra en el anexo 3)

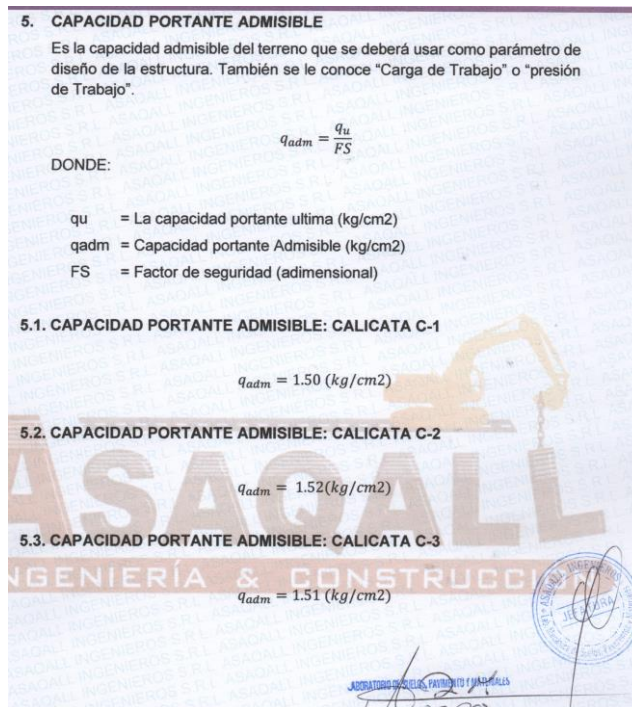
Con respecto a la cantidad de puntos a investigar, se realizó 3 calicatas cumpliendo así la cantidad mínima de puntos a investigación que nos da el RNE norma E-050(2006) en su tabla N°6:

TABLA N° 6 NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de edificación	Número de <i>puntos de investigación (n)</i>
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas 3 por cada Ha. de terreno habilitado Unifamiliares de hasta 3 pisos	

Nuestra edificación es de tipo B “edificaciones importantes”, entonces:

$$N_{\text{puntos}} = \frac{\text{area del terreno m}^2}{450\text{m}^2} = \frac{1400\text{ m}^2}{450\text{ m}^2} = 3.1 \equiv 3 \text{ OK!!!}$$

De los resultados del EMS tenemos una Capacidad portante admisible promedio el cual nos demuestra la presencia de un terreno medianamente rígido intermedio.



Resultados del Análisis

Periodos y frecuencias

De los resultados obtenidos vemos que dos primeros periodos son de translación, los cuales son cercanos en su valor a lo cual nos brinda la idea de que nuestra estructura es semi-simétrica regular.

MODOS	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	0.488	2.09	0.0002124	2.09	0.00
2	0.324	0.04	82.4	2.13	82.40
3	0.297	84.77	0.04	86.90	82.44
4	0.16	0.23	0	87.13	82.44

El porcentaje de masa participativa (Sum UX, UY), estando en el 3er y cuarto modo superando el 80%, nos indica que nuestra estructura es regular.

Comportamiento de la estructura

El sistema estructural elegido (EBF), tendrá un comportamiento apropiado debido al control de sus deflexiones y distorsiones óptimos. Los resultados del análisis para sus distorsiones de entrepiso no sobrepasan los máximos valores de desplazamiento relativo permisible de entrepiso para el acero que nos da el RNE norma E-030 (2016) en su tabla N°11:

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Del análisis se obtuvo:

Piso	Carga	Desplazamiento máximo (mm)	Altura (m)	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas $\Delta_{inelástica}$	Deriva limite Δ_{limite}	
NIVEL 3	Sismo xx	4.57	13.00	0.000366	0.00220	0.01	OK!!
NIVEL 2	Sismo xx	3.22	9.00	0.000427	0.00256	0.01	OK!!
NIVEL 1	Sismo xx	1.61	5.00	0.000352	0.00211	0.01	OK!!

Piso	Carga	Desplazamiento máximo (mm)	Altura (m)	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas $\Delta_{inelástica}$	Deriva limite Δ_{limite}	
NIVEL 3	Sismo yy	5.58	13.00	0.000531	0.00319	0.01	OK!!
NIVEL 2	Sismo yy	3.58	9.00	0.000513	0.00308	0.01	OK!!
NIVEL 1	Sismo yy	1.60	5.00	0.000442	0.00265	0.01	OK!!

Los desplazamientos en el sentido y-y son ligeramente mayor que en el sentido x-x, esto debido a que el edificio tiene una mayor rigidez dirección x-x.

Cortante basal

Teniendo los resultados de la cortante estática y dinámica apreciamos que los resultados son muy similares.

Siendo el cortante sísmico igual a:

$$V = \frac{0.35 * 1.3 * 2.5 * 1.15}{8} * 4534.1575 = 644.70 \text{ tonf}$$

Siendo el cortante dinámico igual a:

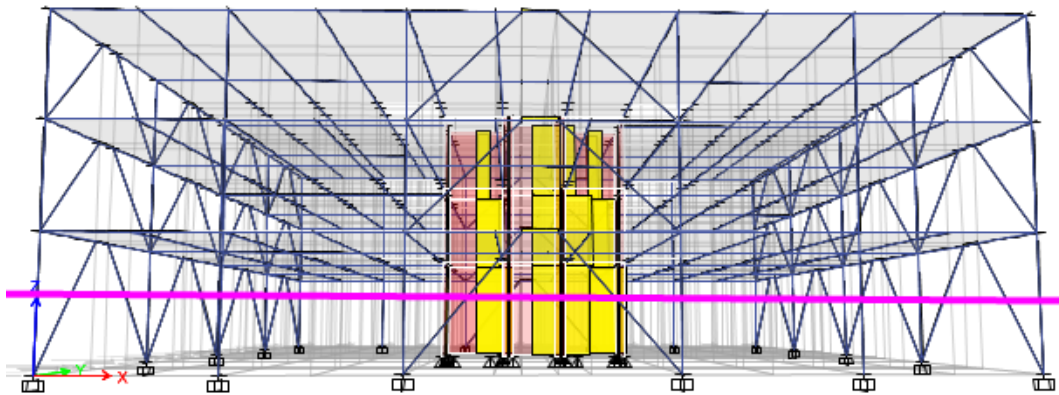
$$Vx = 635.45 \text{ tonf}$$

$$Vy = 623.00 \text{ tonf}$$

Distribución de la Fuerza Cortante

Debido a las fuerzas de la cortante en los ejes X-X & Y-Y, los elementos que disipan o absorben estas fuerzas son:

- ✓ Columnas
- ✓ Placas (muros)
- ✓ arriostres

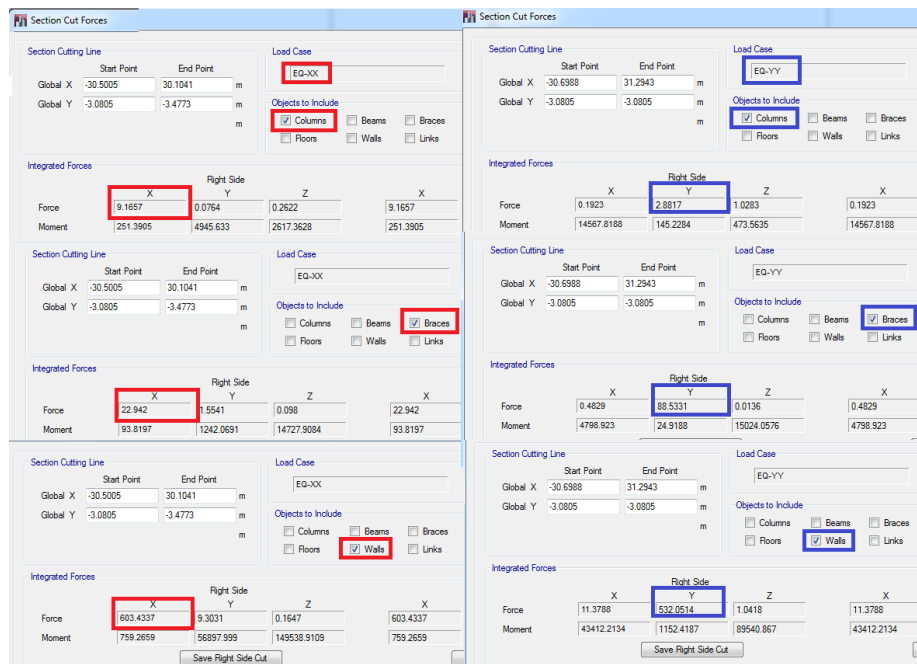


Teniendo una fuerza cortante dinámica en la base:

$$Vx = 635.45 \text{ tonf}$$

$$Vy = 623.00 \text{ tonf}$$

En las figuras siguientes se muestran el porcentaje de absorción de la fuerza cortante que tiene cada elemento estructural.



Teniendo así mayor porcentaje de participación de los muros y los arriostres. Lo que el sistema estructural de EBF que ayuda a disipar las fuerzas sísmicas a comparación del porcentaje de absorción de las columnas en un sistema estructural con pórticos a momento.

$$V_x = (V_{xcolumna} + V_{xarriostres} + V_{xmuros}) = 635.45 \text{ tonf}$$

$$V_x = (9.1657 + 22.942 + 603.4337) = 635.5 \text{ tonf} \quad \text{OK!!!!}$$

$$V_y = (V_{ycolumna} + V_{yarriostres} + V_{ymuros}) = 623.00 \text{ tonf}$$

$$V_x = (2.8817 + 88.5331 + 532.0514) = 623.06 \text{ tonf} \quad \text{OK!!!!}$$

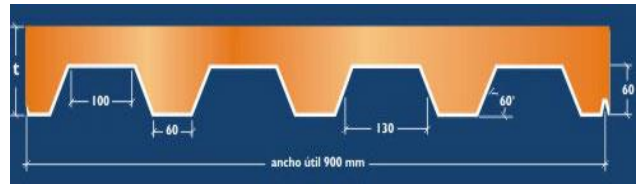
Diseño de elementos

Placa colaborante

Para diseñar una losa con placa colaborante se realizó el análisis estructural para dos tipos de comportamiento de la placa, actuando como encofrado y en combinación con el concreto actuando como una sección compuesta.

Del predimensionamiento se eligió una placa colaborante tipo:

- Usar Acero DECK AD – 600.
- Distancia entre apoyos 3.20m
- Calibre (Gage) de 20

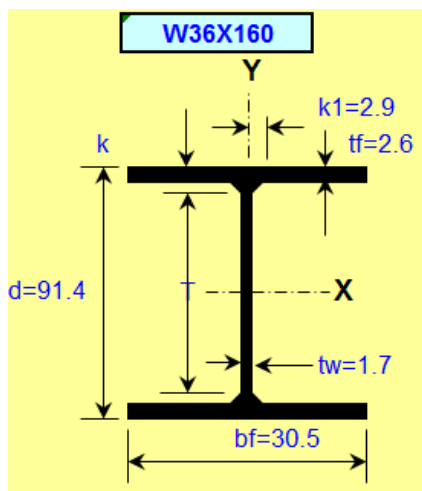


Las características técnicas de la placa colaborante AD – 600 se muestra en el anexo 05.

Para unir el acero Deck a las vigas de soporte se utilizaran 84 conectores a corte, 42 a cada lado para un comportamiento total compuesto. Teniéndose así un comportamiento óptimo como encofrado y como sección compuesta junto con las vigas de soporte.

Viga principal

Teniendo una sección W36x160 con dimensiones en (cm) de:



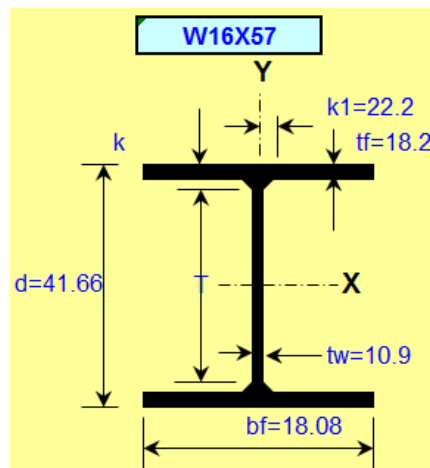
Para el diseño, primero se determina su compacidad, si su ala o alma son esbeltos, compactos o no compactos, para luego utilizar estos datos en las tablas que nos proporciona las especificaciones americanas AISC 360-10, reflejadas en la propuesta de norma RNE E-090, el cual nos indicara cuales son los estados limites a revisar para dicha sección.

Con resultados del análisis obtenido por el software ETABS, se revisó las limitaciones y exigencias para el diseño, resultando un perfil W36x160 óptimo para cumplir la función de viga principal.

Viga de soporte

Se le denomina vigas de soporte debido a que su función es soportar las cargas provenientes de la losa con placa colaborante. Su comportamiento estructural es conjuntamente con la placa colaborante de concreto, su diseño es para una sección compuesta.

Teniendo un perfil W16x57 con dimensiones en (cm) de:



Se revisó primero que no sobrepase los valores de flechas máximas producidas en el proceso constructivo, y en el diseño final es cuando se produce el vaciado de concreto en la placa colaborante, teniéndose así una sección compuesta el cual presenta un óptimo diseño.

Pórtico especial arriostrado excéntricamente

El pórtico cuenta con elementos estructurales tales como:

- Vigas
- Columnas
- Arriostres
- Enlace

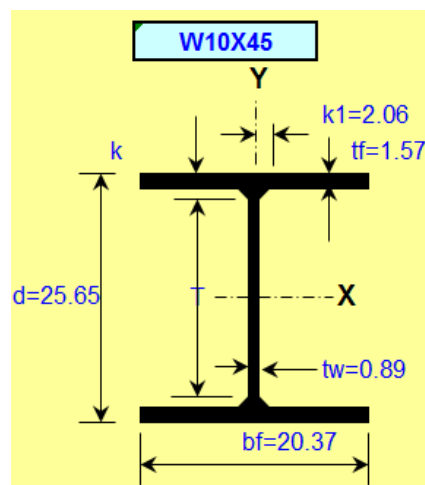
El diseño de la viga se realiza con el mismo procedimiento anteriormente mencionado para la viga principal.

Para el diseño de la columna primero se determina su compacidad, si su ala o alma son esbeltos, compactos o no compactos, para luego utilizar estos datos en la tabla 21, de esta tesis, tabla diferente a la de las vigas el cual nos indicara cuales son los estados límites a revisar para elementos sometidos a compresión. Se revisa la resistencia por esfuerzos combinados (flexión y compresión), para lo cual se emplea las especificaciones americanas AISC 360-10 el capítulo H.

Arriostres

Su principal función es poder reducir los desplazamientos laterales, se toma en cuenta los arriostres del segundo nivel del eje A, entre 1 y 2.

Teniendo una sección W10x45 con dimensiones en (cm) de:



Para el diseño, primero se determina su compacidad, si su ala o alma son esbeltos, compactos o no compactos, para luego utilizar estos datos en la tabla N° 21 , estados límites para elementos en compresión que nos proporciona las especificaciones americanas AISC 360-10, reflejadas en la propuesta de norma RNE E-090, el cual nos indicara cuales son los estados limites a revisar para dicha sección. Se revisa la resistencia por esfuerzos combinados (flexión y compresión), para lo cual se emplea las especificaciones americanas AISC 360-10 el capítulo H.

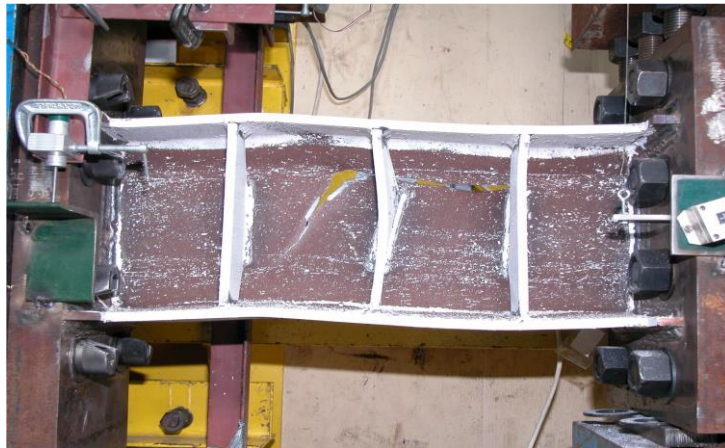
Enlace o “link”

Se considera un tramo del pórtico arriostrado que se encuentra en el tercer nivel en el eje A entre los ejes 1 y 2.

Las dimensiones del enlace serán las mismas de la viga de su eje. Para el diseño se seguirá las especificaciones americanas AISC, en su complemento “Seismic Provisions for Structural Steel buildings”. En el capítulo F3.

Se determina su comportamiento estructural para su clasificación;

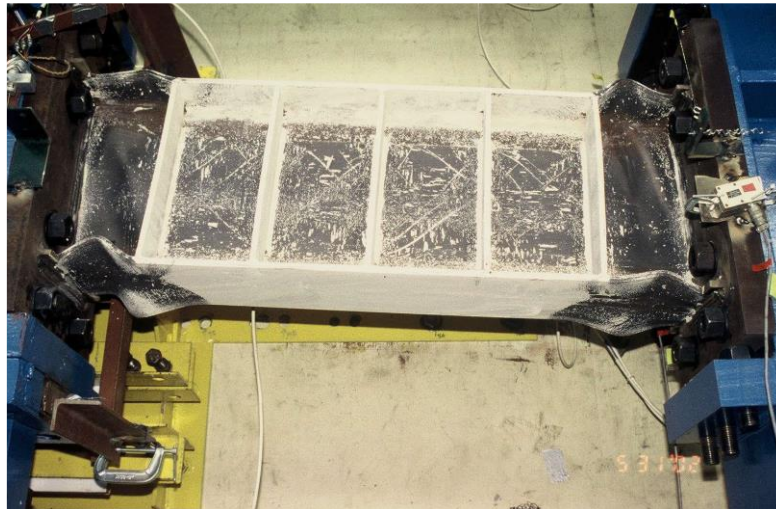
- Por presencia de fluencia por corte:
 - presenta la falla en su alma,
 - también esta falla es la que más se deforma,
 - posee un ángulo de rotación $\approx 0.02\text{rad}$



- Fluencia por flexión: presenta falla en los extremos del ala.
 - presenta la falla en su ala,
 - son considerados los enlaces largos
 - posee un ángulo de rotación $\approx 0.08\text{rad}$



También se presentan los enlaces intermedios, para los cuales tendrá fluencia por flexión y corte.

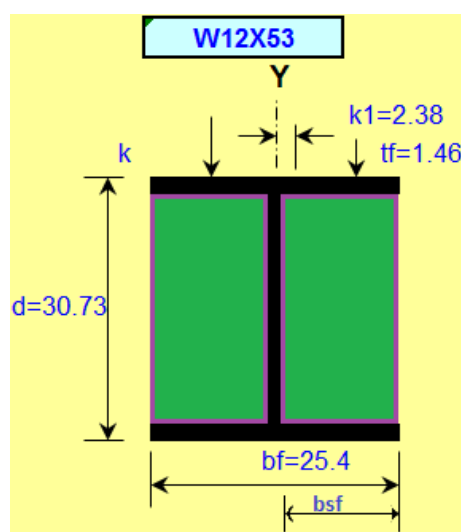


De los resultados obtenidos, contamos con un enlace intermedio, para el ángulo de rotación existen dos maneras de encontrarlo, usando el Software ETABS y de manera manual (como la que usamos en la presente tesis), el cual utiliza dos ábacos y así poder encontrar este valor.

Tendremos un ángulo de rotación de 0.08rad .

También tenemos la presencia de atiesadores, los cuales son elementos que se encargan de transferir los esfuerzos al peralte del alma de la viga.

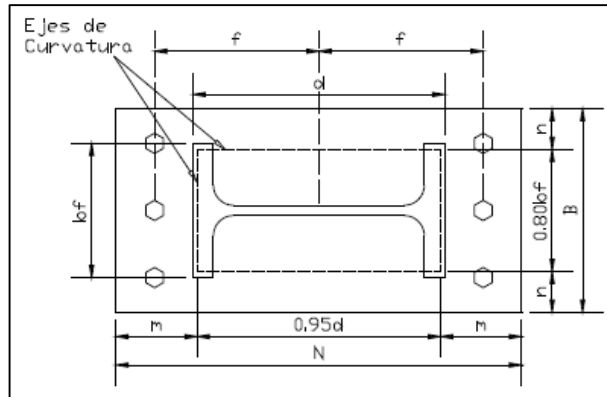
Utilizaremos atiesadores intermedios:



En total tendremos 8 atiesadores intermedios en el enlace con un espesor de 10mm.

Placa base

Según el AISC (2010). Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, tendremos una distribución de coeficientes de la siguiente manera:



Donde se realiza el predimensionamiento de los valores de m , n y x , teniendo con estos resultados longitudes iniciales de B y N .

El Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, nos menciona 4 casos de momento los cuales se diferencian por el valor su excentricidad los cuales son:

CASO A: Valor nulo de momento sin elevación.

CASO B: Valor de momento pequeño sin elevación:

CASO C: Valor de momento máximo sin elevación.

CASO D: Valor de momento con elevación.

Con los valores obtenidos de B y N , hallamos el tipo de caso de excentricidad de la placa base de $e=31\text{cm}$, se obtuvo un valor para el caso B.

Tenemos valores de diseño proporcionados por ETABS y dimensiones de columna W 14x99:

Carga axial de 2382.98 kN,

Momento flector de 197.8 kN-m

Cortante de 78.8kN.

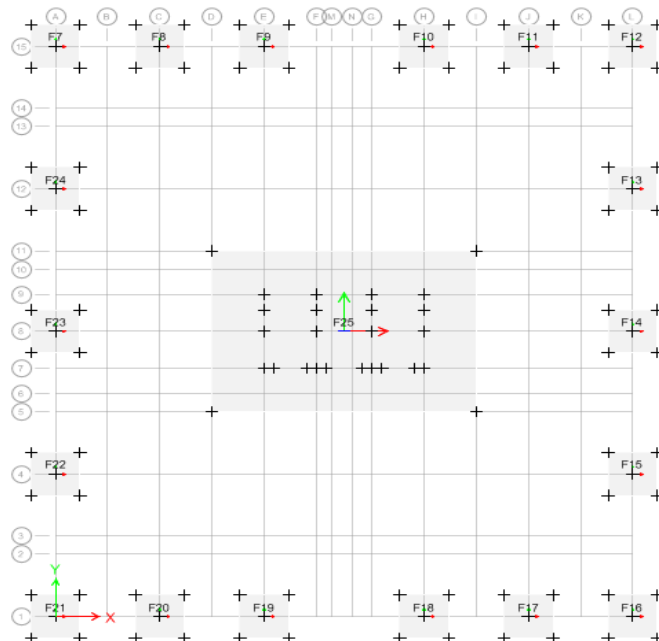
Para el pedestal vemos que las dimensiones del pedestal se encuentran sobredimensionadas, ante las solicitudes de carga. Esto es debido a que las dimensiones del pedestal van de acuerdo a las dimensiones de la columna de acero y de la placa base.

En el RNE norma E-060 inciso 7.10.5.6. Nos indica que el cuándo existe pernos de anclaje en el extremo de un pedestal, estos deberán ser circundados por el acero lateral en al menos cuatro barras verticales de la columna pedestal y en los primeros 12.45cm de la parte superior del pedestal, deberá presentar como mínimo 02 aceros de $\frac{1}{2}$ " ó 03 aceros de $\frac{3}{8}$ " en función de estribos.

Cimentaciones

Se realizó el diseño en base a las respuestas de esfuerzos que proporciona el programa ETABS, se importa estos valores al programa SAFE el cual analiza y diseña los requerimientos de acero.

Del ETABS tendremos las propuestas de las zapatas aisladas de 3.0m x 3.0m, con espesor de 0.60m y de la caja de ascensor y escaleras en planta son 11mx16m y espesor 0.60m, $f'_c=210\text{kgf/cm}^2$, para que puedan ser verificados y corregidos por SAFE.



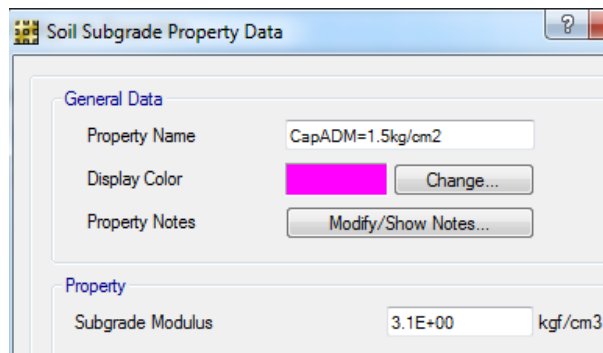
Se procede a introducir valores de soporte del suelo:

Con el estudio de mecánica de suelos realizado (anexo 3), tendremos un valor promedio de la capacidad portante admisible del suelo de:

$$q_{adm-prom} = 1.51 \text{ kg/cm}^2$$

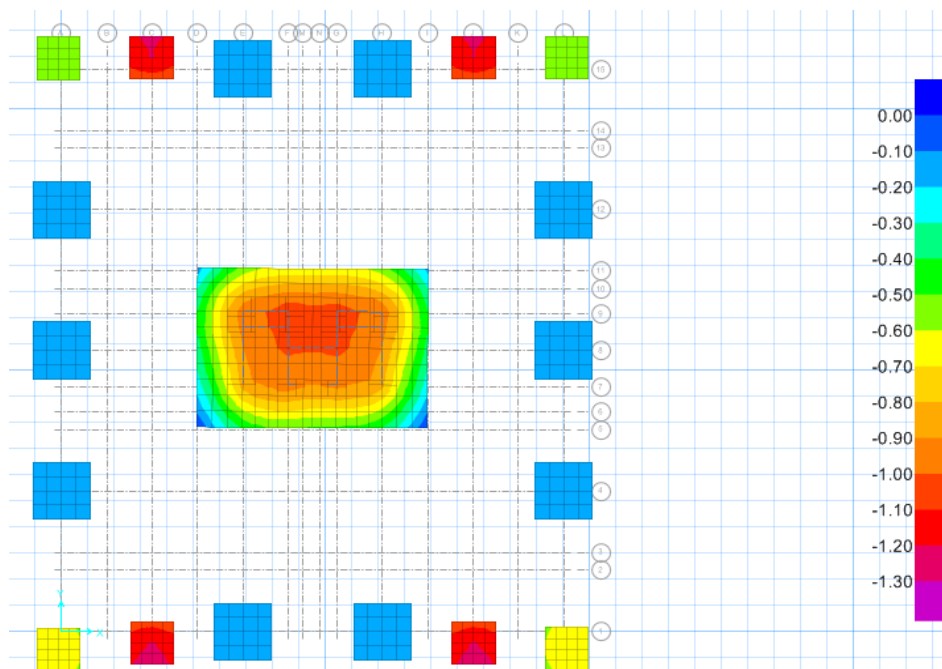
El programa SAFE utiliza el valor del módulo de balasto o WINKLER, para realizar el análisis y diseño de cimentaciones. Existe un cuadro comparativo del valor Cap.adm con el módulo de balasto o WINKLER, del cual tendremos el siguiente valor (cuadro anexo 5).

$$q_{adm-prom} = \frac{1.51 \text{ kg}}{\text{cm}^2} ==> \text{modulo balasto} = 3.10 \text{ kg/cm}^3$$



En el programa SAFE V12.3.1 se obtienen las reacciones en la cimentación.

Verificación de la presión de contacto para la combinación de servicio

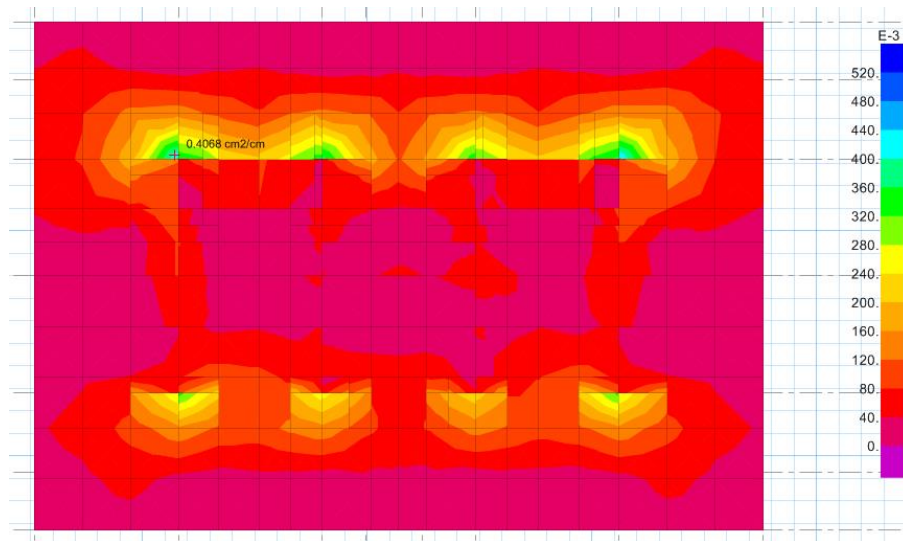


Se obtiene una presión máxima en el suelo de 1.30kgf/cm², este valor es menor que la presión admisible del terreno 1.51 kgf/cm² (estudio de suelos Capacidad Admisible del terreno, se encuentra en el anexo 3), **CUMPLE.**

Para el cálculo de acero en las zapatas el programa nos muestra la cantidad de acero requerida para cada eje, tanto acero superior como inferior.

Calculo del acero para las zapatas y platea

Diseñamos la cantidad de acero en la dirección X superior = dirección 1 SAFE.



De estos valores se procede a buscar un diámetro de acero corrugado con el cual trabajar como es el acero corrugado 3/4"

- Para acero corrugado de 3/4"

$$\frac{2.84}{0.1117} = 25 \text{ cm } \textit{Esto quiere decir varillas de 3/4" @25cm de separacion.}$$

Viabilidad del Proyecto de Investigación

Viabilidad técnica

La presente Tesis estará regida por los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y especificaciones técnicas americanas, como también las diferentes investigaciones realizadas sobre el diseño de edificaciones de acero estructural que en la actualidad es el material predominante en edificaciones que contienen grandes luces. A esto la nueva tecnología en construcción ya presente en el Perú hace a esta investigación por ende viablemente técnico.

Viabilidad Social

La ciudad de Juliaca es un eje comercial en el sur del Perú. La sociedad en su mayoría se dedica a la actividad del comercio, motivo por la necesidad de contar con edificaciones modernas tal es el caso del edificio de Saga Falabella en el distrito de Miraflores y muchos más en el interior del país, hace por ende viablemente social.

Viabilidad Económica

La importación de aceros ya es una actividad cotidiana en el Perú, países como China, México, Indonesia y los EEUU ofrecen perfiles de aceros acorde a los estándares de calidad internacional. Proyectos ejecutados en el País hacen de esta investigación viable económicamente.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

El presente capítulo tiene como objetivo presentar las conclusiones y recomendaciones a las cuales se llegaron a través del análisis estructural de los modelos realizados, los cuales son:

- ✓ Los resultados que el programa de cálculo estructural electrónico ETABS arrojó demuestran que los arriostramientos excéntricos y las placas son las que toman las fuerzas sísmicas cuando este actúa en la dirección del plano de los mismos, cuando se revisa los resultados del programa efectivamente se cumple con esta hipótesis, es decir los arriostramientos están trabajando unos a tensión y otros a compresión.
- ✓ Se pudo observar el buen desempeño de los arriostramientos para dar estabilidad a los pórticos en los dos ejes, además se pudo observar que los pórticos rígidos mixtos trabajan eficientemente para proporcionar rigidez en sus ejes, concluyendo se puede decir que la mezcla de pórticos rígidos mixtos con pórticos simples bien arriostrados son una buena solución para proyectos de edificaciones de acero con grandes luces.
- ✓ La estructuración principal propuesta para el proyecto de un centro comercial con elementos de acero, cumple con los estados límites de acuerdo a las normativas actuales, lo que la hará una estructura segura y funcional.

- ✓ Debido a los arriostres en forma semi simétrica y en el contorno de la estructura los efectos que se producen en el sentido X y Y son similares, por lo tanto el comportamiento es similar para las dos direcciones.
- ✓ Al aumentar las secciones de las columnas se logró rigidizar el pórtico especial a momento, sin embargo este procedimiento puede resultar en elementos muy grandes y en gran manera costosa; al utilizar los sistemas de arriostramientos excéntricos se proporciona una rigidez adicional a la estructura por cual se puede optimizar de mejor manera las dimensiones de los elementos.
- ✓ El uso de arriostres excéntricos en edificios de acero proporciona gran estabilidad y rigidez debido a que disminuyen los efectos provocados por las fuerzas sísmicas, como se puede observar en los resultados del análisis.
- ✓ Los resultados que se obtienen de los programas ETABS y SAFE son muy confiables y de fácil interpretación para el usuario, esto implica una gran ayuda para el diseño de estructuras además de un ahorro en tiempo en la resolución de un proyecto de estructuras.
- ✓ El uso de las especificaciones americanas AISC 360-10 proporciono una completa información para el análisis y diseño de elementos estructurales de acero, en complemento con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones – PERU.

5.2. RECOMENDACIONES

- ✓ El uso de programas de computadora para el análisis y diseño de estructuras, actualmente nos ayudan a minimizar tiempos en la elaboración de proyectos, sin embargo, se deberá de tener presentes los fundamentos teóricos básicos para sustentar y dar credibilidad a los resultados arrojados por dichos programas.
- ✓ Para diseñar una edificación de acero implementando los elementos de arriostres, se debe verificarse que cumplan con las especificaciones americanas AISC 360-10 y el RNE norma E-030 (2016).
- ✓ Es indispensable que las secciones tengan la dirección propuesta en el diseño, debido a que las secciones de acero W no son simétricas por la que pueden causar la disminución de la rigidez de un sector y la estructura no se comportará de acuerdo a su diseño.

REFERENCIAS

- Acero Deck (2015). *Manual Técnico, para uso de placas colaborantes para losas de entrepiso*. PV6: Chile.
- AISC (2010). *Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*. 3rd Edition: AISC-01, pp.16.1-xxvii.
- AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 4th ed, Chicago, Estados Unidos.
- Alejandro Pino, M. (2017). *Diagrama esfuerzo-deformación*. [web] Disponible en: <http://www.monografias.com/trabajos72/diagrama-esfuerzo-deformacion/diagrama-esfuerzo-deformacion2.shtml> [Acceso 27 Jun. 2017].
- Álvarez, J. (2010). *Diseño de estructuras de acero con LRDF*. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y sus Comentarios (ACI 318RS-14)*. ACI-Perú.
- American Institute of Steel Construction (2010). *Specification for Design of Cold Formed Steel Structural Members*. 10th Edition: Whashington, Estados Unidos.
- American Welding Society (2010). *Structural Welding Code-Steel*. 20th Edition: Miami, Estados Unidos.
- Canales, C. (2006). *Análisis y diseño de un edificio de sótano y 12 pisos de oficinas*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Cardoso, L, & Quishpe, E. (2014). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento*. (Tesis de pregrado). Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Ecuador.
- Carrasco, L. (2011). *Comportamiento axial de arriostres de acero*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.

- Chávez, N. (2011). *Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Condori, J. (2013). *Diseño de una vivienda multifamiliar de dos niveles empleando acero estructural en el distrito de Cajamarca*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada del Norte, Perú.
- Cook, J. (2005). *Opciones estructurales de estructura de acero para edificios de media y alta elevación*. (Tesis de doctorado). University Technological Michigan, Estados Unidos.
- Crisafulli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. 4ta ed. Argentina: Alacero.
- Díaz, M. (2009). *Estudio experimental de la resistencia de adherencia al corte en losas con placa colaborante*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*, AISC, Universidad de Texas at Austin, Estados Unidos.
- Escalante, V. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*. (Texto guía). Santo Domingo.
- Galambos, T. (1999). *Estructuras de Acero con LRFD*. Prentice Hall. México.
- Gora, D. (2014). *Influencia de la calidad de concreto, costos y tiempos en la producción de losas aligeradas y sistemas de placas colaborantes*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Centro del Perú, Perú.
- Granados, A. (2013). *Análisis y diseño estructural de un edificio de estructura metálica, construido en la ciudad de México*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Chile.
- Gutierrez, W. (2016). *Formulación de Tesis*. Universidad Privada de Tacna, Perú.

HILTI. (2015). *Manual técnico de productos*. 2015 ed, España.

Inga, G, & Pesantez, C. (2010). *Análisis y diseño de las partes componentes y las uniones entre ellas de un edificio en estructura metálica de cuatro niveles*. (Tesis de pregrado). Universidad de Cuenca, Ecuador.

McCormac, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. 5th ed. México: Alfa & Omega, pp.1-6.

Mendoza, N. (2007). *Análisis y diseño estructural en acero, de una nave industrial con las especificaciones AISC método LRDF*. (Tesis de pregrado). Instituto Politécnico Nacional, México.

Morocho, F. (2016). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.

Pineda, M. (2005). *Diseño de elementos estructurales con sección compuesta con LRDF*. (Tesis de pregrado). Instituto Politécnico Nacional, México.

RNE. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. 10ma ed, Perú: Megabyte S.A.C.

Smith, C. (2005). *Cargas y efectos medioambientales*. 2nd ed. Estados Unidos: LRFD approach.

Soto, J. (2012). *Proyecto de conexiones de vigas de acero a muros de concreto en estructuras mixtas*. (Tesis de maestría). Universidad Católica Andrés Bello, Perú.

Tasaico, L. (2002). *Análisis y diseño de un edificio alto de acero*. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

UPC. (2011). *Diseño de un edificio comercial con estructura de acero considerando un espectro de diseño que incluye que incluye el sismo de pisco 2007*. (Diplomado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú.

Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*. (Artículo). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.

Zavala, C. (2016). *Diseño en acero*. Universidad Privada de Tacna, Perú.

Sitios Web

Acero-deck.com. (2017). *Acero Deck - Diseño*. [web] Disponible en: <http://www.acero-deck.com/disenio> [Acceso 22 Jun. 2017].

Acerosmiromina.com. (2017). MIROMINA. *Comprometidos con tu esfuerzo por un Perú más grande*. [web] Disponible en: http://www.acerosmiromina.com/web/secciones/producto_detalle.php?idcat=2&idprod=11 [Acceso 26 Sep. 2017].

Arquitecturaenacero.org. (2017). *Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero*. [web] Disponible en: <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/conexiones-tipicas-en-estructuras-de-acero> [Acceso 24 Jun. 2017].

Arquitecturaenacero.org. (2018). *El hierro y el acero en la historia de la arquitectura | Arquitectura en acero*. [web] Disponible en: <http://www.arquitecturaenacero.org/historia/historia/el-hierro-y-el-acero-en-la-historia-de-la-arquitectura> [Acceso 25 Jun. 2017].

Chicago Architecture Foundation. (2017). *John Hancock Building*. [web] Disponible en: <https://www.architecture.org/experience-caf/tours/detail/john-hancock-building/> [Acceso 27 Jun. 2017].

Escalante, V. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*. 1st ed. Santo Domingo, pp.4-15. [web] Disponible en: <https://de.slideshare.net/ArmandoEmilioPoujolC/diseo-de-estructuras-mtalicas> [Acceso 21 Jun. 2017].

Estructurasacero.blogspot.pe. (2017). *Ventajas y Desventajas del Uso de Acero en la Construcción*. [web] Disponible en:
<http://estructurasacero.blogspot.pe/2007/06/ventajas-y-desventajas-del-uso-de-acero.html> [Acceso 22 Jun. 2017].

Fierrodeck.com. (2017). *FIERRO DECK*. [web] Disponible en:
<http://www.fierrodeck.com/fierrodeck.php> [Acceso 22 Jun. 2017].

Ingeniería Estructural Gora Tools. (2017). *Ingeniería Estructural Colombia*, Gora Tools. [web] Disponible en: <https://www.goratools.com/single-post/Dise%C3%B1o-Ductil-SCBF> [Acceso 22 Jun. 2017].

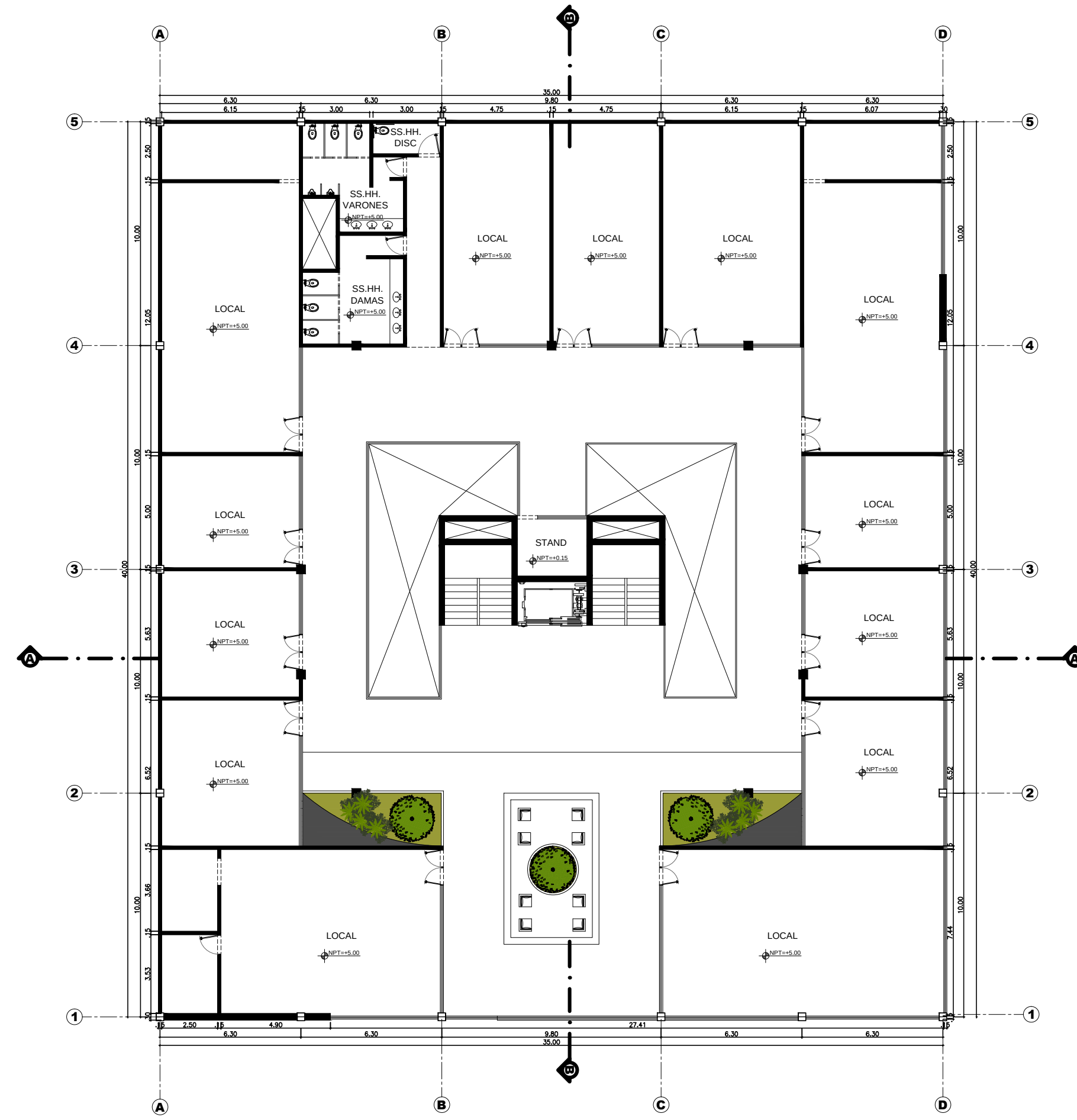
Learning, Z. and Zigurat. (2017). *Máster Estructuras Metálicas y Mixtas*. [web] Disponible en: <https://www.e-zigurat.com/noticias/pildoras-master-estructuras-metalicas/> [Acceso 27 Jun. 2017].

ANEXOS

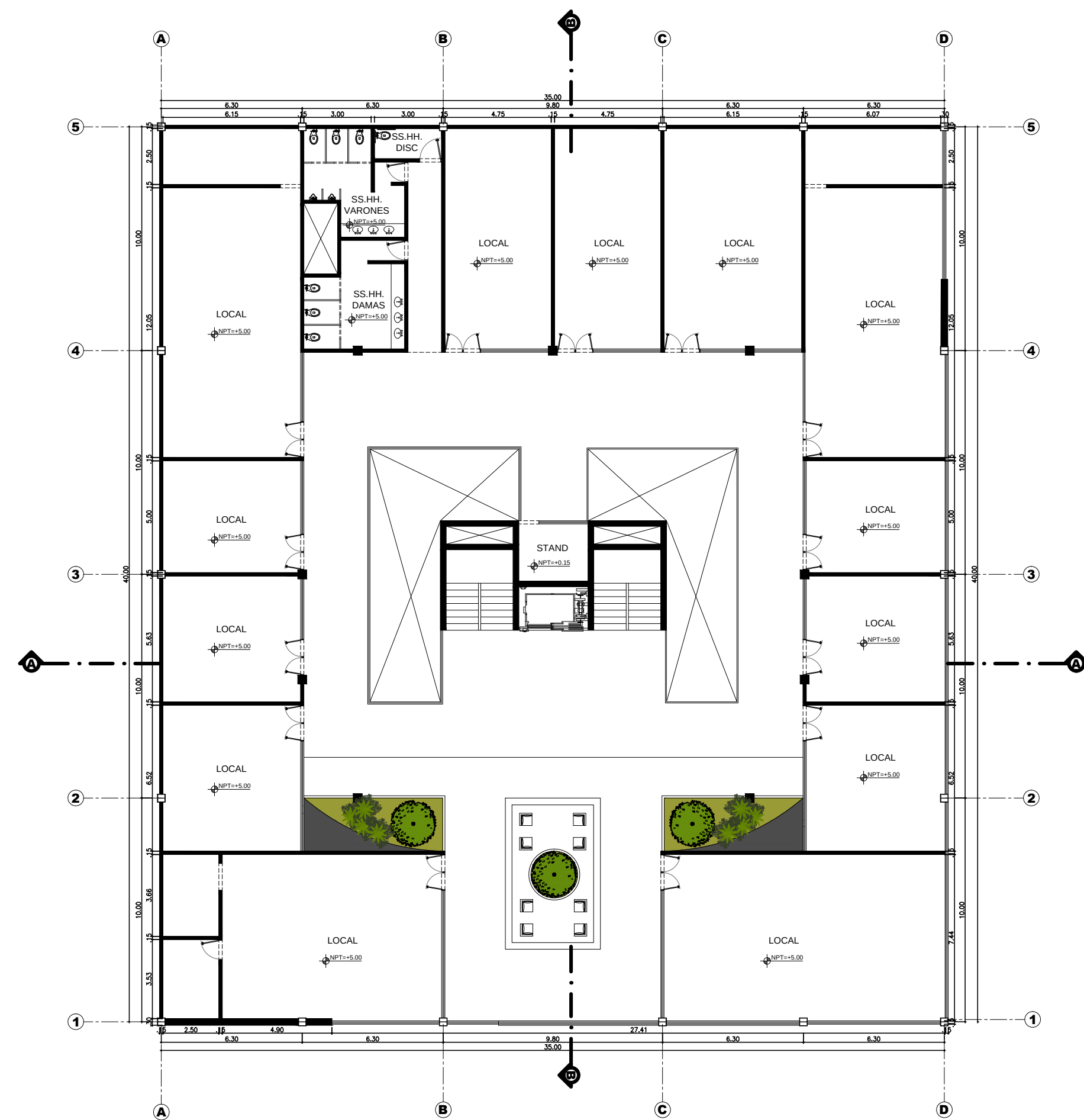
PLANOS



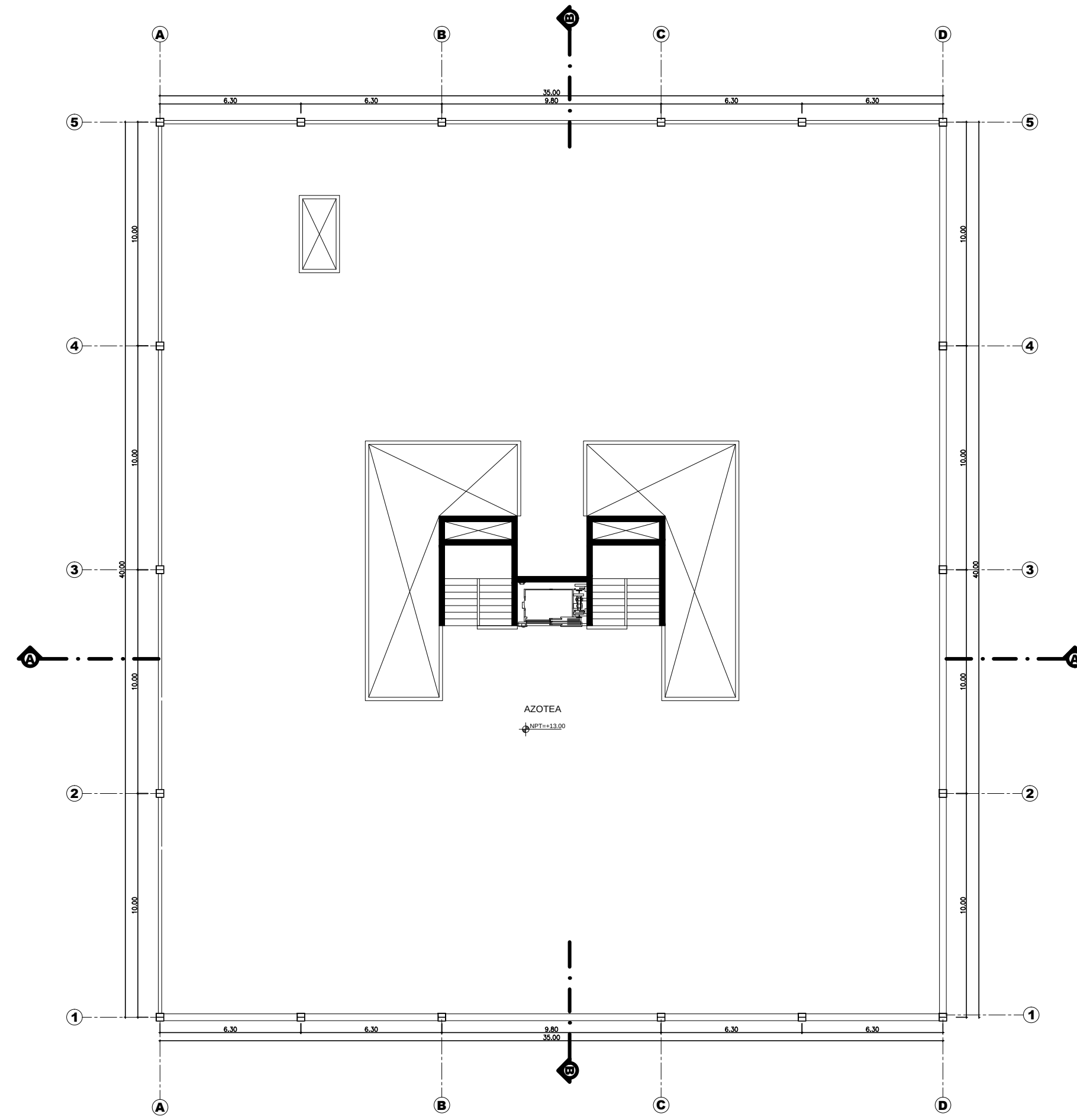
ARQUITECTURA 01-NIVEL
ESC: 1/100



ARQUITECTURA 02-NIVEL
ESC: 1/100



ARQUITECTURA 02-NIVEL
ESC: 1/100



ARQUITECTURA AZOTEA
ESC: 1/100



UNIVERSIDAD PERUANA UNION
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESPECIALIDAD: **ESTRUCTURAS**

TESIS: **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE ACERO**

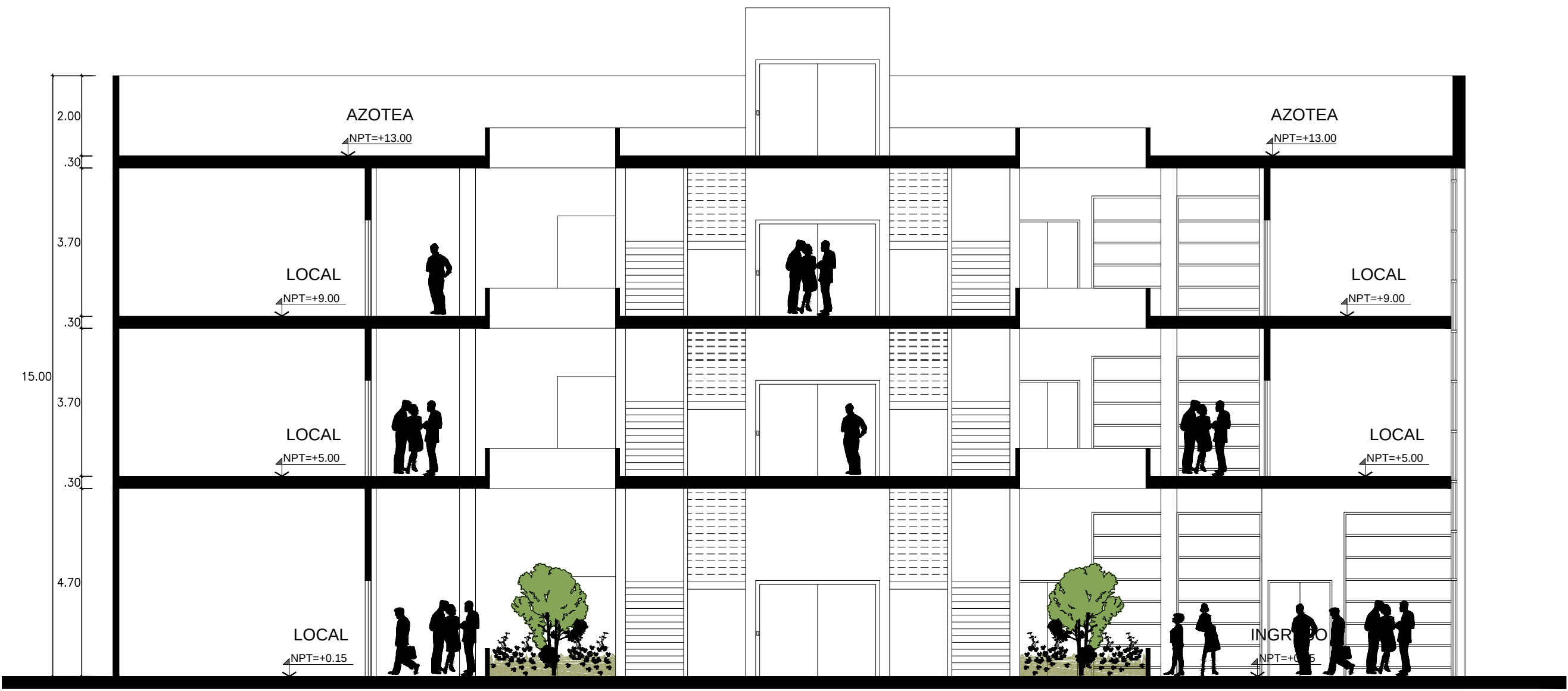
PLANO: **ARQUITECTURA**

ELABORADO POR: **HEBER IVAN MACHACA QUISPE**

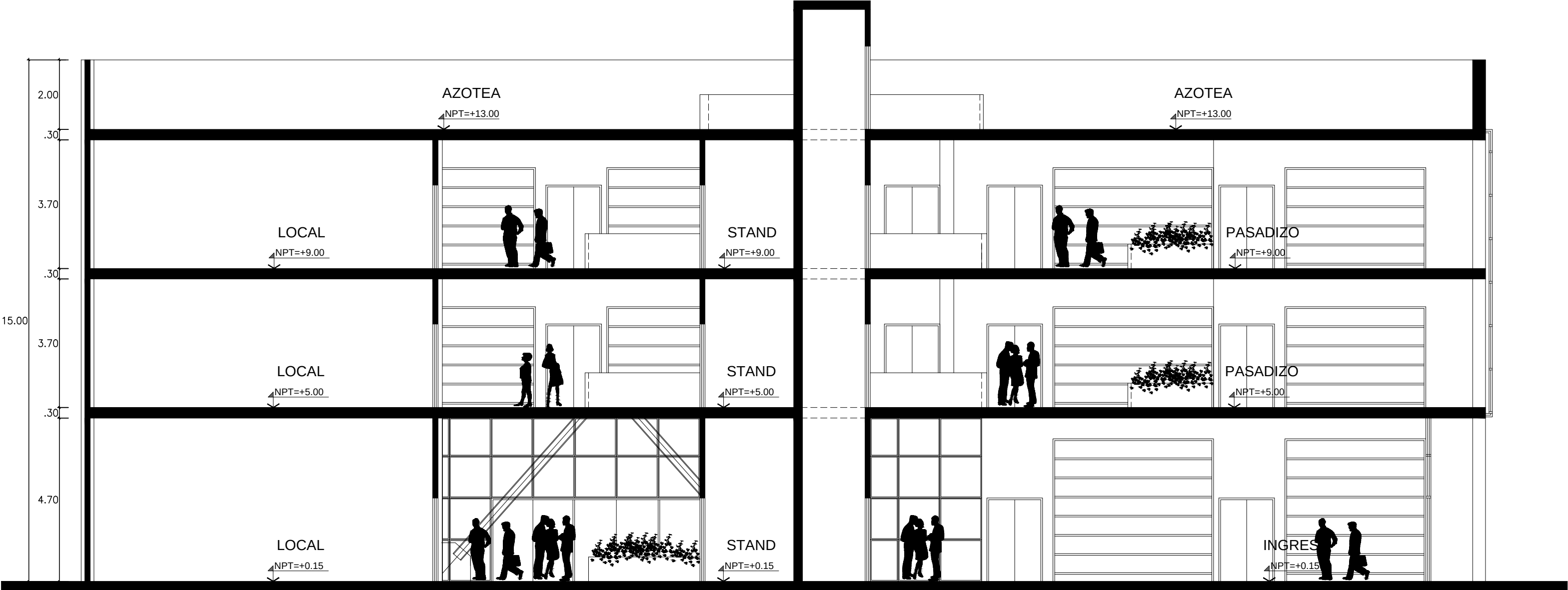
UBICACION : Jr Ayaviri N°1110 - Barrio San Jose - Juliaca
DPTO : PUNO

DIBUJO: H.I.M.A.Q.
FECHA: OCTUBRE 2017
ESCALA: INDICADA

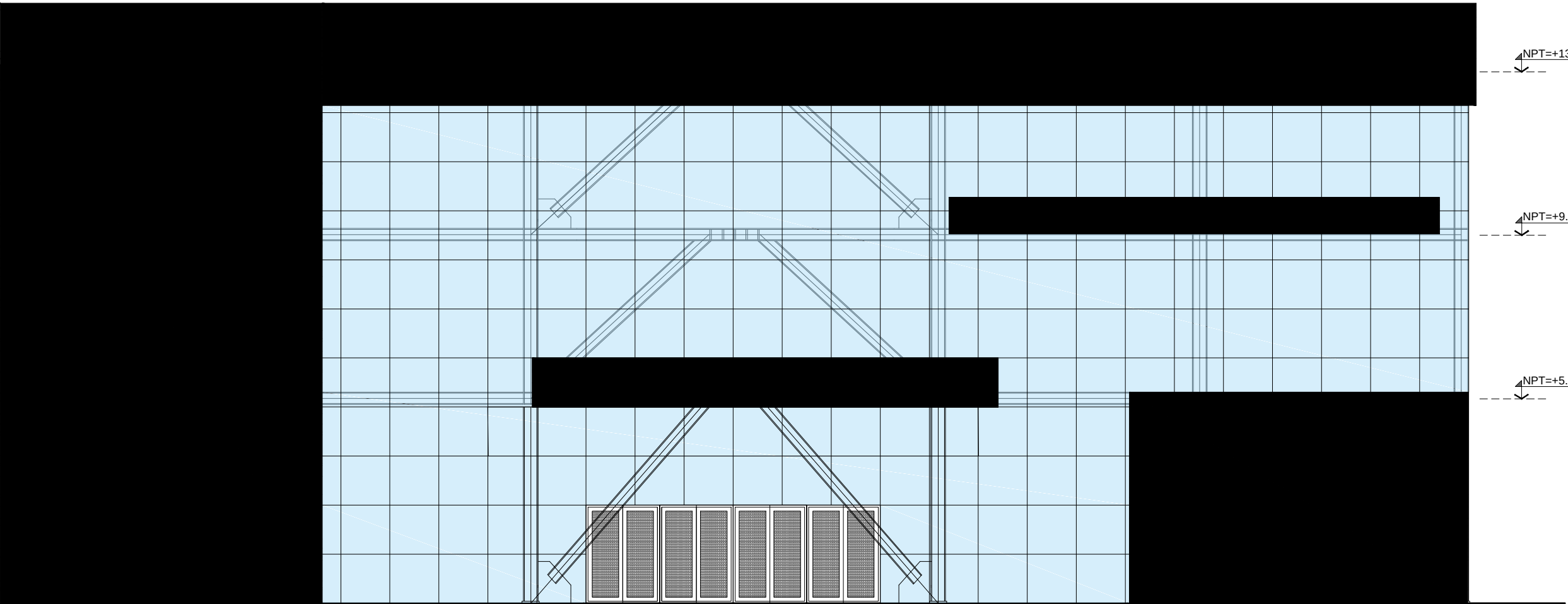
A-01



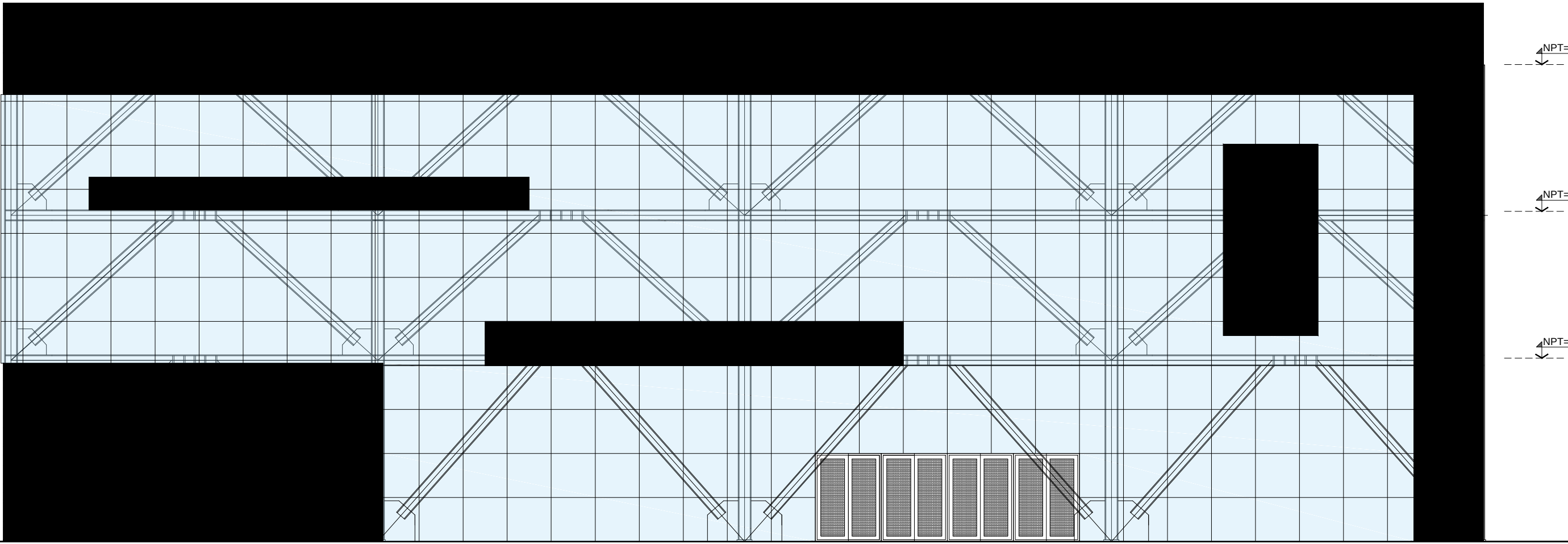
CORTE A-A
ESC: 1/100



CORTE B-B
ESC: 1/100



ELEVACION FRONTAL
ESC: 1/100



ELEVACION LATERAL
ESC: 1/100

Una Institución Adventista

UNIVERSIDAD PERUANA UNION
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

ESPECIALIDAD: **ESTRUCTURAS**

TESIS:
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE ACERO

PLANO: **ARQUITECTURA**

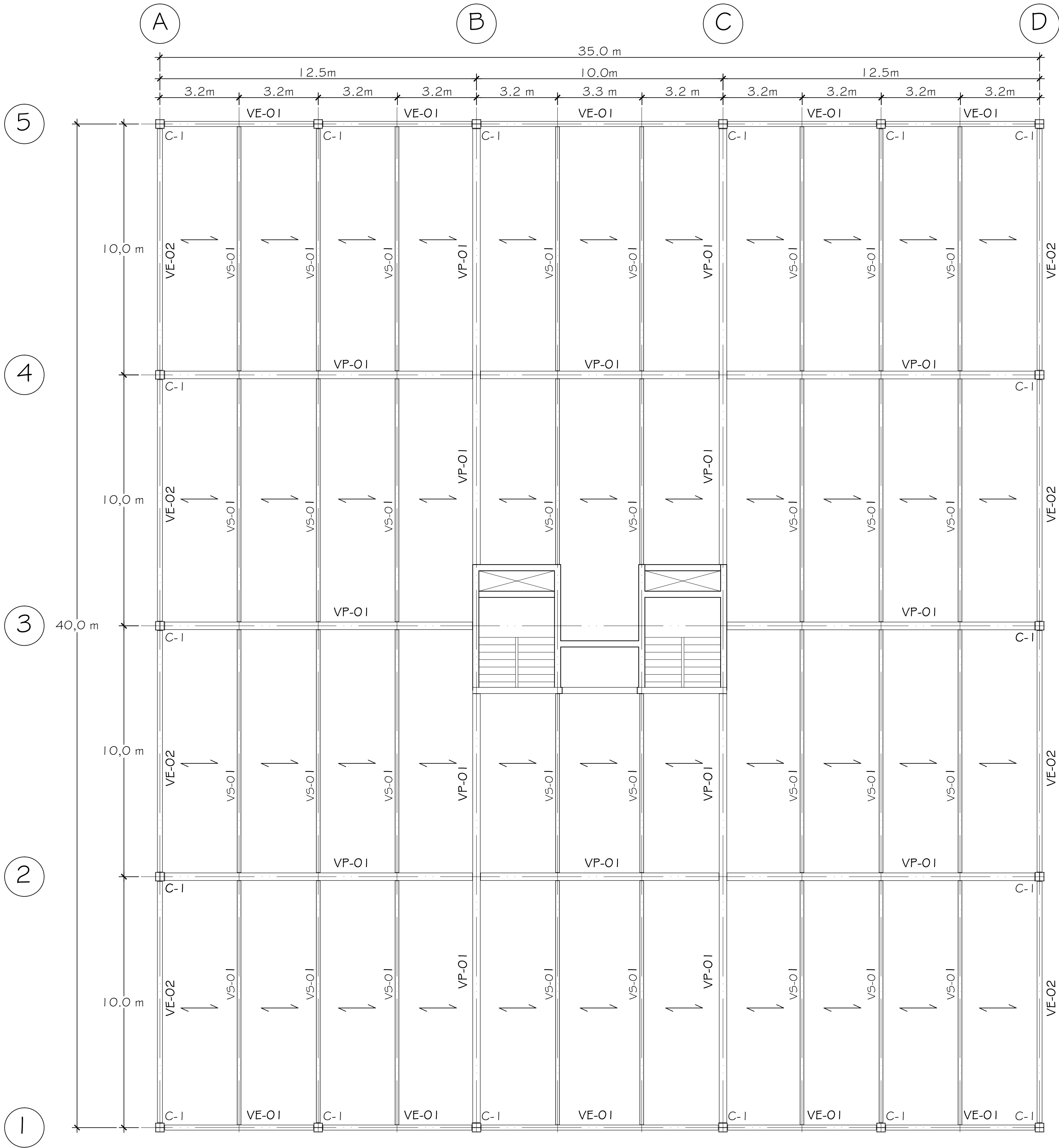
ELABORADO POR:
HEBER IVAN MACHACA QUISPE

UBICACION : Jr Ayaviri N°1110 - Barrio San Jose - Juliaca
DPTO : PUNO

DIBUJO: H.I.M.A.Q.
FECHA: OCTUBRE 2017
ESCALA: INDICADA

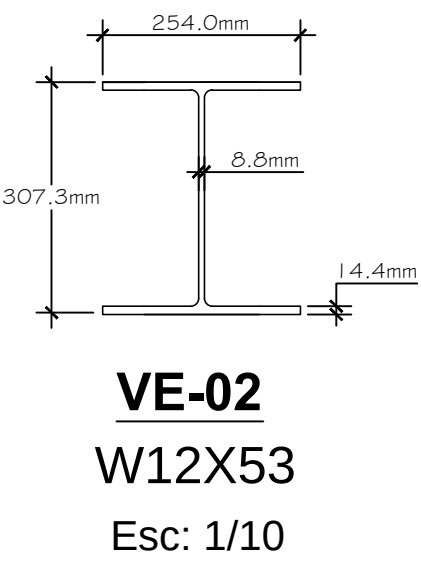
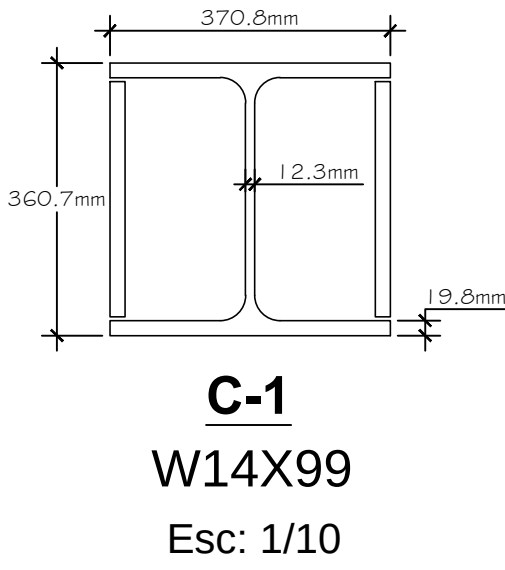
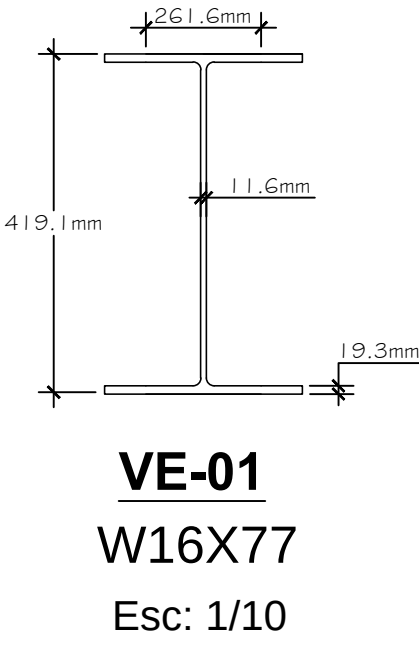
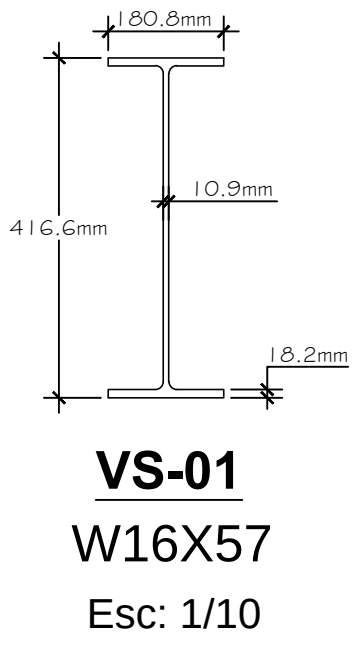
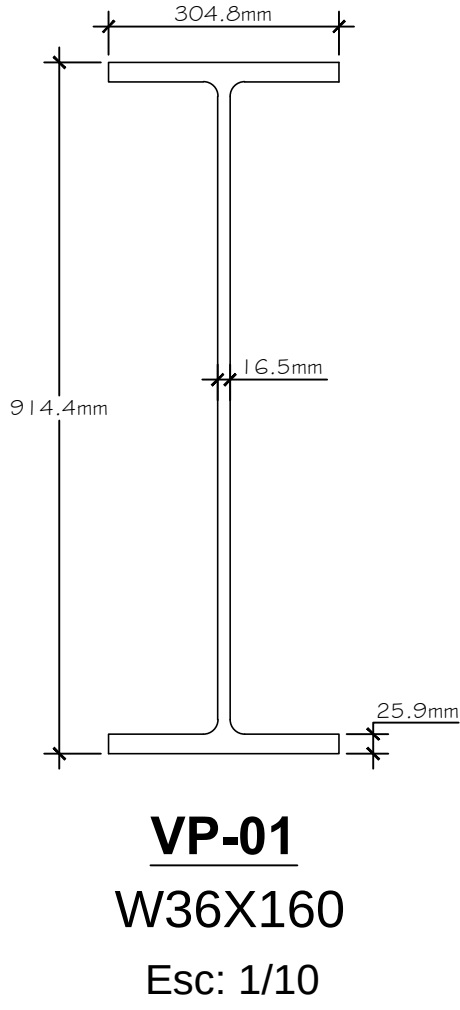
LAMINA Nº:

A-02



DISTRIBUCION DE PERFILES
PLANTA TIPICA
ESC: 1/100

DETALLE DE SECCIONES





UNIVERSIDAD PERUANA UNION
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE ACERO

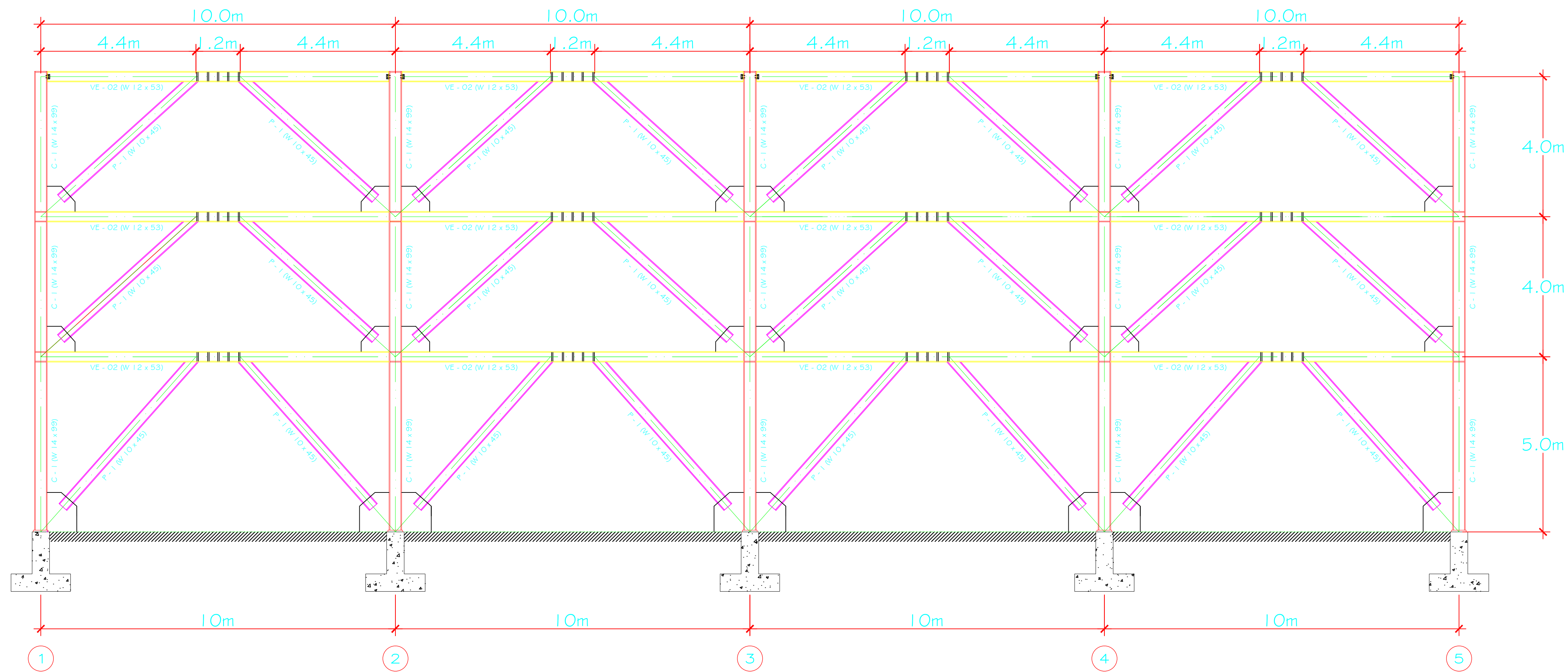
PLANO: PLANTA

ELABORADO POR: HEBER IVAN MACHACA QUISPE

UBICACION : Jr Ayaviri Nº 1110 - Barrio San Jose - Juliaca
DPTO : PUNO

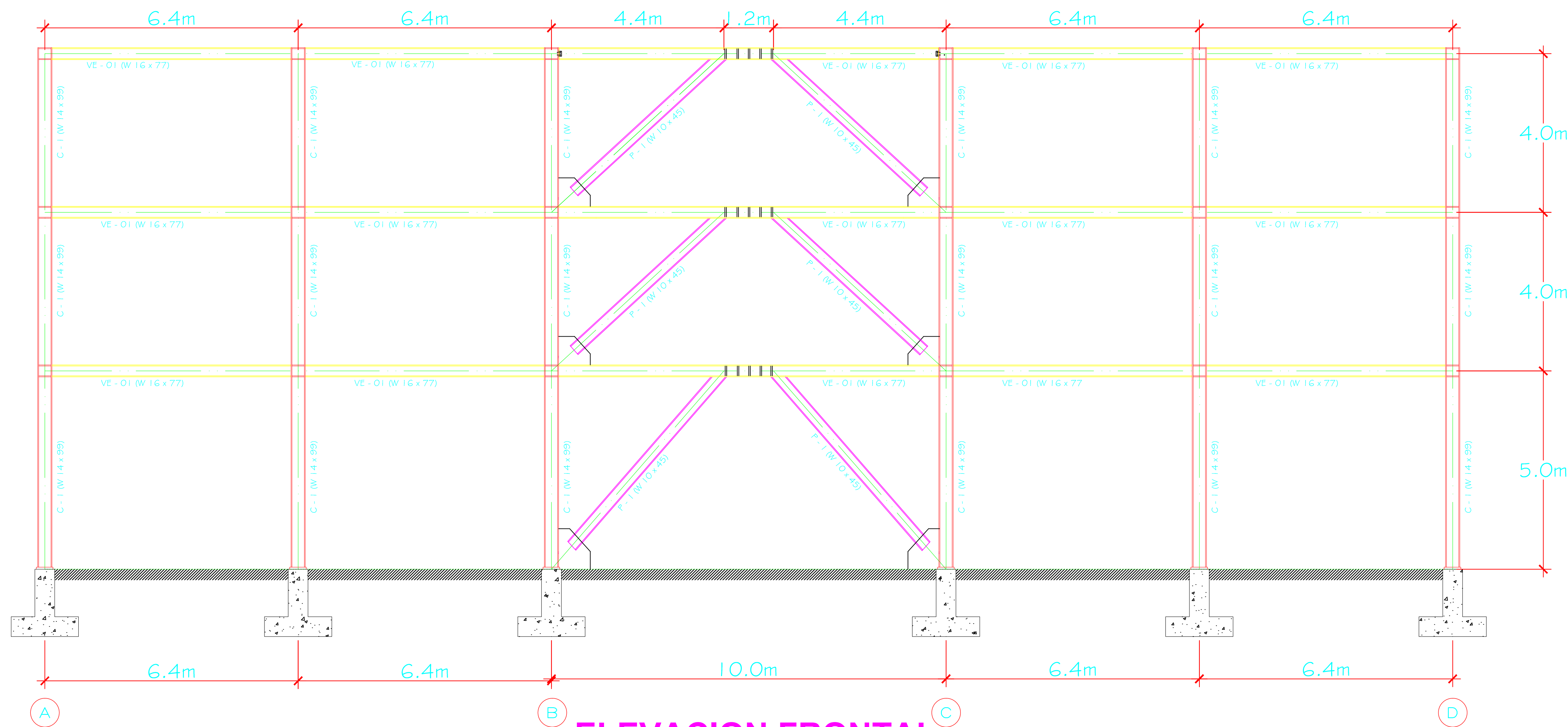
DIBUJO: H.I.M.A.Q.
FECHA: OCTUBRE 2017
ESCALA: INDICADA

LÁMINA Nº: E-01



ELEVACION LATERAL

ESC: 1/100



ELEVACION FRONTAL

ESC: 1/100



UNIVERSIDAD PERUANA UNION
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

ESPECIALIDAD: **ESTRUCTURAS**

TESIS:
**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS
ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE
ACERO**

PLANO: **ELEVACIONES**

ELABORADO POR:
HEBER IVAN MACHACA QUISPE

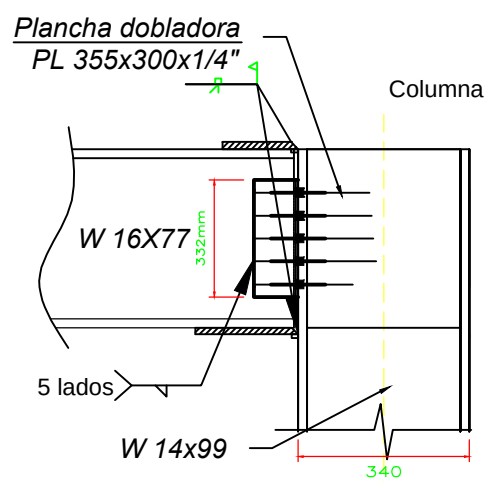
UBICACION : Jr Ayarín N°1110 - Barrio San José - Juliaca
DPTO : PUNO

DIBUJO: H.I.M.A.Q.

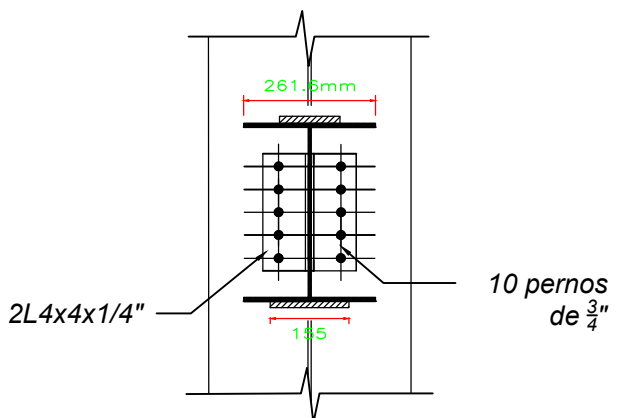
FECHA: OCTUBRE 2017

ESCALA: INDICADA

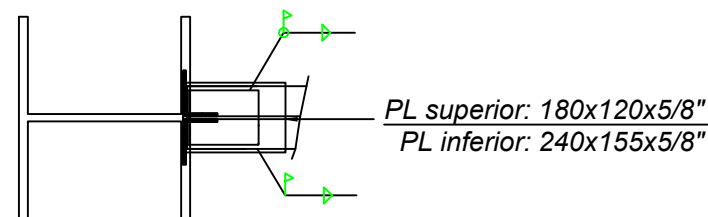
LÁMINA N°:
E-02



CONEXION EJE 5A (3°Nivel)
ESCALA 1/15



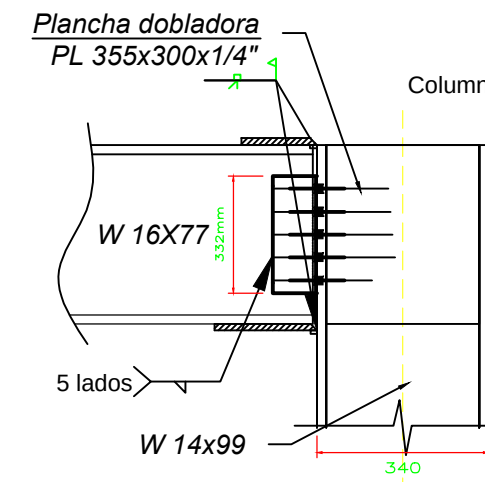
Detalle 1
ESCALA 1/15



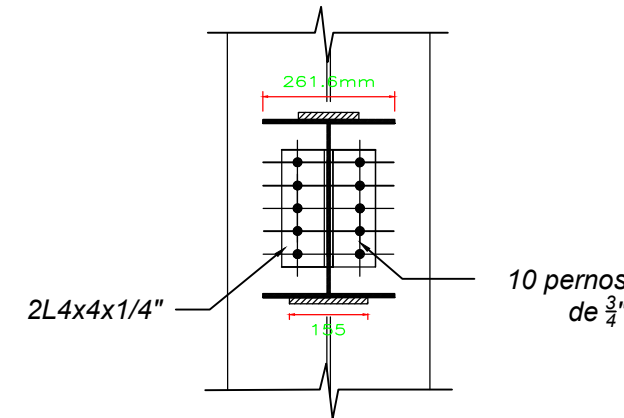
Detalle 2
ESCALA 1/15



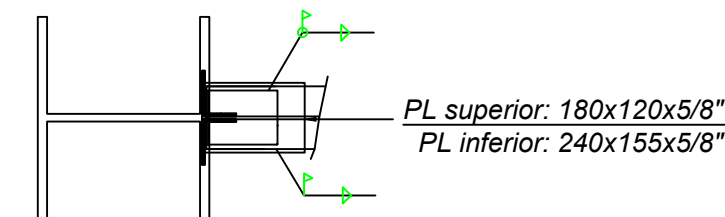
CONEXION EJE 3A (1°Nivel)
ESCALA 1/15



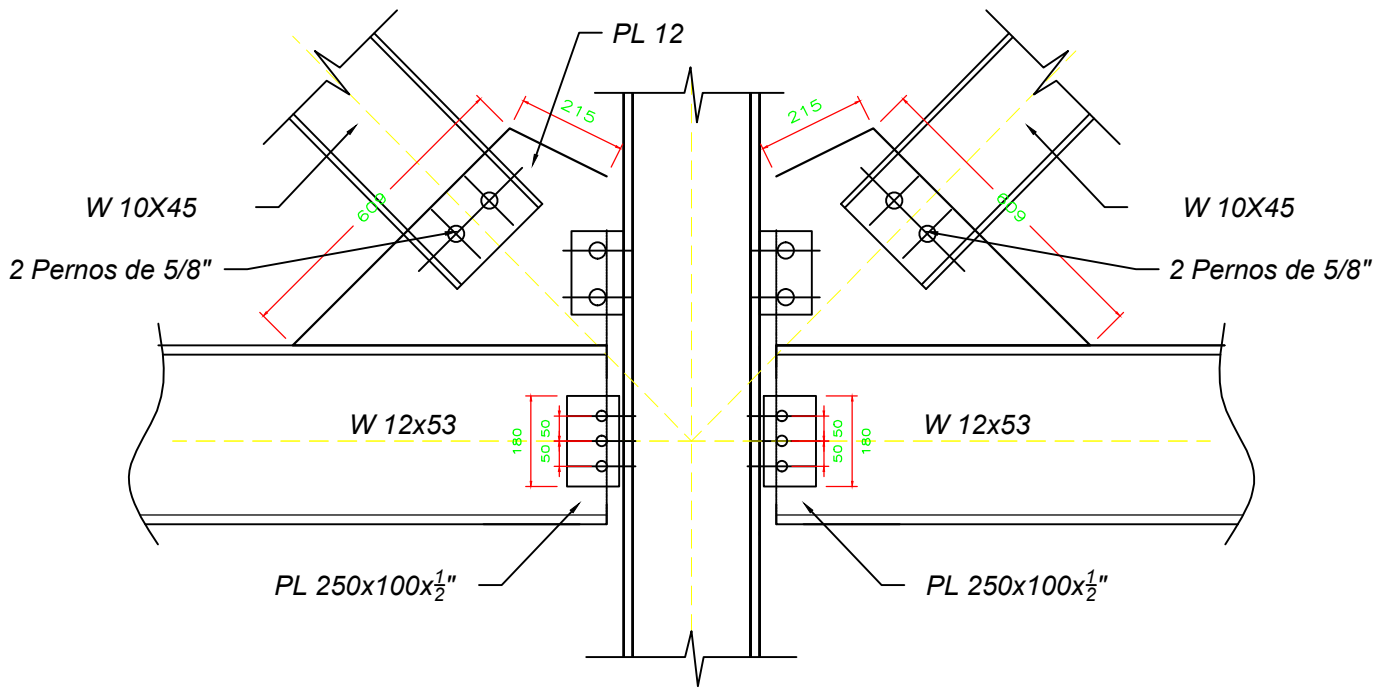
CONEXION EJE 5A (2°Nivel)
ESCALA 1/15



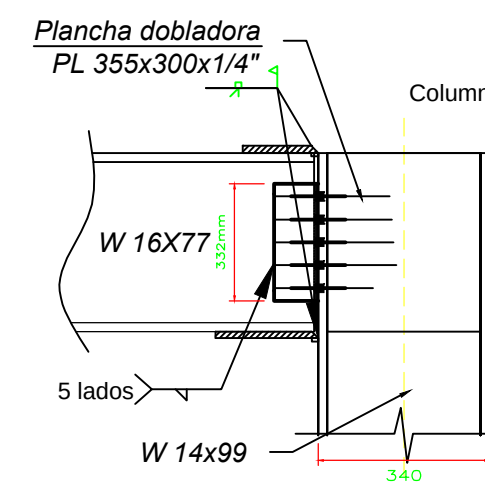
Detalle 1
ESCALA 1/15



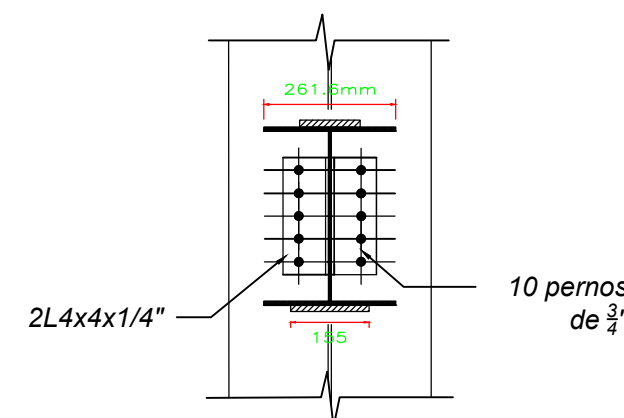
Detalle 2
ESCALA 1/15



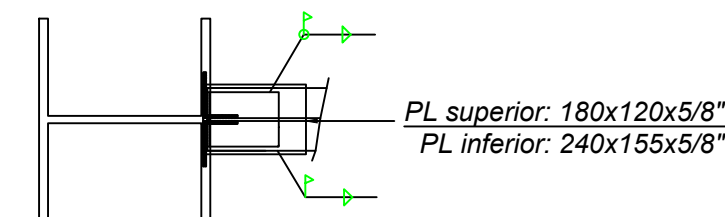
CONEXION EJE 3A (2°Nivel)
ESCALA 1/15



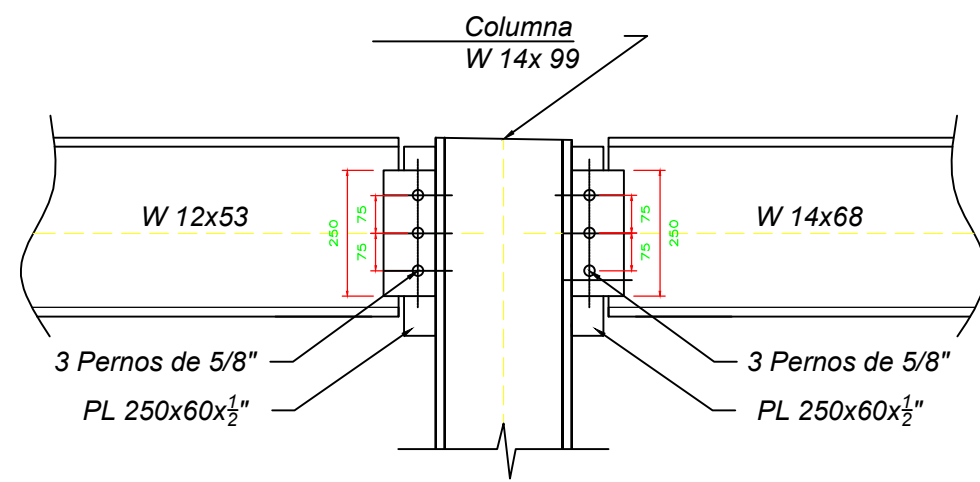
CONEXION EJE 5A (1°Nivel)
ESCALA 1/15



Detalle 1
ESCALA 1/15

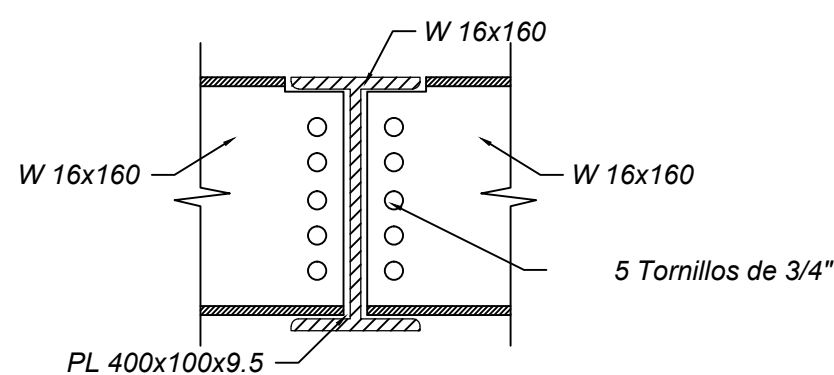


Detalle 2
ESCALA 1/15

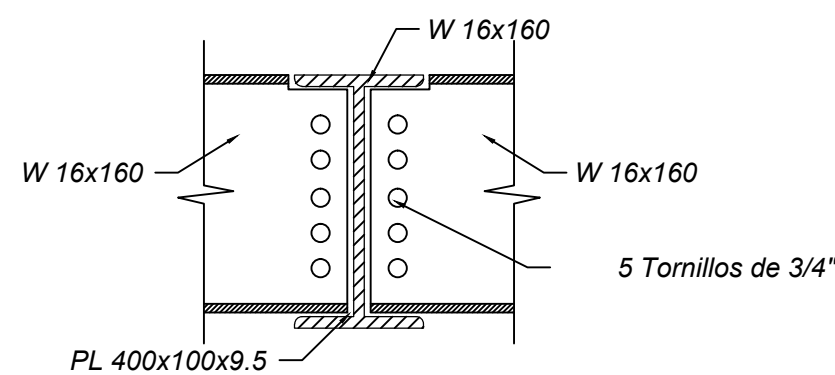


CONEXION EJE 3A (3°Nivel)
ESCALA 1/15

CONEXION VP-VP

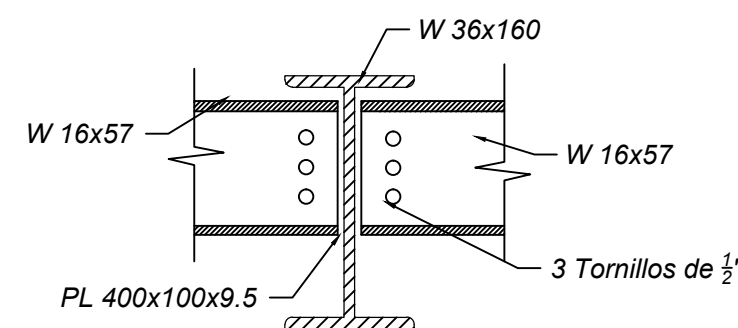


Detalle (EJE 2B y 4B)
ESCALA 1/15

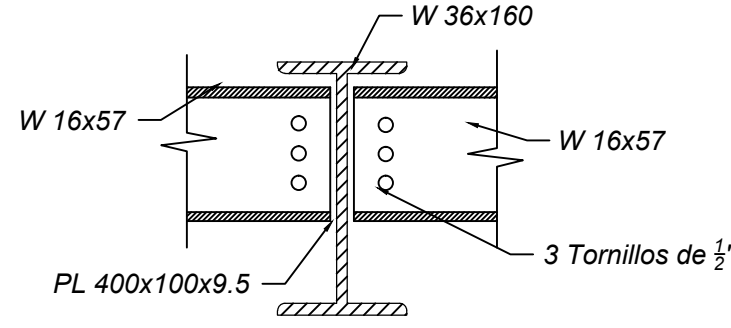


Detalle (EJE 2C y 4C)
ESCALA 1/15

CONEXION VP-VS01

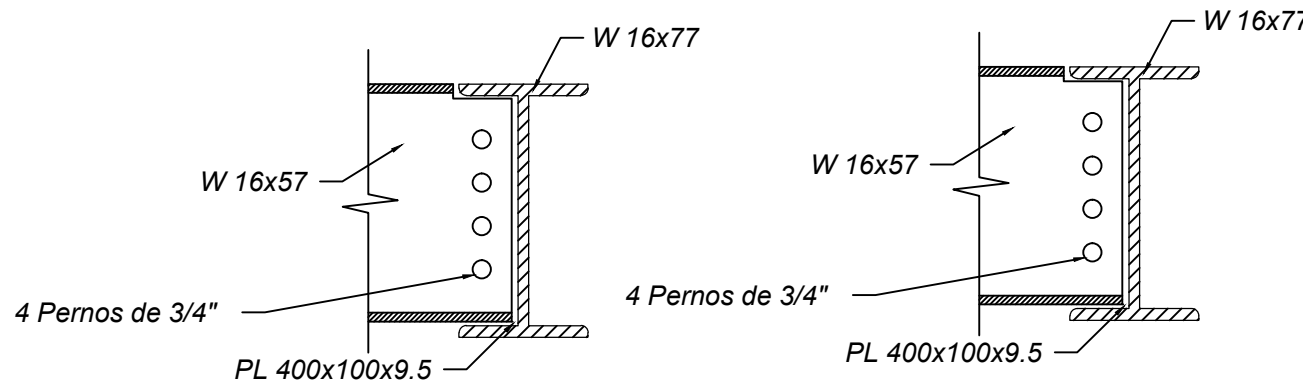


Detalle (EJE 2)
ESCALA 1/15

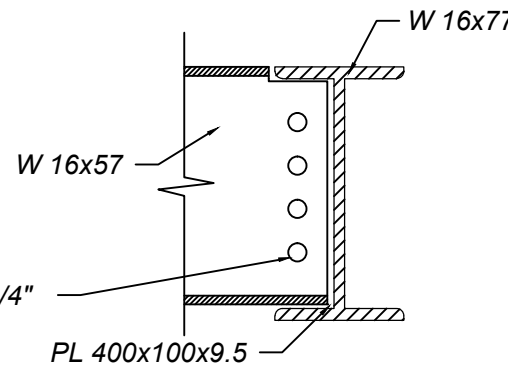


Detalle (EJE 4)
ESCALA 1/15

CONEXION VE01-VS01

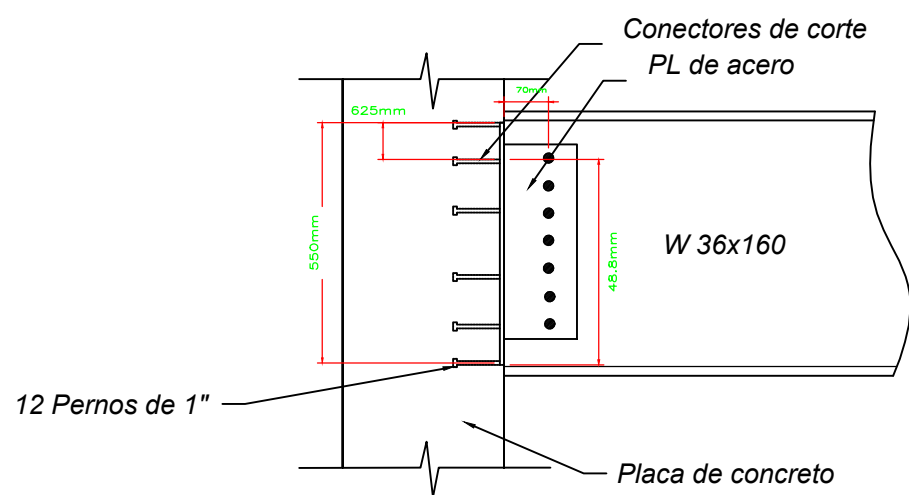


Detalle (EJE 1)
ESCALA 1/15



Detalle (EJE 5)
ESCALA 1/15

CONEXION VP-PLACA DE CORTE



Detalle (EJE 3B y 3C)
ESCALA 1/15



UNIVERSIDAD PERUANA UNION
EDUCAT HUIC VITAE ET AETERNITATI
Una Institución Adventista

UNIVERSIDAD PERUANA UNION
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

ESPECIALIDAD: **ESTRUCTURAS**

TESIS: **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE ACERO**

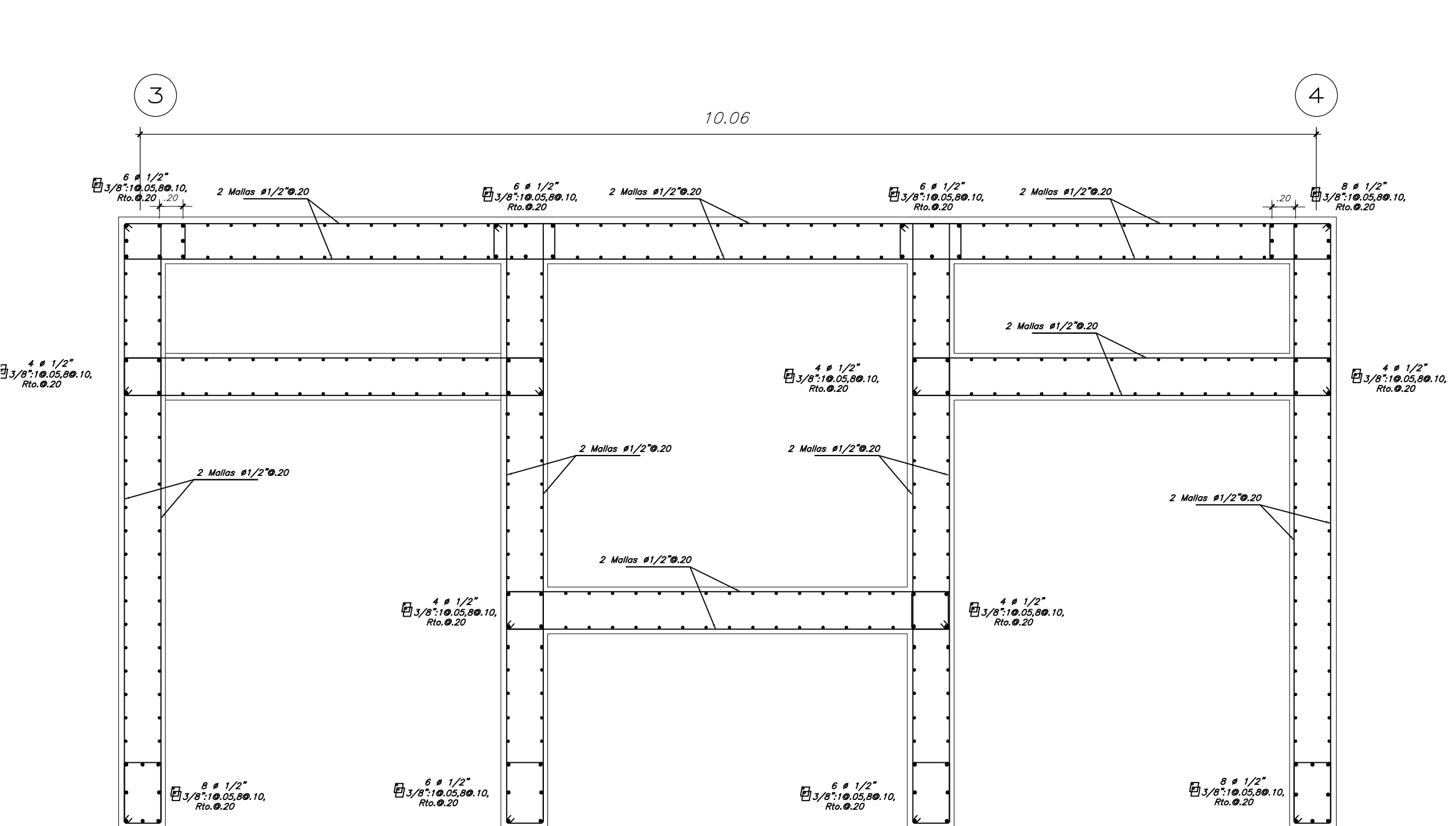
PLANO: **CONEXIONES**

ELABORADO POR: **HEBER IVAN MACHACA QUISPE**

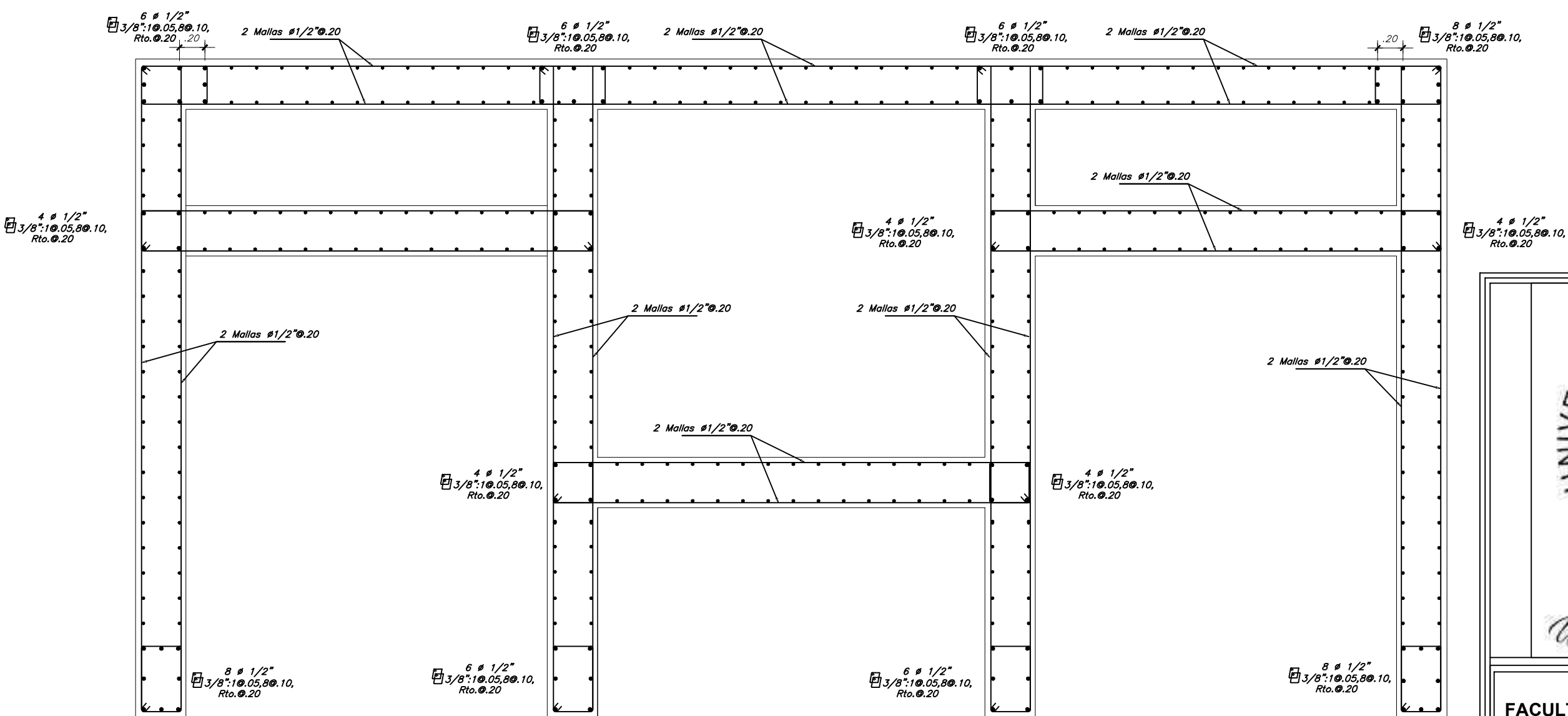
UBICACION : Jr Ayaviri N°1110 - Barrio San Jose - Juliaca
DPTO : PUNO

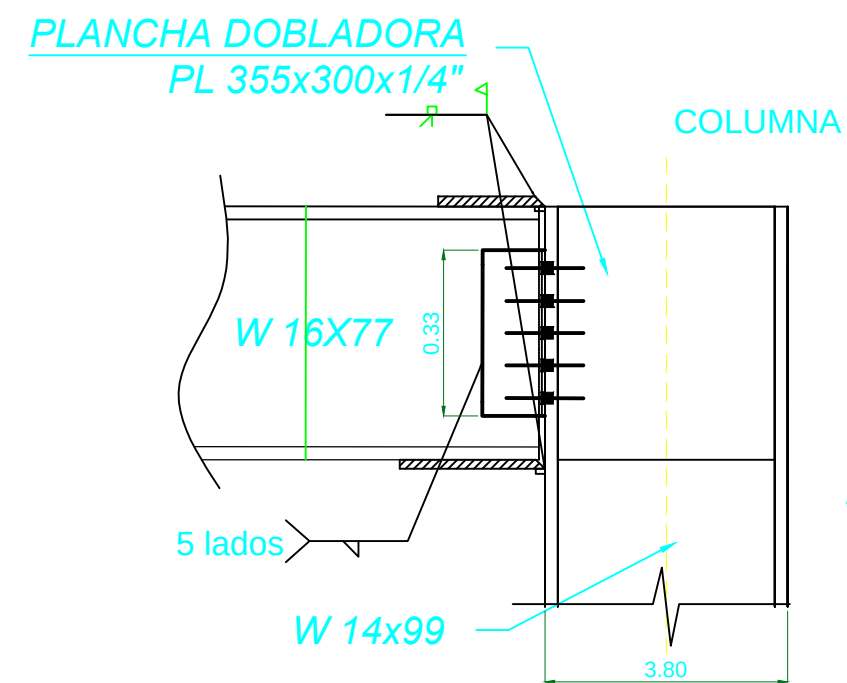
DIBUJO: H.I.M.A.Q.
FECHA: OCTUBRE 2017
ESCALA: INDICADA

LÁMINA N°: **E-03**



Detalle de Ascensor y escaleras
En tercer piso
ESC: 1/75





PL superior: 180x120x5/8"
PL inferior: 240x155x5/8"

Technical drawing of a metal structure assembly, likely a door or panel, showing dimensions and components.

Dimensions:

- Top horizontal dimensions: 0.15, 0.10, and H (HOLGURA LIBRE).
- Right vertical dimensions: 0.03, 0.35, 0.03, and 0.42.
- Bottom horizontal dimensions: 0.76 and 0.76.
- Left vertical dimension: 0.42.

Components and Labels:

- VIGA METALICA W 16X77 (114.6 kg/ml):** Indicated by a red arrow pointing to the top horizontal beam.
- ATIESADOR. PL 90x420x10mm:** Indicated by a red arrow pointing to the vertical support plate on the left.
- H - HOLGURA LIBRE:** Indicated by a blue line pointing to the gap between the top beam and the support plate.
- 5 Pernos de 3/4":** Indicated by a blue line pointing to the five screws securing the top beam.
- 6 TIPO:** Indicated by a blue line pointing to the six screws securing the vertical support plate.
- VIGA METALICA W 16X57 (84.8 kg/ml):** Indicated by a red arrow pointing to the bottom horizontal beam.
- ATIESADOR. PL 90x420x10mm:** Indicated by a red arrow pointing to the vertical support plate on the right.

[illegible]

MURO DE CONCRETO ARMADO

10

3/3

PLACA SUPERIOR
0.11 x 0.25 x t = $\frac{1}{2}$ in

3/3

6

VIGA SOP.
16X57

3/3

PLACA CORTE
0.33 x 0.15 x t = $\frac{1}{4}$ in

10

3/3

6

PLACA INFERIOR
0.20 x 0.30 x t = $\frac{1}{4}$ in

3/3

12 PERNOS Ø = $\frac{1}{2}$ in
SAE 1010

[illegible]

PLACA TRIANGULAR
0.20 x 0.10 x t = 1/2 in

PLACA SUPERIOR
0.25 x 0.14 x t = 1/2 in

PLACA DE INFERIOR
0.25 x 0.16 x t = 1/2 in

PLACA DE CORTE
0.35 x 0.15 x t = 1/2 in

COLUMNA
W 14X99

VIGA METALICA
W 36X160 (238 kg/ml)

VIGA METALICA
W 36X160 (238 kg/ml).

PLACA DE CORTE
 $0.35 \times 0.15 \times t = \frac{7}{8}$ in

PLACA DE INFERIOR
 $0.25 \times 0.16 \times t = \frac{1}{2}$ in

12

4

4

12

4

4

PLACA DE INFERIOR
 $0.25 \times 0.16 \times t = \frac{1}{2}$ in

PLACA DE CORTE
 $0.35 \times 0.15 \times t = \frac{7}{8}$ in

VIGA METALICA
W 36X160 (238 kg/ml).

PLACA TRIANGULAR
0.20 x 0.10 x t=1/4 in

PLACA DE INFERIOR
0.25 x 0.16 x t=1/2 in

PLACA SUPERIOR
0.25 x 0.14 x t=3/8 in

COLUMNA
W 14X99

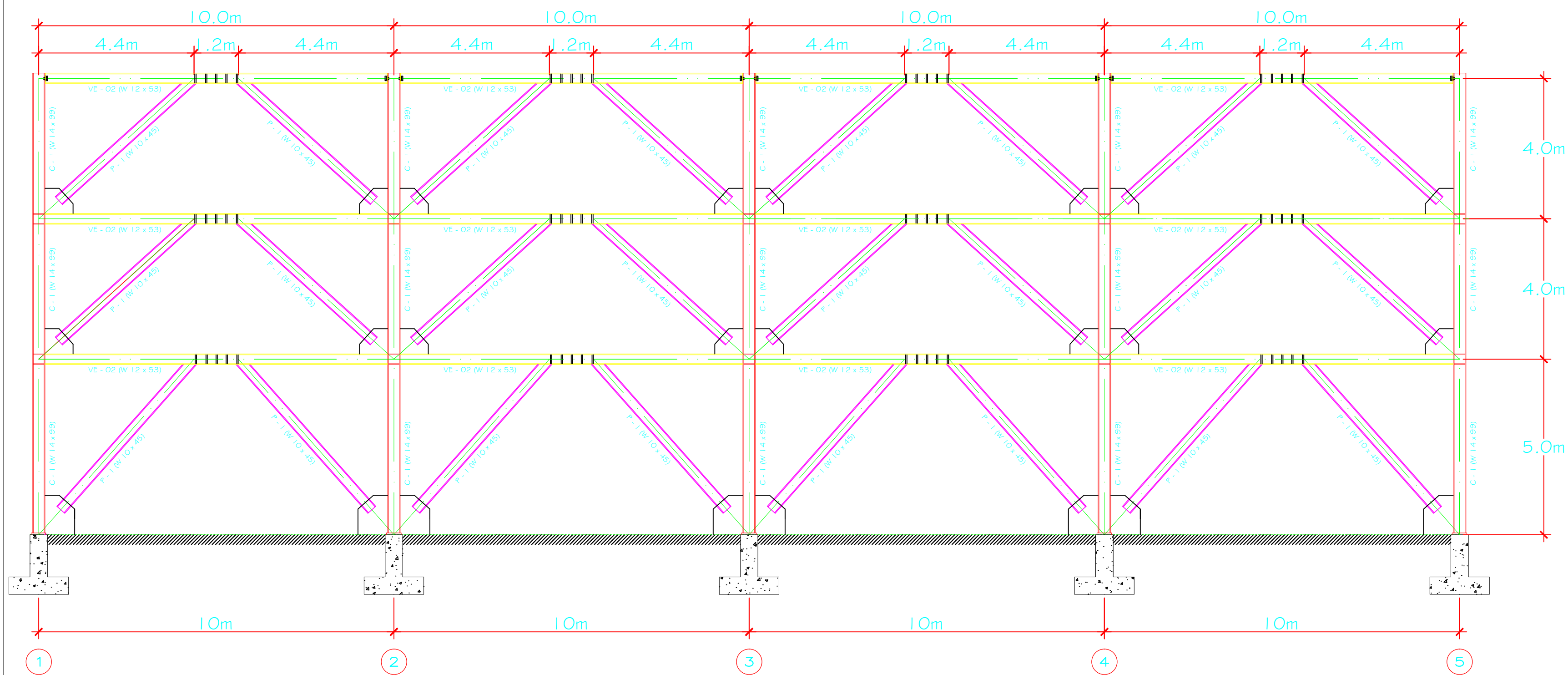
PLACA TRIANGULAR
0.20 x 0.10 x t=1/4 in

VISTA

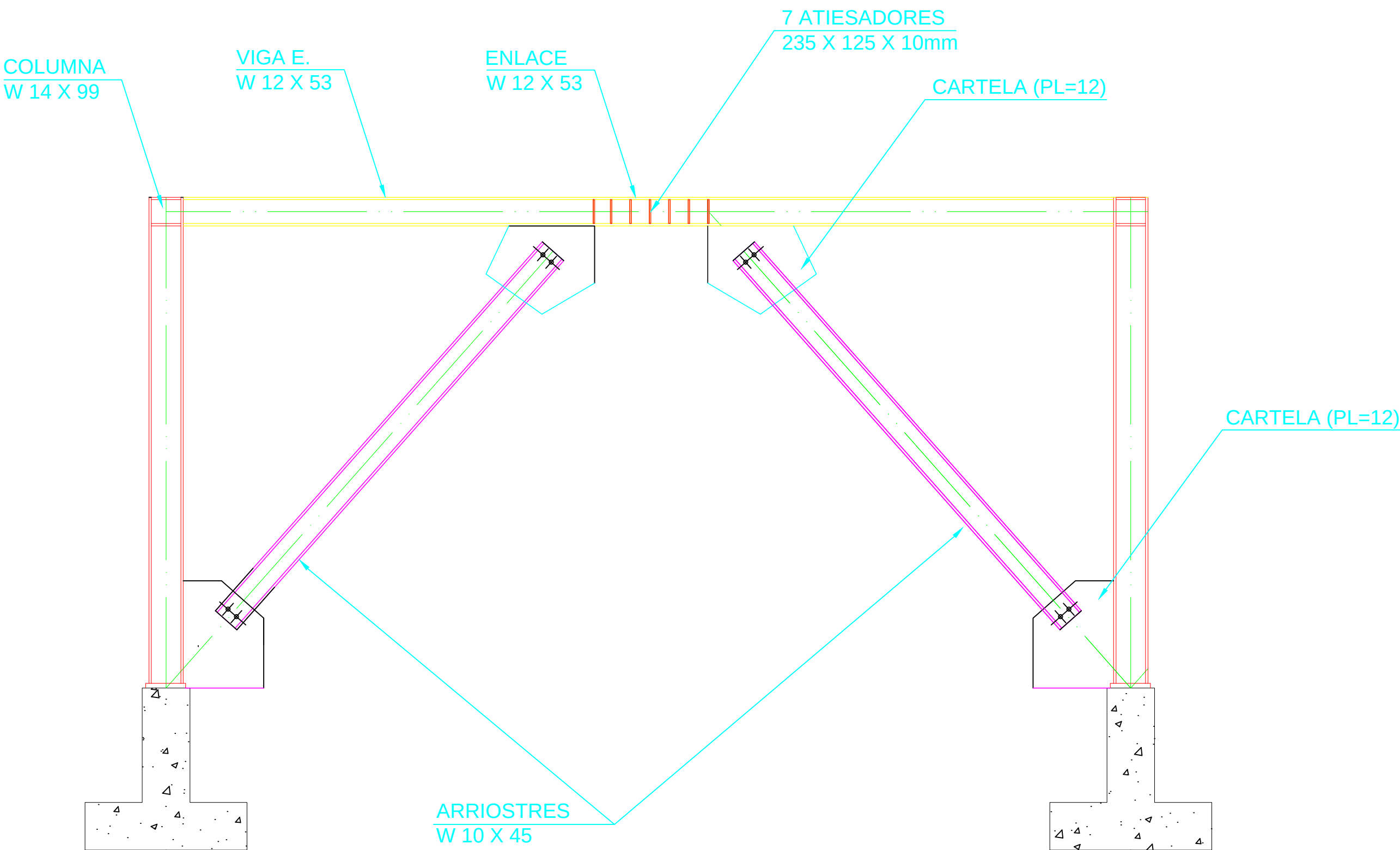
Technical drawing of a double door assembly, showing the internal structure and components. The drawing includes labels for various parts:

- W 10X45**: Vertical structural member (top).
- 2 Pernos de 5/8"**: Two 5/8" bolts (top).
- PL 12**: 12mm plate (top).
- W 12x53**: Horizontal structural member (middle).
- PL 250x100x3/4"**: 250x100x3/4" plate (bottom).

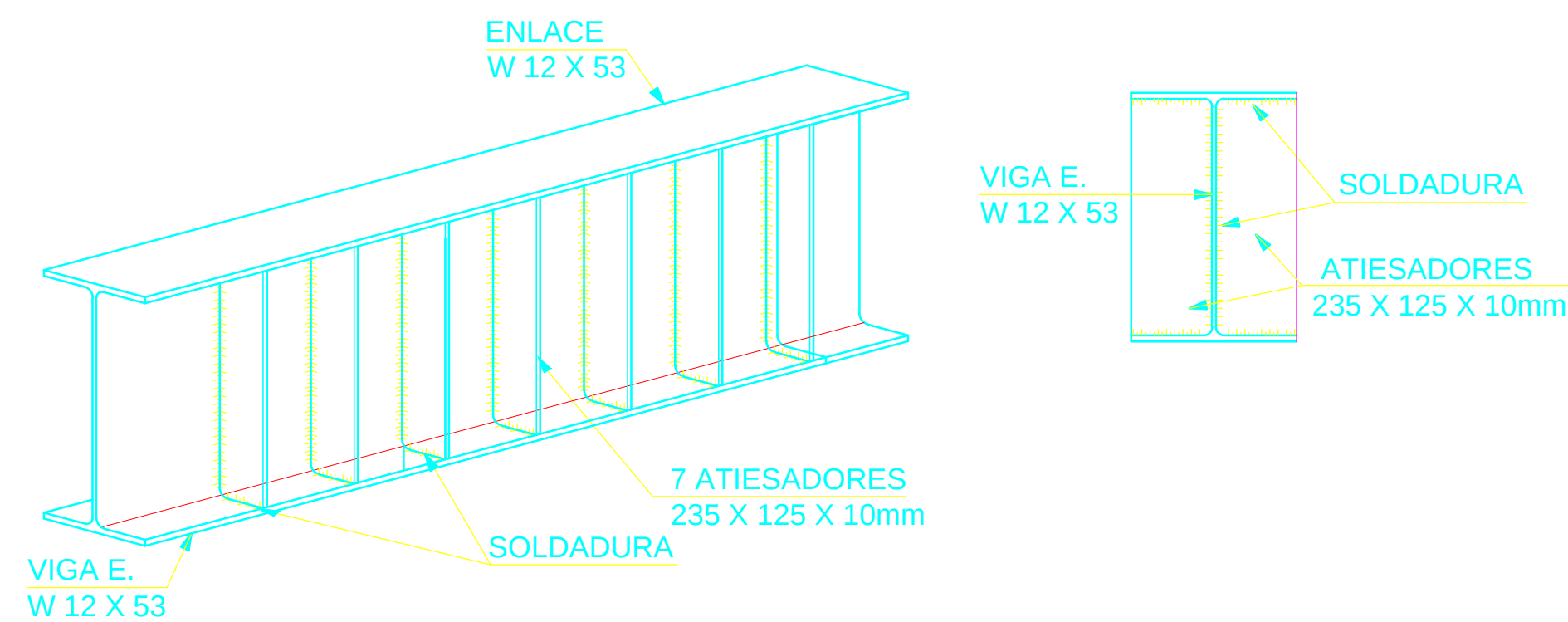
E-05



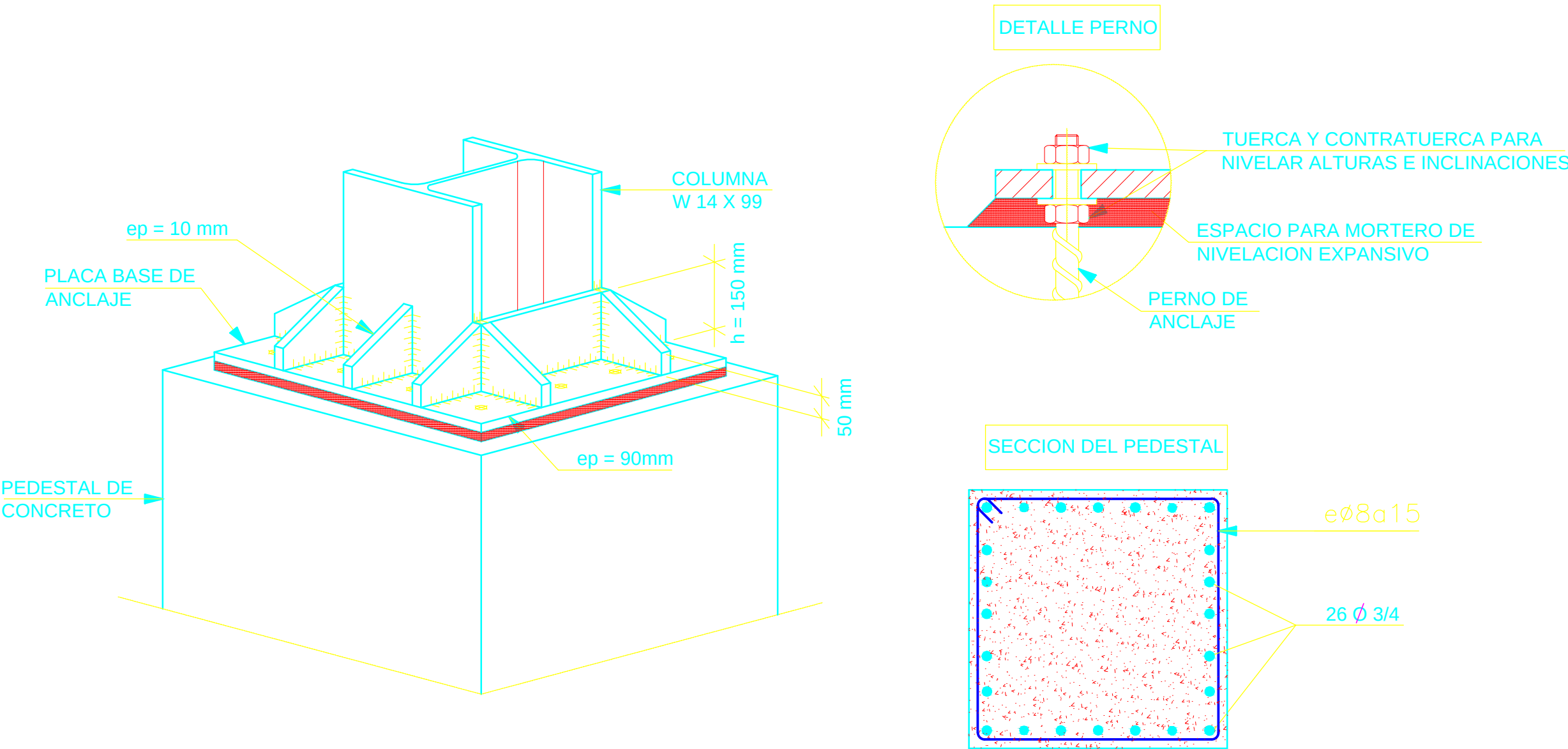
PORTICO ARRIOSTRADO



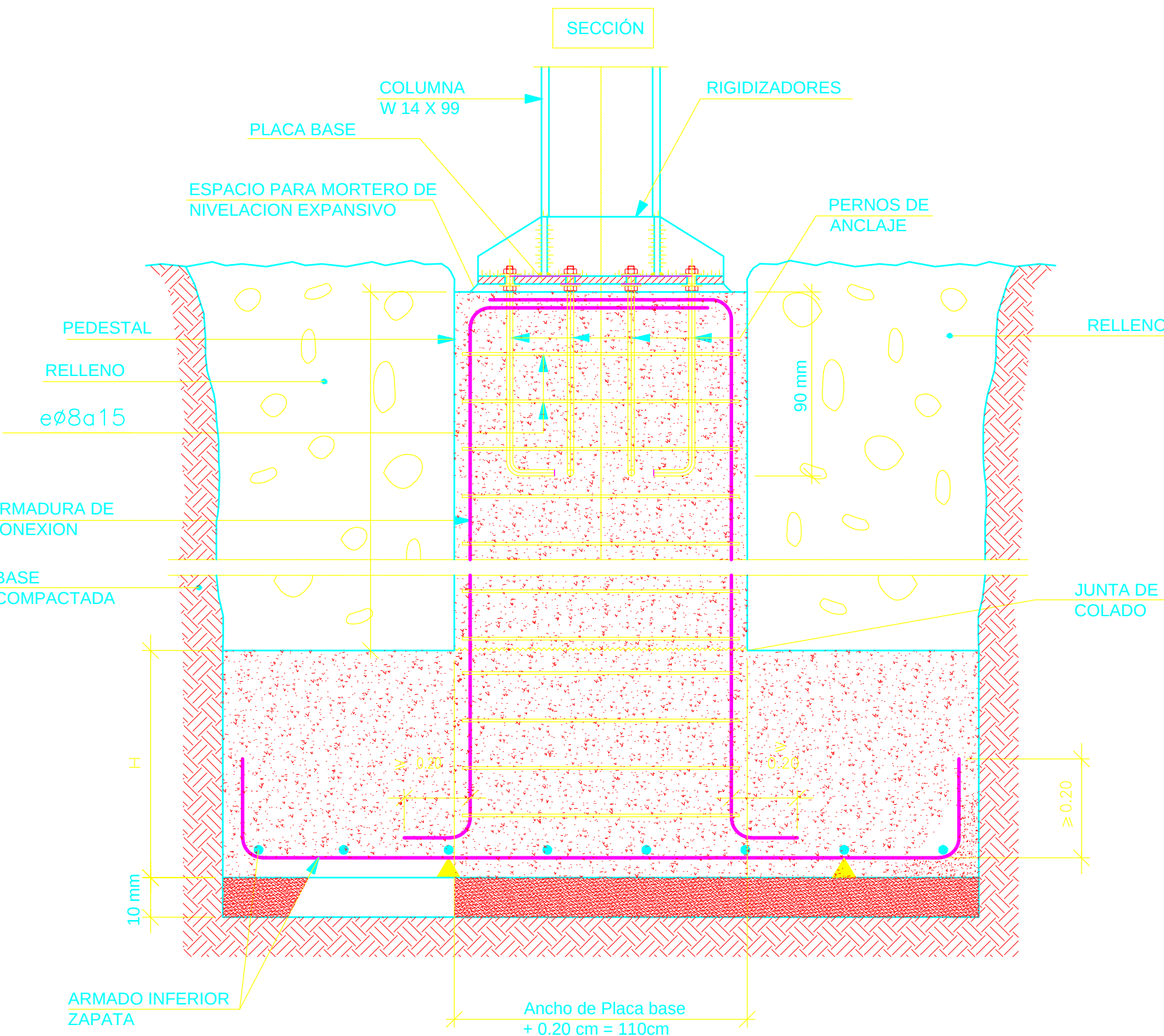
ELEMENTOS DE PORTICO ARRIOSTRADO EXCENTRICAMENTE



DETALLES DEL ENLACE



DETALLES DEL ARRANQUE DE COLUMNA



DETALLES DEL PEDESTAL

UNIVERSIDAD PERUANA UNION

EDUCAT HUIC VITAE ET AETERNITATI

Una Institución Adventista

UNIVERSIDAD PERUANA UNION

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

TEMA:

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE ACERO

PLANO:

DETALLES ESTRUCTURALES

ELABORADO POR:

HEBER IVAN MACHACA QUISPE

UBICACION : Jr Ayaviri N°1110 - Barrio San Jose - Juliaca

DPTO : PUNO

DIBUJO: H.I.M.A.Q.

FECHA: OCTUBRE 2017

ESCALA: INDICADA

LÁMINA N°:

E-06

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



INFORME TECNICO

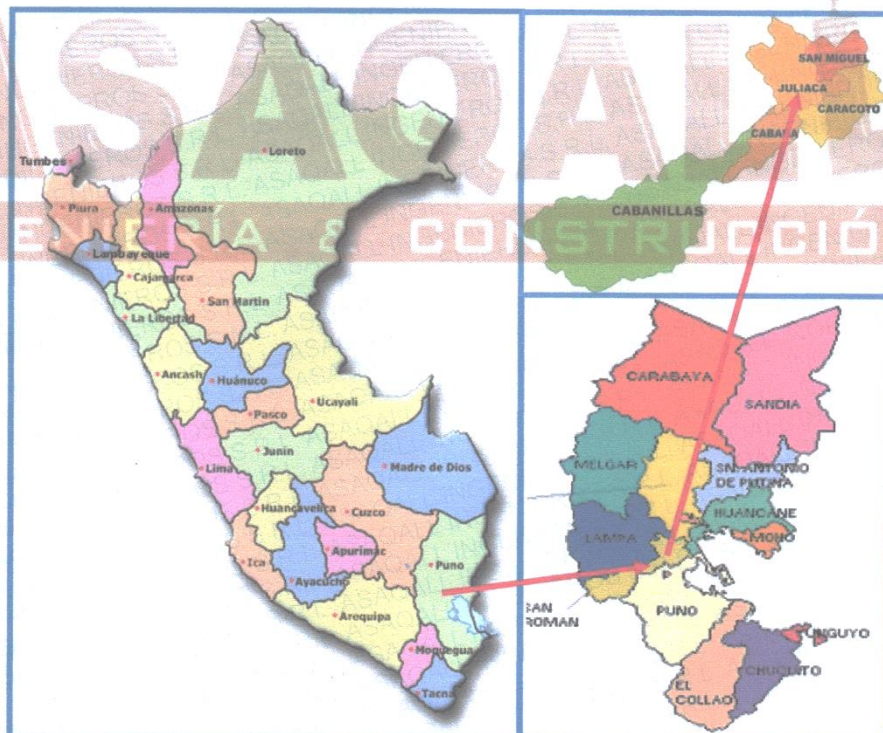
1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe tiene por objetivo reportar las características geotécnicas del terreno en el cual se ubica el centro comercial, el estudio del área elegida se ha efectuado mediante una investigación geotécnica que involucra trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil estratigráfico del are de emplazamiento.

1.2. UBICACIÓN

Región: Puno
Provincia: San Roman
Distrito: Juliaca
Ubicación: San José



LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

ING. CIVIL - CIP. 118933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

ING. CIVIL - CIP. 24954374





1.3. VIAS DE ACCESO

El acceso para llegar a la zona de investigación es como indica el siguiente cuadro (referencial):

Cuadro N° 01

Desde	a	Tipo De Vía	Medio de transporte	Distancia (KM.)
Centro de Juliaca	Plaza san José	Asfaltado	Vehículo	1.5

1.4. TOPOGRAFIA

El relieve topográfico en la zona de estudio es ligeramente inclinado, con una pendiente de 2%

Área y perímetro.

El área levantada correspondiente al terreno para el proyecto es del municipio distrital de Juliaca, cuya área y perímetro corresponde.

Área: 1400.00 m²

Perímetro: 150.00 ml

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GEOMAN D. CH. ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 478933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Perry Arapa Mamani
INGENIERO DE LABORATORIO
CIP. 44054372





Linderos.

Los linderos del perímetro corresponden a:

Por el Norte: colinda con propiedad de terceros

Por el Sur: colinda con el Jr. Ayaviri

Por el Este: colinda con la Calle San Jorge

Por el Oeste: colinda con propiedad de terceros

2. DESCRIPCION GEOLOGICA

2.1. GEOGRAFIA

El distrito de Juliaca, donde se ubica el centro comercial limita con los siguientes distritos y provincias

Por el Norte: Limita con el distrito de Caracoto

Por el Sur: Limita con la provincia de Azángaro

Por el este: Limita con el distrito de san miguel

Por el oeste: Limita con la provincia de lampa

2.2. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

El proyecto contempla la construcción del centro comercial en Juliaca, Provincia de San Roman, Región Puno.

2.3. GEOLOGIA GENERAL

2.3.1. GEOLOGIA LOCAL

En la zona de estudio no se distinguen afloramientos de roca seguidamente se observan sedimentos cuaternarios, constituido de segmentos heterogéneos angulosos a sub angulosos de una matriz arena arcillosa de color marrón a amarillo predominante; se encuentran en las partes altas de los cerros, es la cobertura casi continua que cubre la zona y varía según su naturaleza geológica de la roca madre.

En la zona del proyecto no se observa afloramiento de aguas subterráneas, más por las precipitaciones pluviales.

2.3.2. GEOLOGIA GENERAL

De la geología regional, se desprende que tanto el área estudiada como las áreas circunvecinas han estado sometidas a movimientos tectónicos a

LABORATORIO DE SUELOS
GERMAN CHACON
ING. CIVIL - CIP. 178935

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES
PERCY ZAPATA MAMANI
ING. CIVIL - CIP. 24954322





De la geología regional, se desprende que tanto el área estudiada como las áreas circunvecinas han estado sometidas a movimientos tectónicos a través de los diferentes periodos geológicos. El tectonismo se evidencia por el levantamiento de los andes hasta alturas considerables y por la presencia de fallas

Se hace descripción de la unidad estratificada del grupo puno.

GRUPO PUNO

En la zona de estudio, este grupo está conformado por areniscas arcóscas y tufáceas de color rojo a gris pardusco con intercalaciones de lutitas yesíferas, gruesos niveles conglomerádicos de naturaleza muy variada, cuarcitas y algo de calizas.

Los afloramientos de este grupo son pequeños, pero con una distribución que abarca el norte, centro y sur de la Zona.

CUATERNARIO-RECIENTE

Está conformada por unidades fluvio-aluviales y unidades lacustres; que se han formado desde la última glaciación y que continúan formándose actualmente; así como, algunas están siendo erosionadas.

Cabe destacar que las formaciones fluvio-aluviales recientes se formaron en condiciones climáticas más lluviosas, por lo que tiene una mayor amplitud, respecto a las condiciones actuales de precipitación.

Según la NTE - 030, de acuerdo con los tipos de suelos encontrados, predominantemente gravosos y arenosos, los parámetros de diseño sismo resistentes se consignan en cada cálculo, pero mayormente son:

Cuadro N° 03

Tipo de Suelo	Z	S	Tp(S)
Suelo intermedio S2	0.35	1.15	0.6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

(Z) Factor de zona

(S) Factor de amplificación del suelo

(Tp) Periodo que define la Plataforma del espectro

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

0829
TECNICO DE LABORATORIO





2.4. GEOMORFOLOGIA GENERAL

Dentro de la zonación geomorfología y estructural que existe hacia el sur del Perú, Puno está comprendido dentro de la unidad morfológica del altiplano. Esta unidad morfo-estructurales reconocida desde a falda Oriental de la Cordillera Occidental hasta las estribaciones de la cordillera oriental y hacia el S.E. hasta el lago Titicaca y de aquí hasta Bolivia (incluyendo las grandes depresiones de las cuencas del lago Titicaca y Poopó).

Esta unidad se caracteriza por su topografía llana, a veces con muy suave ondulamiento, y por una cadena de cerros circundando a conos volcánicos, con altitudes que van de 3,800 a 4800 m.s.n.m.

La altiplanicie, se considera como resto de una peniplanicie formada a una altura relativamente baja durante el tercio medio a superior. Del material aluvial, fluvio-glaciar y lacustre que conforman las planicies o pampas, se desprende que ellas se han producido por el relleno parcial de cuencas relativamente cerradas.

Dentro de esa unidad, se observa la existencia de terrazas de origen fluvio-aluvial, asimismo, se observa que dentro de las planicies o pampas se han desarrollado pequeñas áreas pantanosas a los que se conoce localmente con el nombre de bofedales.

ASAQALL
INGENIERÍA & CONSTRUCCIÓN

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

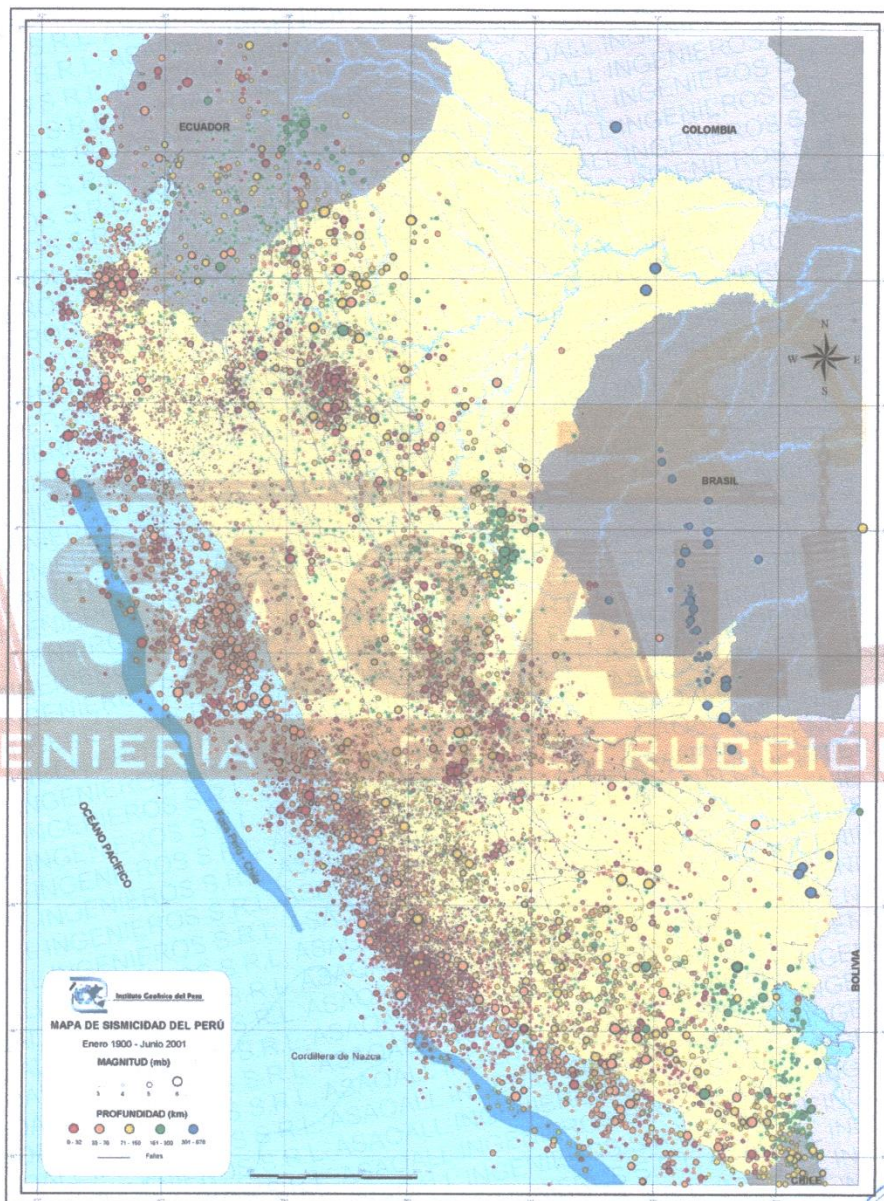
Percy Arapa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
CIP. 44954774





2.5. GEODINAMICA EXTERNA

De acuerdo a sus características topográficas, el área de estudio presenta susceptibilidad media a movimientos de masa sobre el área del centro comercial.



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

GERMÁN D. CHACÓN ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

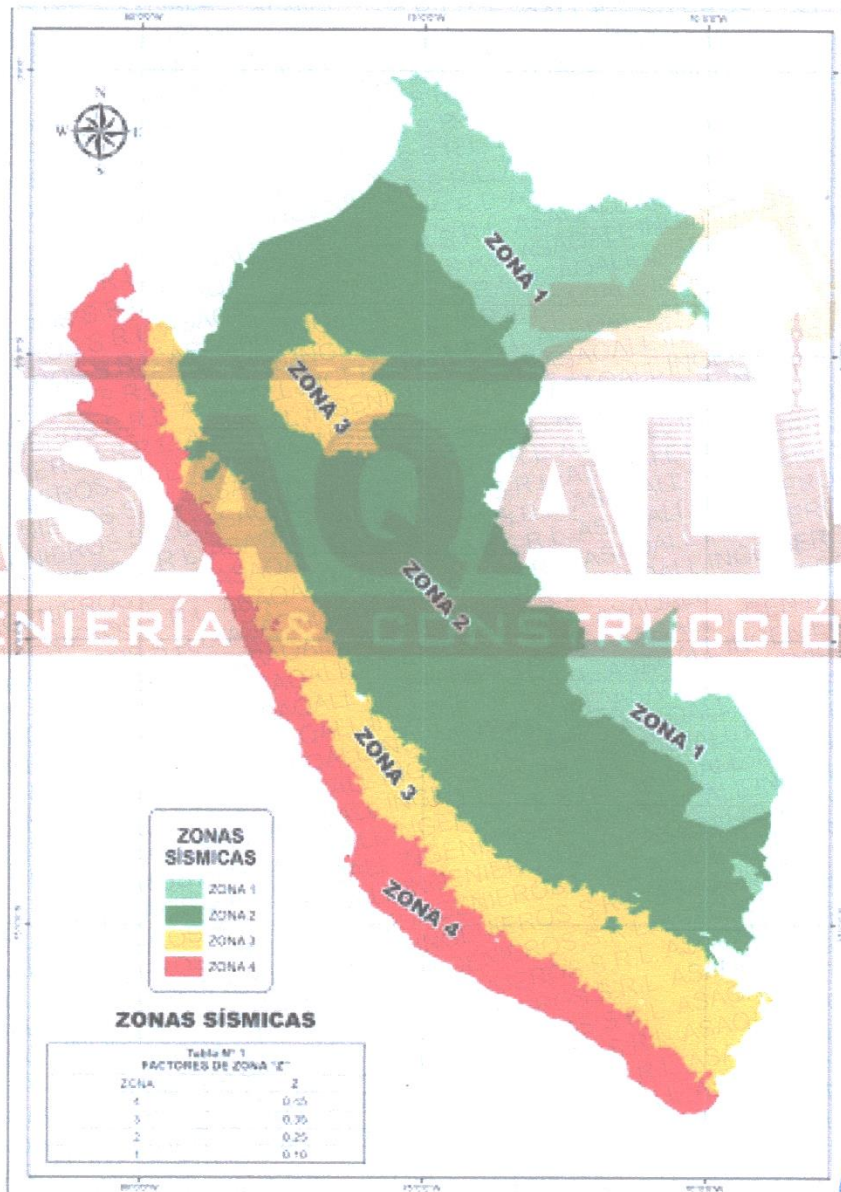
Percy Arapa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO





2.6. SISMICIDAD

El termino peruano se encuentra dividido en cuatro Zonas, la zonificación establecida está sustentada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. La zona de estudio se encuentra ubicada en el distrito de Juliaca perteneciente a la región de puno. En el cuadro siguiente se muestran los valores de los factores de zona de lugar del proyecto:



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

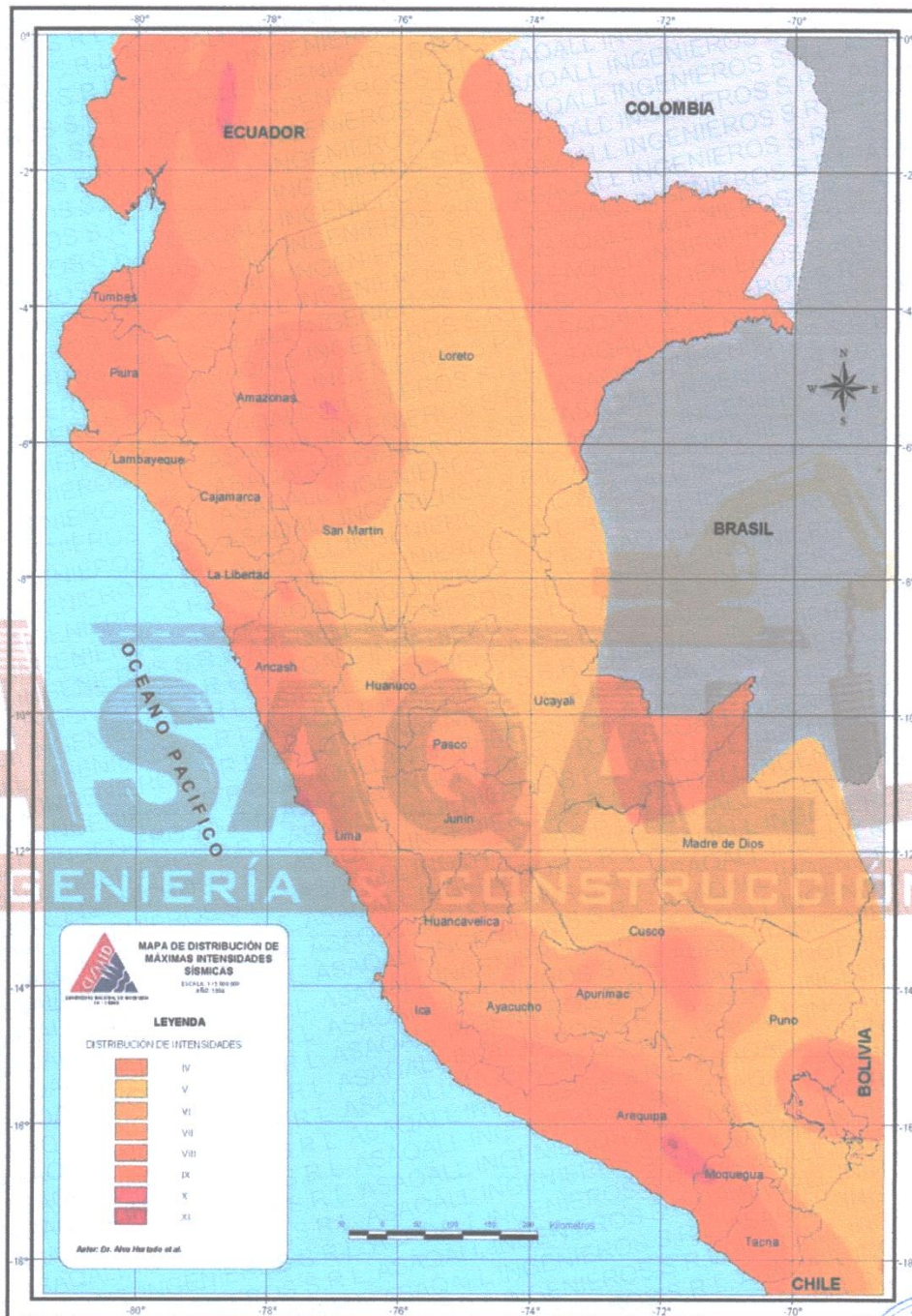
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

Felicy Arapa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
NIT. 44954373





MAPA DE DISTRIBUCION DE MAXIMAS INTENSIDADES SISMICAS DEL PERU



LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACÓN ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Percy Arapa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
INT. 24954329





3. INVESTIGACIONES GEOTECNICAS EFECTUADAS

3.1. TRABAJOS DE CAMPO

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del terreno de fundación del área en estudio, se ha ejecutado 03 calicatas a cielo abierto, asignándole desde C-1 hasta C-3 el cual fue ubicado convenientemente en el Área limitado por el proyecto.

3.1.1. MUESTREO

Realizado el trabajo de la ubicación de calicata se ha procedido con la excavación y obtención de muestras por estratos de terreno de fundación con la finalidad de realizar los ensayos correspondientes en laboratorio y definir el perfil estratigráfico.

Cuadro N° 04 – Muestreo del terreno de fundación

MUESTREO DEL TERRENO DE FUNDACION			
DESCRIPCION	PROFUNDIDAD	N° DE MUESTRAS	ESTADO
Calicata C-1	1.90	01	Alterado
Calicata C-2	1.90	01	Alterado
Calicata C-3	1.90	01	Alterado

Fuente: Elaboración Propia

3.1.2. REGISTRO DE EXPLORACION DE CAMPO

La investigación de campo implica realizar una serie de actividades que nos permitan identificar el tipo de suelo existente y el posible comportamiento frente a las cargas actuantes, para dicho fin en cada fase de los trabajos se realizan las descripciones del suelo de manera que nos ayuden a comprender mejor el suelo como parte resistente de la estructura y elementos que va alojar las distintas instalaciones el cual implica la dificultad que ofrece el suelo para realizar los trabajos de excavación.

En este proceso se realizó una clasificación de campo de forma manual y visual de cada uno de los estratos registrados en cada calicata, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, humedad, consistencia etc, tal como se puede observar en el cuadro siguiente:

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, FUNDAMENTOS Y MATERIALES

TECNICO DE LABORATORIO
INT 24954324 OPIT





Cuadro N° 05 – Registro de Exploración

REGISTRO DE EXPLORACION				
CALICATA	ESTRATO	PROF. (m)	N.F.	ESTRUCTURA
Calicata C-1	E-01	1.90	N.P.	-
Calicata C-2	E-01	1.90	N.P.	-
Calicata C-3	E-01	1.90	N.P.	-

Fuente: Elaboración Propia

3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

3.2.1. ENSAYOS BASICOS

Los trabajos de laboratorio realizados para determinar las propiedades físicas del suelo de fundación, se efectuaron sobre muestras representativas obtenidas en la fase de investigación de campo, el procedimiento empleado para realizar los ensayos básicos es de acuerdo a las recomendaciones establecidos por para la exploración del suelo del reglamento Nacional de Edificaciones E.050 suelos y cimentaciones.

Los ensayos básicos practicados sobre las muestras del suelo de fundación comprenden la ejecución y análisis de las muestras con la finalidad de determinar básicamente el tipo de suelo, contenido de humedad, ensayos de granulometría, los límites de consistencia. Etc. La normativa empleada como guía para la ejecución de los ensayos básicos se ilustra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 06 – ensayos realizados en laboratorio

Nombre del ensayo	Ensayo ASTM	Descripción del Ensayo
Contenido de Humedad	D – 2216	Para Determinar su contenido de humedad natural
Análisis Granulométrico	D – 422	Para determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo
Límite Líquido	D – 4318	Hallar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico
Límite Plástico	D – 4318	Hallar el contenido de agua entre los estados plásticos y semisólidos.
Índice Plástico	D – 4318	Hallar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.
Clasificación de suelos	D - 2487	Para determinar el tipo de suelo según SUCS

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, CIMENTOS Y MATERIALES

Percy Arapa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
N° 84983194





3.2.2. ENSAYOS ESPECIALES

Los trabajos de laboratorio realizados para determinar las propiedades mecánicas del suelo de fundación, se efectuaron sobre muestras representativas obtenidos en la fase de investigación de campo, el procedimiento empleado para realizar los ensayos especiales es de acuerdo a las recomendaciones establecidas para ensayos sobre muestras de suelo del reglamento Nacional de edificaciones, E.050 Suelos y Cimentaciones.

Cuadro N° 07 – Ensayos especiales

ENSAYOS DE LABORATORIO		
DESCRIPCION	NORMA APLICADA	OBSERVACION
Ensayo de corte directo	NTP 339.171 (ASTN D3060)	
Ensayo de Densidad Relativa	NTP 339.137 (ASTN D4253)	

Fuente: RNE E.050

3.3. CLASIFICACION DE SUELOS

Los Suelos representativos se han clasificado según el sistema de Clasificación SUCS, Según se muestra en el siguiente cuadro.

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Límites (%)			Clasificación SUCS
			L.L.	L.P.	I.P.	
C-1	M-1	1.50	24.66	20.37	4.28	SM
C-2	M-1	1.50	24.71	19.74	4.98	SM
C-3	M-1	1.50	24.23	18.49	5.73	SC - SM

L.L.: Limite Liquido

L.P.: Limite Plástico

I.P.: Incide Plástico

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

PERCY ANTONIO MAMANI
TECNICO DE LABORATORIO
N° 2494277





DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.

3.4. ESTRATIGRAFIA

De las investigaciones efectuadas en el campo a través de las exploraciones, se ha podido establecer la siguiente estratigrafía de suelo.

En el lugar de emplazamiento de la calicata C-1, la información obtenida nos permite establecer la siguiente estratigrafía.

En el lugar de emplazamiento de las calicatas C-1, C-2 y C-3 la estratigrafía muestra una capa homogénea de un material de ARENA LIMOSA, hasta los 2.70 de profundidad.

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

PEYCO ARANDA MAMANI
TECNICO DE LABORATORIO
N° 4495432



4. ANALISIS DE CIMENTACION

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, estratigrafía del suelo, se determinó la capacidad portante en cada una de las calicatas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.

Se estima con un criterio conservador los siguientes parámetros de Resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo.

Según el diseño estructural, la alternativa de cimentación será mediante zapatas de concreto armado de geometría rectangular, cuyas dimensiones se especifican en los planos estructurales. La profundidad mínima de cimentación será de 1.50m.

CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante admisible se calcula aplicando la teoría de Alexander Vesic para las cimentaciones superficiales adoptado el criterio de falla local, mediante la siguiente relación.

$$q_{adm} = \frac{1}{F.S.} (S_c C N_c + S_y \frac{1}{2} Y B N_y + S_q Y D_f N_q)$$

INGENIERÍA & CONSTRUCCIÓN

Donde:

- q_{adm} = Capacidad portante admisible (kg/cm²)
C = Cohesión (kg/cm²)
Y = Peso unitario del suelo (gr/cm³)
Df = Profundidad de Cimentación
B = Ancho de cimiento
 N_c, N_q, N_y = Factores de capacidad de carga
 S_c, S_q, S_y = Factores de forma
F.S. = Factor de seguridad

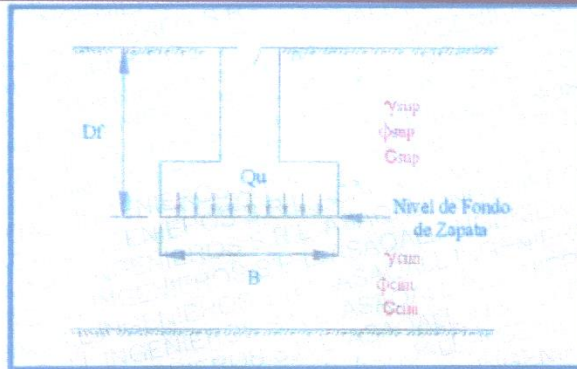
Reemplazando datos, según corresponda para cada calicata.

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

PERCY ARAPA MAMANI
TÉCNICO DE LABORATORIO
Nº 24954379



4.1. ANALISIS DE CIMENTACION

4.1.1. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-01

PARAMETROS MECANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA - 01					
Descripcion	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observaciones
Calicata	C - 01	E - 02	-		
Peso Especifico de la Masa	Y	E - 02	gr/cm3	1.79	
Angulo de Fricción Interna	ϕ	E - 02	grados	14.00	
Cohesión del Suelo	C	E - 02	Kg/cm2	0.190	
Angulo de fricción Interna Corregido	ϕ'	E - 02	grados	9.52	
Cohesión Corregida del Suelo	C'	E - 02	kg/cm2	0.114	
Humedad Natural del Suelo	W	E - 02	%		

Df (cm)	qu (Kg/cm2)	Qadm (Kg/cm2)	F.S.	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	C' (Kg/cm2)	Y' (gr/cm3)
0	2.22	0.74								
0	2.22	0.74								
50	2.28	0.76								
100	2.46	0.82								
150	4.26	1.42	3.00	12.11	4.02	1.26	100	100	0.190	1.79
200	4.65	1.55								
250	5.04	1.68								
300	5.40	1.80								
350	5.73	1.91								

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAQUETES Y MATERIALES

Percy Arapa Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
CIP. 24924377





4.1.2. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-02

PARAMETROS MECANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA - 01					
Descripcion	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observaciones
Calicata	C - 01	E - 02	-		
Peso Específico de la Masa	Y	E - 02	gr/cm3	1.78	
Angulo de Fricción Interna	ϕ	E - 02	grados	9.00	
Cohesión del Suelo	C	E - 02	Kg/cm2	0.265	
Angulo de fricción Interna Corregido	ϕ'	E - 02	grados	6.12	
Cohesión Corregida del Suelo	C'	E - 02	kg/cm2	0.159	
Humedad Natural del Suelo	W	E - 02	%		

Df (cm)	qu (Kg/cm2)	Qadm (Kg/cm2)	F.S.	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	C' (Kg/cm2)	Y' (gr/cm3)
0	2.22	0.74								
0	2.22	0.74								
50	2.28	0.76								
100	2.46	0.82								
150	4.58	1.53	3.00	9.09	2.44	0.44	100	100	0.265	1.78
200	4.97	1.66								
250	5.36	1.79								
300	5.72	1.91								
350	6.05	2.02								

4.1.3. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-03

PARAMETROS MECANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA - 01					
Descripcion	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observaciones
Calicata	C - 01	E - 02			
Peso Específico de la Masa	Y	E - 02	gr/cm3	1.80	
Angulo de Fricción Interna	ϕ	E - 02	grados	18.00	
Cohesión del Suelo	C	E - 02	Kg/cm2	0.104	
Angulo de fricción Interna Corregido	ϕ'	E - 02	grados	12.24	
Cohesión Corregida del Suelo	C'	E - 02	kg/cm2	0.062	
Humedad Natural del Suelo	W	E - 02	%		

Df (cm)	qu (Kg/cm2)	Qadm (Kg/cm2)	F.S.	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	C' (Kg/cm2)	Y' (gr/cm3)
0	2.22	0.74								
0	2.22	0.74								
50	2.28	0.76								
100	2.46	0.82								
150	4.54	1.51	3.00	15.12	6.04	2.59	100	100	0.104	1.80
200	4.93	1.64								
250	5.32	1.77								
300	5.68	1.89								
350	6.01	2.00								

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Percy Arapa Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
CIP. 24994377





5. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Es la capacidad admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura. También se le conoce "Carga de Trabajo" o "presión de Trabajo".

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

DONDE:

q_u = La capacidad portante ultima (kg/cm²)
 q_{adm} = Capacidad portante Admisible (kg/cm²)
 FS = Factor de seguridad (adimensional)

5.1. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-1

$$q_{adm} = 1.50 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

5.2. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-2

$$q_{adm} = 1.52 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

5.3. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-3

$$q_{adm} = 1.51 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP-178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTO Y MATERIALES

Peter Arapa Mamani
TECNICO DE LABORATORIO





6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- Se ha realizado la exploración del suelo de fundación para el proyecto "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL EN BASE A PORTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO EN LA CIUDAD DE JULIACA", para tal fin se ha ejecutado tres calicatas nombrándose C-01, C-02 y C-03.
- Durante la excavación de las calicatas a cielo abierto se ha logrado llegar hasta una profundidad máxima de -1.90 m. por debajo del nivel de la superficie de terreno.
- El suelo de fundación explorado a través de calicatas en la fecha y durante la excavación no se ha observado presencia de nivel freático.
- Los parámetros sísmicos del suelo de fundación se ilustran en el siguiente cuadro:

ZONA	Z	Tp (s)	S	U
3	0.35	0.60	1.15	1.30

- Se concluye que el suelo presente por la ubicación de las estructuras corresponde a (SM Arena Limosa)
- La capacidad portante Admisible del terreno, para la calicata C-1 es de $q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$, C-02 de $q_{adm} = 1.52 \text{ kg/cm}^2$ y C-03 de $q_{adm} = 1.51$, calculado a una profundidad de desplante de -1.50 m. a partir de la cota 0.00 m. del nivel de terreno natural.
- El presente estudio de Mecánica de Suelos se ha realizado en la fecha indicada en los certificados de laboratorio.

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMÁN D. CHACÓN ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTO Y MATERIALES

Pejey Arapa Mamani
INGENIERO DE LABORATORIO
CIP. 24654323





6.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar el tipo de suelo existente en la zona del proyecto para cada estructura de cimentación prevista, además se recomienda considerar un suelo de consistencia blanda a dura para fines del planteamiento de los rendimientos del movimiento de tierras (excavación de zanjas).
- Los resultados del análisis de cimentación serán de aplicación exclusiva del área estudiada.
- Para desplantar la cimentación de las estructuras proyectadas se recomienda realizar a una profundidad no menor de $D_f = 1.50\text{m}$. del nivel del terreno natural existente.
- Se recomienda usar como parámetro de diseño de las estructuras proyectadas de concreto armado y Albañilería Confinada a una capacidad portante del terreno de $q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de $D_f = 1.50\text{m}$. por debajo del terreno natural.
- Para fines de diseño de las estructuras existentes (contemplados en el proyecto) considerar como parámetros sísmicos el contenido del cuadro del ítem de conclusiones del presente estudio de suelos.
- Para las estructuras que requieren cimentación se recomienda realizar durante la ejecución de la obra, la verificación de las características físicas del suelo de fundación (consistencia y humedad) y la capacidad portante.

Juliaca, Junio del 2017

LABORATORIO DE SUELOS MATERIALES

GERMAN D. CHACON ROSELLO
ING. CIVIL - CIP. 178933

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTO Y MATERIALES

8529
Fely Arapa Mamani
INGENIERO DE LABORATORIO
Nº 34954323



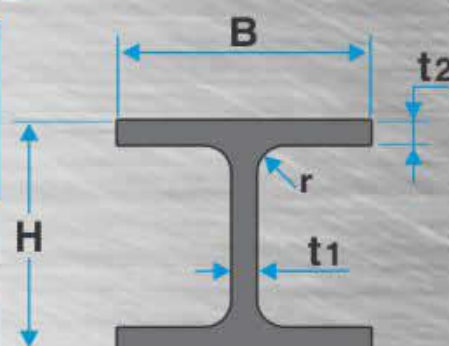
CATALOGOS DE PERFILES DE ACERO

MIROMINA
ACERO DE CALIDAD

Vigas H Alas Anchas (WF) Standard Americano

Fabricadas en Korea y U.S.A.

Propiedades Mecánicas	Norma Técnica	ASTM A36 (Kg/cm ²)	ASTM A36 A572 GR50 (Kg/cm ²)	ASTM A992 (Kg/cm ²)
Límite de Fluencia (mín.)		2530	3520	650
Resistencia a la Tracción		4100	4590-5620	500-650
Fluencia / Tracción máx.		--	--	0.85



Más de 50 medidas en STOCK



DIMENSIONES
medidas disponibles desde
4" x 13 lbs/pie
hasta
18" x 76 lbs/pie
de **20', 30', 40'** pies de largo

Nuestros productos cuentan con certificado de calidad



Aceros Miromina

Telf.: (511) 512 3376
ventasacero@molicom.com.pe

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS **AA**
Su Centro del Hierro y el Acero

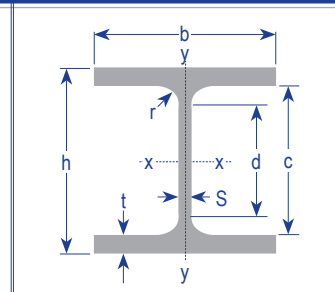


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																	
PERFILES WF	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																
	DIMENSIONES								PROPIEDADES ELASTICAS							MODULO PLASTICO	
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS		AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y				Zx	Zy
DESIGNACION	h	s	b	t	r	c	d	cm ²	kg/mt	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	cm ³	cm ³
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
WF 4 X 13	102.00	6.50	100.00	9.40	6.00	83.20	71.20	24.50	19.35	441.00	86.40	4.24	157.00	31.40	2.53	99.50	48.00
WF 4 X 13.8	102.00	8.00	102.00	9.40	6.00	83.20	71.20	26.10	20.54	456.00	89.40	4.18	167.00	32.70	2.53	104.00	50.40
WF 4 X 16.3	107.00	7.90	100.00	12.00	6.00	83.00	71.00	30.90	24.26	587.00	110.00	4.36	200.00	40.10	2.55	129.00	61.50
WF 5 X 16	127.00	6.10	127.00	9.10	8.00	108.80	92.80	30.30	23.81	886.00	139.00	5.41	311.00	49.00	3.20	157.00	74.70
WF 5 X 19	131.00	6.90	128.00	10.90	8.00	109.00	93.20	36.00	28.28	1.099.00	168.00	5.53	381.00	59.60	3.26	191.00	90.90
WF 6 X 9	150.00	4.30	100.00	5.50	6.00	139.00	127.00	17.30	13.50	685.50	91.40	6.29	91.80	18.36	2.30	102.40	28.26
WF 6 X 12	153.00	5.80	102.00	7.10	6.00	138.40	126.40	22.90	18.00	915.90	122.10	6.33	125.90	25.37	2.36	138.60	39.29
WF 6 X 16	160.00	6.60	102.00	10.30	6.00	139.40	127.40	30.60	24.00	1.342.00	167.80	6.63	182.60	35.80	2.45	191.50	55.24
WF 6 X 15	152.00	5.80	152.00	6.60	6.00	138.80	126.80	28.40	22.32	1.205.00	159.00	6.51	387.00	50.90	3.69	176.00	77.50
WF 6 X 20	157.00	6.60	153.00	9.30	6.00	138.40	126.40	37.90	29.76	1.714.00	218.00	6.73	556.00	72.60	3.83	244.00	111.00
WF 6 X 25	162.00	8.10	154.00	11.60	6.00	138.80	126.80	47.30	37.20	2.219.00	274.00	6.85	707.00	91.80	3.87	310.00	140.00
WF 8 X 10	200.00	4.30	100.00	5.20	8.00	189.60	173.60	19.10	15.00	1.280.00	128.00	8.18	86.89	17.38	2.13	145.20	27.10
WF 8 X 13	203.00	5.80	102.00	6.50	8.00	190.00	174.00	24.80	19.30	1.662.00	163.70	8.17	115.40	22.63	2.15	188.10	35.69
WF 8 X 15	206.00	6.20	102.00	8.00	8.00	190.00	174.00	28.60	22.50	2.004.00	194.50	8.36	142.00	27.85	2.22	222.80	43.72
WF 8 X 14	203.00	5.00	133.00	6.40	8.00	190.20	174.20	27.08	21.00	1.980.00	195.10	8.55	251.30	37.78	3.05	217.70	58.03
WF 8 X 18	207.00	5.80	133.00	8.40	8.00	190.20	174.20	33.90	26.79	2.585.00	250.00	8.73	330.00	49.60	3.12	279.00	76.20
WF 8 X 21	210.00	6.40	134.00	10.20	8.00	189.60	173.60	40.00	31.25	3.124.00	299.00	8.86	410.00	61.10	3.20	336.00	93.80
WF 8 X 24	201.00	6.20	165.00	10.20	10.00	180.60	160.60	45.70	35.72	3.437.00	342.00	8.67	764.00	92.60	4.09	379.00	141.00
WF 8 X 28	205.00	7.20	166.00	11.80	10.00	181.40	161.40	53.10	41.67	4.086.00	399.00	8.77	900.00	108.00	4.12	445.00	165.00
WF 8 X 31	203.00	7.20	203.00	11.00	10.00	181.00	161.00	58.60	46.13	4.543.00	448.00	8.81	1.535.00	151.00	5.12	495.00	229.00
WF 8 X 35	206.00	7.90	204.00	12.60	10.00	180.80	160.80	66.50	52.09	5.270.00	512.00	8.90	1.784.00	175.00	5.18	569.00	266.00
WF 8 X 40	210.00	9.10	205.00	14.20	10.00	181.60	161.60	75.60	59.53	6.111.00	582.00	8.99	2.040.00	199.00	5.20	653.00	303.00
WF 8 X 48	216.00	10.20	206.00	17.40	10.00	181.20	161.20	91.00	71.43	7.660.00	709.00	9.17	2.537.00	246.00	5.28	803.00	375.00
WF 8 X 58	222.00	13.00	209.00	20.60	10.00	180.80	160.80	110.00	86.31	9.469.00	853.00	9.26	3.138.00	300.00	5.33	981.00	458.00
WF 8 X 67	229.00	14.50	210.00	23.70	10.00	181.60	161.60	127.00	99.71	11.330.00	989.00	9.45	3.664.00	349.00	5.38	1.149.00	533.00
WF 10 X 12	251.00	4.80	101.00	5.30	8.00	240.40	224.40	22.80	17.90	2.252.00	179.50	9.92	91.34	18.09	2.00	207.80	28.67
WF 10 X 15	254.00	5.80	102.00	6.90	8.00	240.20	224.20	28.50	22.30	2.901.00	228.40	10.06	122.60	24.03	2.07	264.60	38.20
WF 10 X 17	257.00	6.10	102.00	8.40	8.00	240.20	224.20	32.20	25.30	3.430.00	266.90	10.30	149.20	29.25	2.15	307.50	46.20
WF 10 X 19	260.00	6.40	102.00	10.00	8.00	240.00	224.00	36.30	28.40	3.998.00	307.50	10.51	177.50	34.81	2.21	352.90	54.71
WF 10 X 16	253.00	5.00	145.00	6.40	8.00	240.20	224.20	31.12	24.00	3.477.00	274.80	10.57	325.60	44.90	3.23	307.50	69.02
WF 10 X 22	258.00	6.10	146.00	9.10	8.00	239.80	223.80	41.70	32.74	4.895.00	379.00	10.80	473.00	64.70	3.36	425.00	99.50
WF 10 X 26	262.00	6.60	147.00	11.20	8.00	239.60	223.60	49.30	38.69	6.014.00	459.00	11.00	594.00	80.80	3.47	514.00	124.00
WF 10 X 30	266.00	7.60	148.00	13.00	8.00	240.00	224.00	57.30	44.65	7.115.00	535.00	11.10	703.00	95.10	3.50	603.00	146.00
WF 10 X 33	247.00	7.40	202.00	11.00	13.00	225.00	199.00	62.50	49.11	7.069.00	572.00	10.60	1.513.00	150.00	4.92	634.00	228.00
WF 10 X 39	252.00	8.00	203.00	13.50	13.00	225.00	199.00	74.30	58.04	8.736.00	693.00	10.80	1.884.00	186.00	5.04	771.00	283.00
WF 10 X 45	257.00	8.90	204.00	15.70	13.00	225.60	199.60	85.60	66.97	10.360.00	807.00	11.00	2.224.00	218.00	5.10	902.00	332.00
WF 10 X 49	253.00	8.60	254.00	14.20	13.00	224.60	198.60	92.90	72.92	11.280.00	892.00	11.00	3.880.00	306.00	6.46	986.00	463.00
WF 10 X 54	256.00	9.40	255.00	15.60	13.00	224.80	198.80	102.00	80.36	12.570.00	982.00	11.10	4.314.00	338.00	6.50	1.091.00	513.00
WF 10 X 60	260.00	10.70	256.00	17.30	13.00	225.40	199.40	114.00	89.29	14.260.00	1.097.00	11.20	4.841.00	378.00	6.51	1.227.00	575.00

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS 
Su Centro del Hierro y el Acero

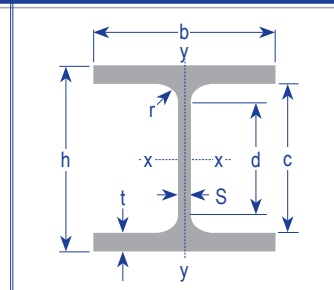


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																	
PERFILES WF	DIMENSIONES								DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO								
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			AREA	PESO	PROPIEDADES ELASTICAS						MODULO PLASTICO	
	h	s	b	t	r	c	d	cm2	kg/mt	EJE X-X			EJE Y-Y			Zx	Zy
DESIGNACION	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	cm3	cm3
WF 10 X 68	264.00	11.90	257.00	19.60	13.00	224.80	198.80	129.00	101.20	16.380.00	1.241.00	11.30	5.549.00	432.00	6.56	1.397.00	657.00
WF 10 X 77	269.00	13.50	259.00	22.10	13.00	224.80	198.80	146.00	114.59	18.940.00	1.409.00	11.40	6.405.00	495.00	6.62	1.600.00	753.00
WF 10 X 88	275.00	15.40	261.00	25.10	13.00	224.80	198.80	167.00	130.96	22.160.00	1.611.00	11.50	7.446.00	571.00	6.68	1.848.00	870.00
WF 10 X 100	282.00	17.30	263.00	28.40	13.00	225.20	199.20	190.00	148.82	25.940.00	1.840.00	11.70	8.622.00	656.00	6.74	2.129.00	1.001.00
WF 10 X 112	289.00	19.20	265.00	31.80	13.00	225.40	199.40	213.00	166.67	30.020.00	2.078.00	11.90	9.879.00	746.00	6.81	2.427.00	1.139.00
WF 12 X 14	303.00	5.10	101.00	5.70	8.00	291.60	275.60	26.80	21.00	3.708.00	244.80	11.75	98.31	19.47	1.91	287.10	31.19
WF 12 X 16	305.00	5.60	101.00	6.70	8.00	291.60	275.60	30.40	23.80	4.280.00	280.70	11.87	115.60	22.89	1.95	328.60	36.70
WF 12 X 19	309.00	6.00	102.00	8.90	8.00	291.20	275.20	35.90	28.30	5.431.00	351.50	12.27	158.10	30.99	2.09	406.90	49.15
WF 12 X 22	313.00	6.60	102.00	10.80	8.00	291.40	275.40	41.80	32.70	6.507.00	415.80	12.47	191.90	37.62	2.14	480.90	59.63
WF 12 X 21	306.00	5.00	164.00	7.40	8.00	291.20	275.20	39.38	31.00	6.554.00	428.40	12.90	544.40	66.39	3.72	476.30	101.60
WF 12 X 26	310.00	5.80	165.00	9.70	8.00	290.60	274.60	49.40	38.69	8.518.00	550.00	13.10	727.00	88.10	3.84	611.00	135.00
WF 12 X 30	313.00	6.60	166.00	11.20	8.00	290.60	274.60	56.90	44.65	9.934.00	635.00	13.20	855.00	103.00	3.88	708.00	158.00
WF 12 X 35	317.00	7.60	167.00	13.20	8.00	290.60	274.60	66.70	52.09	11.850.00	747.00	13.30	1.026.00	123.00	3.92	838.00	189.00
WF 12 X 40	303.00	7.50	203.00	13.10	15.00	276.80	246.80	75.88	60.00	12.860.00	848.90	13.02	1.829.00	180.20	4.91	940.70	275.20
WF 12 X 45	306.00	8.50	204.00	14.60	15.00	276.80	246.80	85.03	67.00	14.510.00	948.40	13.06	2.069.00	202.80	4.93	1.057.00	310.30
WF 12 X 50	310.00	9.40	205.00	16.30	15.00	277.40	247.40	94.84	74.00	16.450.00	1.061.00	13.17	2.344.00	228.70	4.97	1.188.00	350.20
WF 12 X 53	306.00	8.80	254.00	14.60	15.00	276.80	246.80	100.00	78.87	17.670.00	1.155.00	13.30	3.990.00	314.00	6.30	1.275.00	478.00
WF 12 X 58	310.00	9.10	254.00	16.30	15.00	277.40	247.40	110.00	86.00	19.850.00	1.280.00	13.43	4.455.00	350.80	6.36	1.417.00	533.10
WF 12 X 65	308.00	9.90	305.00	15.40	15.00	277.20	247.20	123.00	96.73	22.240.00	1.444.00	13.40	7.286.00	478.00	7.69	1.591.00	725.00
WF 12 X 72	311.00	10.90	306.00	17.00	15.00	277.00	247.00	136.00	107.15	24.790.00	1.594.00	13.50	8.123.00	531.00	7.72	1.765.00	806.00
WF 12 X 79	314.00	11.90	307.00	18.70	15.00	276.60	246.60	150.00	117.57	27.510.00	1.753.00	13.60	9.024.00	588.00	7.76	1.949.00	893.00
WF 12 X 87	318.00	13.10	308.00	20.60	15.00	276.80	246.80	165.00	129.47	30.770.00	1.935.00	13.70	10.040.00	652.00	7.80	2.164.00	991.00
WF 12 X 96	323.00	14.00	309.00	22.90	15.00	277.20	247.20	182.00	142.86	34.760.00	2.153.00	13.80	11.270.00	729.00	7.86	2.419.00	1.109.00
WF 12 X 106	327.00	15.50	310.00	25.10	15.00	276.80	246.80	200.00	157.75	38.630.00	2.363.00	13.90	12.470.00	805.00	7.89	2.672.00	1.225.00
WF 12 X 120	333.00	18.00	313.00	28.10	15.00	276.80	246.80	228.00	178.58	44.530.00	2.675.00	14.00	14.380.00	919.00	7.95	3.053.00	1.401.00
WF 12 X 136	341.00	20.10	315.00	31.70	15.00	277.60	247.60	257.00	202.39	51.870.00	3.042.00	14.20	16.540.00	1.050.00	8.01	3.502.00	1.603.00
WF 12 X 152	348.00	22.10	317.00	35.60	15.00	276.80	246.80	289.00	226.20	59.560.00	3.423.00	14.40	18.930.00	1.194.00	8.10	3.975.00	1.825.00
WF 12 x 170	356.00	24.40	319.00	39.60	15.00	276.80	246.80	322.00	252.99	66.230.00	3.833.00	14.60	21.460.00	1.346.00	8.16	4.490.00	2.059.00
WF 12 x 190	365.00	26.90	322.00	44.10	15.00	276.80	246.80	360.00	282.75	78.680.00	4.311.00	14.80	24.590.00	1.527.00	8.26	5.096.00	2.340.00
WF 12 x 210	374.00	30.00	325.00	48.30	15.00	277.40	247.40	399.00	312.52	89.560.00	4.789.00	15.00	27.700.00	1.705.00	8.33	5.716.00	2.617.00
WF 12 x 230	382.00	32.60	328.00	52.60	15.00	276.80	246.80	437.00	342.28	100.500.00	5.262.00	15.20	31.020.00	1.892.00	8.42	6.334.00	2.907.00
WF 12 x 252	391.00	35.40	330.00	57.20	15.00	276.60	246.60	477.00	375.02	112.800.00	5.769.00	15.40	34.370.00	2.083.00	8.49	7.004.00	3.205.00
WF 12 x 279	403.00	38.90	334.00	62.70	15.00	277.60	247.60	529.00	415.20	129.900.00	6.448.00	15.70	39.080.00	2.340.00	8.60	7.902.00	3.607.00
WF 12 x 305	415.00	41.30	336.00	68.70	15.00	277.60	247.60	578.00	453.89	147.900.00	7.130.00	16.00	43.610.00	2.596.00	8.66	8.816.00	4.001.00
WF 12 x 336	427.00	45.10	340.00	75.10	15.00	276.80	246.80	637.00	500.02	168.800.00	7.907.00	16.30	49.420.00	2.907.00	8.61	9.875.00	4.487.00
WF 14 X 22	349.00	5.80	127.00	8.50	10.00	332.00	312.00	41.90	32.90	8.258.00	473.20	14.07	291.00	45.82	2.64	541.50	71.80
WF 14 X 26	353.00	6.50	128.00	10.70	10.00	331.60	311.60	49.60	39.00	10.231.00	579.70	14.33	375.00	58.60	2.74	661.50	91.60
WF 14 X 30	352.00	6.90	171.00	9.80	10.00	332.40	312.40	57.30	44.65	12.160.00	691.00	14.60	818.00	95.70	3.78	778.00	148.00
WF 14 X 34	355.00	7.20	171.00	11.60	10.00	331.80	311.80	64.40	50.60	14.120.00	796.00	14.80	968.00	113.00	3.88	893.00	174.00
WF 14 X 38	358.00	7.90	172.00	13.10	10.00	331.80	311.80	72.10	56.55	16.040.00	896.00	14.90	1.113.00	129.00	3.93	1.009.00	199.00
WF 14 X 43	347.00	7.70	203.00	13.50	15.00	320.00	290.00	81.30	64.00	17.830.00	1.027.00	14.80	1.885.00	185.70	4.81	1.141.00	284.30
WF 14 X 48	350.00	8.60	204.00	15.10	15.00	319.80	289.80	91.00	72.00	20.100.00	1.149.00	14.86	2.140.00	209.80	4.85	1.282.00	321.60
WF 14 X 53	354.00	9.40	205.00	16.80	15.00	320.40	290.40	101.00	79.00	22.650.00	1.280.00	14.98	2.416.00	235.70	4.89	1.433.00	361.60
WF 14 X 61	353.00	9.50	254.00	16.40	15.00	320.20	290.20	116.00	90.76	26.690.00	1.512.00	15.20	4.483.00	353.00	6.23	1.676.00	538.00
WF 14 X 68	357.00	10.50	255.00	18.30	15.00	320.40	290.40	129.00	101.20	30.150.00	1.689.00	15.30	5.062.00	397.00	6.27	1.880.00	605.00
WF 14 X 74	360.00	11.40	256.00	19.90	15.00	320.20	290.20	140.00	110.12	33.090.00	1.838.00	15.40	5.570.00	435.00	6.30	2.055.00	664.00
WF 14 X 82	363.00	13.00	257.00	21.70	15.00	319.60	289.60	155.00	122.03	36.530.00	2.013.00	15.40	6.147.00	478.00	6.30	2.266.00	732.00

Perfiles

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS 
Su Centro del Hierro y el Acero

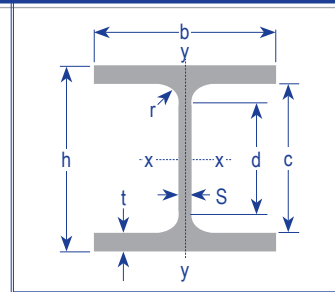


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																			
PERFILES WF	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																		
	DIMENSIONES								PROPIEDADES ELASTICAS								MODULO PLASTICO		CONS TORS
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS				AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y					
DESIGNACION	h	s	b	t	r	c	d	cm2			kg/mt	lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	Zx	Zy
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4	
WF 14 X 90	356.00	11.20	369.00	18.00	15.00	320.00	290.00	171.00	133.93	41.510.00	2.332.00	15.60	15.080.00	817.00	9.40	2.562.00	1.237.00	169.00	
WF 14 X 99	360.00	12.30	370.00	19.80	15.00	320.40	290.40	188.00	147.33	46.290.00	2.572.00	15.70	16.720.00	904.00	9.43	2.838.00	1.369.00	224.00	
WF 14 X 109	364.00	13.30	371.00	21.80	15.00	320.40	290.40	206.00	162.21	51.540.00	2.832.00	15.80	18.560.00	1.001.00	9.49	3.139.00	1.516.00	296.00	
WF 14 X 120	368.00	15.00	373.00	23.90	15.00	320.20	290.20	228.00	178.58	57.440.00	3.122.00	15.90	20.680.00	1.109.00	9.52	3.482.00	1.683.00	394.00	
WF 14 X 132	372.00	16.40	374.00	26.20	15.00	319.60	289.60	250.00	196.44	63.630.00	3.421.00	15.90	22.860.00	1.222.00	9.56	3.837.00	1.856.00	517.00	
WF 14 X 145	375.00	17.30	394.00	27.70	15.00	319.60	289.60	275.00	215.78	71.140.00	3.794.00	16.10	28.250.00	1.434.00	10.10	4.262.00	2.176.00	637.00	
WF 14 X 159	380.00	18.90	395.00	30.20	15.00	319.60	289.60	301.00	236.62	78.780.00	4.146.00	16.20	31.040.00	1.572.00	10.20	4.686.00	2.387.00	625.00	
WF 14 X 176	387.00	21.10	396.00	33.30	15.00	320.40	290.40	335.00	261.92	89.410.00	4.620.00	16.30	35.020.00	1.760.00	10.20	5.260.00	2.676.00	1.116.00	
WF 14 X 193	393.00	22.60	399.00	36.60	15.00	319.80	289.80	366.00	287.22	99.710.00	5.074.00	16.50	38.780.00	1.944.00	10.30	5.813.00	2.957.00	1.464.00	
WF 14 X 211	399.00	24.90	401.00	39.60	15.00	319.80	289.80	399.00	314.00	110.200.00	5.525.00	16.60	42.600.00	2.125.00	10.30	6.374.00	3.236.00	1.870.00	
WF 14 X 233	407.00	27.20	404.00	43.70	15.00	319.80	289.80	442.00	346.74	124.900.00	6.140.00	16.80	48.090.00	2.380.00	10.40	7.139.00	3.629.00	2.510.00	
WF 14 X 257	416.00	29.80	406.00	48.00	15.00	320.00	290.00	487.00	382.46	141.300.00	6.794.00	17.00	53.620.00	2.641.00	10.50	7.965.00	4.031.00	3.326.00	
WF 14 X 283	425.00	32.80	409.00	52.60	15.00	319.80	289.80	537.00	421.15	159.600.00	7.510.00	17.20	60.080.00	2.938.00	10.60	8.880.00	4.489.00	4.396.00	
WF 14 X 311	435.00	35.80	412.00	57.40	15.00	320.20	290.20	590.00	462.82	180.200.00	8.263.00	17.50	67.040.00	3.254.00	10.70	9.878.00	4.978.00	5.735.00	
WF 14 X 342	446.00	39.10	416.00	62.70	15.00	320.60	290.60	649.00	508.95	204.500.00	9.172.00	17.80	75.400.00	3.625.00	10.80	11.030.00	5.552.00	7.513.00	
WF 14 X 370	455.00	42.00	418.00	67.60	15.00	319.80	289.80	701.00	550.62	226.100.00	9.939.00	18.00	82.490.00	3.947.00	10.80	12.050.00	6.051.00	9.410.00	
WF 14 X 398	465.00	45.00	421.00	72.30	15.00	320.40	290.40	755.00	592.29	250.200.00	10.760.00	18.20	90.170.00	4.284.00	10.90	13.140.00	6.574.00	11.560.00	
WF 14 X 426	474.00	47.60	424.00	77.10	15.00	319.80	289.80	808.00	633.96	274.200.00	11.570.00	18.40	98.250.00	4.634.00	11.00	14.220.00	7.117.00	14.020.00	
WF 14 X 455	483.00	51.20	428.00	81.50	15.00	320.00	290.00	863.00	677.12	299.500.00	12.400.00	18.60	106.900.00	4.994.00	11.10	15.350.00	7.680.00	16.790.00	
WF 14 X 500	498.00	55.60	432.00	88.90	15.00	320.20	290.20	948.00	744.08	342.100.00	13.740.00	19.00	119.900.00	5.552.00	11.20	17.170.00	8.549.00	21.840.00	
WF 14 X 550	514.00	60.50	437.00	97.00	15.00	320.00	290.00	1.043.00	818.49	392.200.00	15.260.00	19.40	135.500.00	6.203.00	11.40	19.260.00	9.561.00	28.510.00	
WF 14 X 605	531.00	65.90	442.00	106.00	15.00	319.00	289.00	1.149.00	900.34	450.200.00	16.960.00	19.80	153.300.00	6.938.00	11.60	21.620.00	10.710.00	37.350.00	
WF 14 X 665	550.00	71.90	448.00	115.00	15.00	320.00	290.00	1.262.00	989.63	518.900.00	18.870.00	20.30	173.400.00	7.739.00	11.70	24.280.00	11.960.00	48.210.00	
WF 14 X 730	569.00	78.00	454.00	125.00	15.00	319.00	289.00	1.386.00	1.086.36	595.700.00	20.940.00	20.70	196.200.00	8.645.00	11.90	27.210.00	13.380.00	62.290.00	
WF 16 X 26	399.00	6.40	140.00	8.80	10.00	381.40	361.40	49.50	38.80	12.620.00	632.60	15.93	403.50	57.65	2.85	727.80	90.55	11.17	
WF 16 X 31	403.00	7.00	140.00	11.20	10.00	380.60	360.60	58.80	46.10	15.550.00	771.90	16.26	513.60	73.37	2.95	883.60	114.90	19.25	
WF 16 X 36	403.00	7.50	177.00	10.90	10.00	381.20	361.20	68.00	53.57	18.600.00	923.00	16.50	1.009.00	114.00	3.65	1.045.00	177.00	22.80	
WF 16 X 40	407.00	7.70	178.00	12.80	10.00	381.40	361.40	75.80	59.53	21.570.00	1.060.00	16.90	1.205.00	135.00	3.99	1.194.00	209.00	32.80	
WF 16 X 45	410.00	8.80	179.00	14.40	10.00	381.20	361.20	86.00	66.97	24.550.00	1.197.00	16.90	1.379.00	154.00	4.01	1.356.00	239.00	47.10	
WF 16 X 50	413.00	9.70	180.00	16.00	10.00	381.00	361.00	95.40	74.41	27.480.00	1.331.00	17.00	1.559.00	173.00	4.04	1.512.00	269.00	64.00	
WF 16 X 57	417.00	10.90	181.00	18.20	10.00	380.60	360.60	108.00	84.63	31.530.00	1.512.00	17.10	1.803.00	199.00	4.08	1.725.00	310.00	93.10	
WF 16 X 67	415.00	10.00	260.00	16.90	10.00	381.20	361.20	127.00	99.71	39.760.00	1.916.00	17.70	4.954.00	381.00	6.25	2.129.00	581.00	99.70	
WF 16 X 77	420.00	11.60	261.00	19.30	10.00	381.40	361.40	146.00	114.59	46.140.00	2.197.00	17.80	5.725.00	439.00	6.27	2.456.00	671.00	149.00	
WF 16 X 89	425.00	13.30	263.00	22.20	10.00	380.60	360.60	168.00	132.45	53.830.00	2.533.00	17.90	6.739.00	512.00	6.33	2.850.00	785.00	227.00	
WF 16 X 100	431.00	14.90	265.00	25.00	10.00	381.00	361.00	190.00	148.82	61.840.00	2.870.00	18.00	7.765.00	586.00	6.39	3.247.00	900.00	324.00	
WF 18 X 35	450.00	7.60	152.00	10.80	10.00	428.40	408.40	66.20	52.09	21.200.00	942.00	17.90	634.00	83.40	3.09	1.088.00	131.00	21.20	
WF 18 X 40	455.00	8.00	153.00	13.30	10.00	428.40	408.40	75.80	59.53	25.480.00	1.120.00	18.30	796.00	104.00	3.24	1.284.00	163.00	33.60	
WF 18 X 46	459.00	9.10	154.00	15.40	10.00	428.20	408.20	87.30	68.46	29.680.00	1.293.00	18.40	941.00	122.00	3.28	1.487.00	192.00	51.10	
WF 18 X 41	450.00	8.10	189.00	10.80	10.00	428.40	408.40	76.40	61.00	25.380.00	1.128.00	18.23	1.217.50	128.80	3.99	1.286.00	200.50	26.02	
WF 18 X 45	454.00	8.50	190.00	12.70	10.00	428.60	408.60	85.50	67.00	29.470.00	1.298.00	18.56	1.454.40	153.10	4.12	1.473.00	237.50	37.46	
WF 18 X 50	457.00	9.00	190.00	14.50	10.00	428.00	408.00	94.50	74.41	33.250.00	1.455.00	18.80	1.661.00	175.00	4.19	1.649.00	271.00	51.90	
WF 18 X 55	460.00	9.90	191.00	16.00	10.00	428.00	408.00	104.00	81.85	36.990.00	1.608.00	18.80	1.862.00	195.00	4.22	1.828.00	303.00	69.50	
WF 18 X 60	463.00	10.50	192.00	17.70	10.00	427.60	407.60	114.00	89.29	40.940.00	1.768.00	19.00	2.093.00	218.00	4.29	2.011.00	339.00	91.10	
WF 18 X 65	466.00	11.40	193.00	19.00	10.00	428.00	408.00	123.00	96.73	44.490.00	1.909.00	19.00	2.280.00	237.00	4.31	2.179.00	368.00	114.00	
WF 18 X 71	469.00	12.60	194.00	20.60	10.00	427.80	407.80	135.00	105.66	48.810.00	2.081.00	19.00	2.515.00	259.00	4.32	2.387.00	405.00	147.00	

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS 
Su Centro del Hierro y el Acero

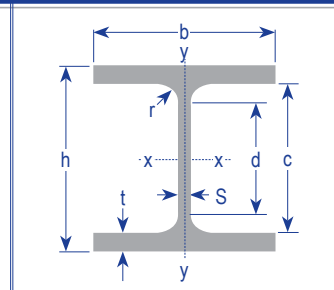


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																			
PERFILES WF		DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																	
		DIMENSIONES							PROPIEDADES ELASTICAS							MODULO PLASTICO		CONS TORS	
DESIGNACION	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y			Zx	Zy	Jt	
	h	s	b	t	r	c	d			lx	Sx	rx	ly	Sy	ry				cm3
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/mt	cm4	cm3	cm	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4
WF 18 X 76	463.00	10.80	280.00	17.30	10.00	428.40	408.40	144.00	113.10	55.600.00	2.402.00	19.60	6.335.00	452.00	6.63	2.673.00	691.00	119.00	
WF 18 X 86	467.00	12.20	282.00	19.60	10.00	427.80	407.80	164.00	127.98	63.700.00	2.728.00	19.70	7.333.00	520.00	6.70	3.049.00	796.00	173.00	
WF 18 X 97	472.00	13.60	283.00	22.10	10.00	427.80	407.80	184.00	144.35	72.610.00	3.076.00	19.90	8.358.00	591.00	6.74	3.454.00	906.00	246.00	
WF 18 X 106	476.00	15.00	284.00	23.90	10.00	428.20	408.20	201.00	157.75	79.630.00	3.346.00	19.90	9.137.00	643.00	6.74	3.774.00	989.00	314.00	
WF 18 X 119	482.00	16.60	286.00	26.90	10.00	428.20	408.20	226.00	177.09	91.010.00	3.776.00	20.10	10.510.00	735.00	6.82	4.280.00	1.131.00	445.00	
WF 18 X 130	489.00	17.00	283.00	30.50	10.00	428.00	408.00	246.00	193.46	102.400.00	4.186.00	20.40	11.540.00	816.00	6.85	4.754.00	1.253.00	607.00	
WF 18 X 143	495.00	18.50	285.00	33.50	10.00	428.00	408.00	271.00	212.81	114.300.00	4.619.00	20.50	12.950.00	909.00	6.91	5.272.00	1.398.00	803.00	
WF 18 X 158	501.00	20.60	287.00	36.60	10.00	427.80	407.80	299.00	235.13	127.300.00	5.083.00	20.60	14.450.00	1.007.00	6.95	5.839.00	1.554.00	1.059.00	
WF 18 X 175	509.00	22.60	289.00	40.40	10.00	428.20	408.20	331.00	260.43	143.700.00	5.646.00	20.80	16.300.00	1.128.00	7.01	6.525.00	1.743.00	1.423.00	
WF 18 X 192	517.00	24.40	291.00	44.40	10.00	428.20	408.20	364.00	285.73	161.100.00	6.231.00	21.00	18.290.00	1.257.00	7.09	7.243.00	1.945.00	1.877.00	
WF 18 X 211	525.00	26.90	293.00	48.50	10.00	428.00	408.00	400.00	314.00	179.800.00	6.851.00	21.20	20.400.00	1.393.090	7.14	8.021.00	2.161.00	2.461.00	
WF 18 X 234	535.00	29.50	296.00	53.60	10.00	427.80	407.80	444.00	348.23	204.200.00	7.635.00	21.40	23.260.00	1.572.00	7.24	9.006.00	2.443.00	3.323.00	
WF 18 X 258	545.00	32.50	299.00	58.40	10.00	428.20	408.20	489.00	383.95	229.400.00	8.417.00	21.70	26.140.00	1.749.00	7.31	10.000.00	2.725.00	4.339.00	
WF 18 X 283	555.00	35.60	302.00	63.50	10.00	428.00	408.00	537.00	421.15	256.600.00	9.246.00	21.90	29.310.00	1.941.00	7.39	11.070.00	3.033.00	5.621.00	
WF 18 X 311	567.00	38.60	305.00	69.60	10.00	427.80	407.80	591.00	462.82	289.900.00	10.230.00	22.20	33.120.00	2.172.00	7.49	12.340.00	3.398.00	7.385.00	
WF 21 X 44	525.00	8.90	165.00	11.40	13.00	502.20	476.20	83.80	65.48	35100.00	1337.00	20.50	857.00	104.00	3.20	1563.00	166.00	33.30	
WF 21 X 50	529.00	9.70	166.00	13.60	13.00	501.80	475.80	95.30	74.41	41100.00	1554.00	20.80	1042.00	125.00	3.31	1810.00	200.00	49.20	
WF 21 X 57	535.00	10.30	166.00	16.50	13.00	502.00	476.00	108.00	84.83	48580.00	1816.00	21.20	1264.00	152.00	3.42	2105.00	242.00	74.50	
WF 21 X 62	533.00	10.20	209.00	15.60	13.00	501.80	475.80	118.00	92.27	55.290.00	2.075.00	21.70	2.379.00	228.00	4.49	2.365.00	355.00	77.20	
WF 21 X 68	537.00	10.90	210.00	17.40	13.00	502.20	476.20	129.00	101.20	61.740.00	2.300.00	21.90	2.692.00	256.00	4.56	2.622.00	400.00	103.00	
WF 21 X 73	539.00	11.60	211.00	18.80	13.00	501.40	475.40	139.00	108.64	66.770.00	2.478.00	21.90	2.951.00	280.00	4.61	2.829.00	437.00	128.00	
WF 21 X 83	544.00	13.10	212.00	21.20	13.00	501.60	475.60	157.00	123.52	76.120.00	2.799.00	22.00	3.377.00	319.00	4.64	3.210.00	499.00	183.00	
WF 21 X 93	549.00	14.70	214.00	23.60	13.00	501.80	475.80	176.00	138.40	86.120.00	3.138.00	22.10	3.870.00	362.00	4.69	3.615.00	569.00	254.00	
WF 21 X 101	543.00	12.70	312.00	20.30	13.00	502.40	476.40	192.00	150.30	100.900.00	3.716.00	22.90	10.290.00	659.00	7.32	4.148.00	1.010.00	218.00	
WF 21 X 111	546.00	14.00	313.00	22.20	13.00	501.60	475.60	211.00	165.19	111.000.00	4.066.00	23.00	11.360.00	726.00	7.34	4.556.00	1.113.00	286.00	
WF 21 X 122	551.00	15.20	315.00	24.40	13.00	502.20	476.20	232.00	181.56	123.600.00	4.486.00	23.10	12.730.00	808.00	7.41	5.042.00	1.241.00	378.00	
WF 21 X 132	554.00	16.50	316.00	26.30	13.00	501.40	475.40	250.00	196.44	134.000.00	4.839.00	23.10	13.850.00	877.00	7.44	5.459.00	1.349.00	475.00	
WF 21 X 147	560.00	18.30	318.00	29.20	13.00	501.60	475.60	279.00	218.76	151.100.00	5.396.00	23.30	15.680.00	986.00	7.50	6.116.00	1.520.00	650.00	
WF 21 X 166	571.00	19.00	315.00	34.50	13.00	502.00	476.00	314.00	247.04	177.500.00	6.219.00	23.80	18.000.00	1.143.00	7.57	7.063.00	1.759.00	986.00	
WF 21 X 182	577.00	21.10	317.00	37.60	13.00	501.80	475.80	346.00	270.85	196.800.00	6.821.00	23.90	20.000.00	1.262.00	7.61	7.793.00	1.947.00	1.289.00	
WF 21 X 201	585.00	23.10	319.00	41.40	13.00	502.20	476.20	382.00	299.12	220.800.00	7.548.00	24.10	22.450.00	1.408.00	7.67	8.672.00	2.176.00	1.718.00	
WF 21 X 223	593.00	25.40	322.00	45.50	13.00	502.00	476.00	422.00	331.86	247.800.00	8.356.00	24.20	25.390.00	1.577.00	7.76	9.658.00	2.442.00	2.290.00	
WF 21 X 248	603.00	26.20	324.00	50.50	13.00	502.00	476.00	460.00	369.07	278.900.00	9.252.00	24.60	28.710.00	1.772.00	7.90	10.730.00	2.739.00	3.030.00	
WF 21 X 275	613.00	31.00	327.00	55.60	13.00	501.80	475.80	521.00	409.25	316.900.00	10.340.00	24.70	32.530.00	1.990.00	7.90	12.120.00	3.096.00	4.191.00	
WF 21 X 300	623.00	33.50	330.00	60.50	13.00	502.00	476.00	569.00	446.45	353.300.00	11.340.00	24.90	36.400.00	2.206.00	8.00	13.380.00	3.438.00	5.400.00	
WF 21 X 333	635.00	37.10	334.00	66.50	13.00	502.00	476.00	632.00	495.56	400.600.00	12.620.00	25.20	41.520.00	2.486.00	8.11	15.000.00	3.885.00	7.236.00	
WF 21 X 364	647.00	40.40	337.00	72.40	13.00	502.20	476.20	692.00	541.69	448.400.00	13.860.00	25.50	46.470.00	2.758.00	8.19	16.600.00	4.319.00	9.364.00	
WF 21 X 402	661.00	43.90	340.00	79.50	13.00	502.00	476.00	762.00	598.24	507.000.00	15.340.00	25.80	52.440.00	3.085.00	8.29	18.520.00	4.841.00	12.350.00	
WF 24 X 55	599.00	10.00	178.00	12.80	13.00	573.40	547.40	104.00	81.85	56.030.00	1.871.00	23.20	1.209.00	136.00	3.40	2.199.00	218.00	50.60	
WF 24 X 62	603.00	10.90	179.00	15.00	13.00	573.00	547.00	118.00	92.27	64.680.00	2.145.00	23.50	1.441.00	161.00	3.50	2.515.00	259.00	72.80	
WF 24 X 68	603.00	10.50	228.00	14.90	13.00	573.20	547.20	130.00	101.20	76.410.00	2.534.00	24.30	2.950.00	259.00	4.77	2.902.00	404.00	79.60	
WF 24 X 76	608.00	11.20	228.00	17.30	13.00	573.40	547.40	145.00	113.10	87.600.00	2.882.00	24.60	3.425.00	300.00	4.87	3.292.00	469.00	113.00	
WF 24 X 84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	546.80	159.00	125.01	98.590.00	3.222.00	24.90	3.932.00	343.00	4.97	3.676.00	535.00	156.00	
WF 24 X 94	617.00	13.10	230.00	22.20	13.00	572.60	546.60	179.00	139.89	112.000.00	3.631.00	25.00	4.514.00	393.00	5.03	4.152.00	613.00	220.00	
WF 24 X 103	623.00	14.00	229.00	24.90	13.00	573.20	547.20	196.00	153.00	125.200.00	4.019.00	25.29	4.998.00	436.50	5.05	4.602.00	682.40	297.50	

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS 
Su Centro del Hierro y el Acero

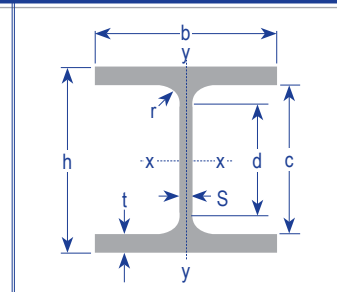


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																		
PERFILES WF	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																	
	DIMENSIONES							PROPIEDADES ELASTICAS							MODULO PLASTICO		CONS TORS	
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y			Zx	Zy	Jt
h	s	b	t	r	c	d	Ix			Sx	rx	Iy	Sy	ry	cm3			
DESIGNACION	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/mt	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4
WF 24 x 104	611.00	12.70	324.00	19.00	13.00	573.00	547.00	197.00	154.77	129.000.00	4.222.00	25.60	10.780.00	666.00	7.39	4.728.00	1.022.00	198.00
WF 24 x 117	616.00	14.00	325.00	21.60	13.00	572.80	546.80	222.00	174.12	147.200.00	4.778.00	25.70	12.370.00	761.00	7.46	5.362.00	1.170.00	283.00
WF 24 x 131	622.00	15.40	327.00	24.40	13.00	573.20	547.20	249.00	194.95	167.900.00	5.398.00	26.00	14.240.00	871.00	7.56	6.074.00	1.340.00	401.00
WF 24 x 146	628.00	16.50	328.00	27.70	13.00	572.60	546.60	278.00	217.27	190.800.00	6.076.00	26.20	16.310.00	995.00	7.67	6.848.00	1.531.00	565.00
WF 24 x 162	635.00	17.90	329.00	31.00	13.00	573.00	547.00	308.00	241.08	215.400.00	6.785.00	26.40	18.430.00	1.120.00	7.74	7.671.00	1.725.00	776.00
WF 24 x 176	641.00	19.00	327.00	34.00	13.00	573.00	547.00	333.00	261.92	236.000.00	7.363.00	26.60	19.850.00	1.214.00	7.72	8.349.00	1.871.00	998.00
WF 24 x 192	647.00	20.60	329.00	37.10	13.00	572.80	546.80	364.00	285.73	260.700.00	8.059.00	26.80	22.060.00	1.341.00	7.79	9.175.00	2.071.00	1.295.00
WF 24 x 207	653.00	22.10	330.00	39.90	13.00	573.20	547.20	391.00	308.05	283.700.00	8.688.00	26.90	23.950.00	1.452.00	7.82	9.929.00	2.245.00	1.608.00
WF 24 x 229	661.00	24.40	333.00	43.90	13.00	573.20	547.20	434.00	340.79	318.300.00	9.630.00	27.10	27.090.00	1.627.00	7.90	11.070.00	2.522.00	2.153.00
WF 24 x 250	669.00	26.40	335.00	48.00	13.00	573.00	547.00	474.00	372.04	353.200.00	10.560.00	27.30	30.170.00	1.801.00	1.98	12.190.00	2.796.00	2.802.00
WF 24 x 279	679.00	29.50	338.00	53.10	13.00	572.80	546.80	529.00	415.20	399.800.00	11.780.00	27.50	34.300.00	2.030.00	8.05	13.690.00	3.160.00	3.824.00
WF 24 x 306	689.00	32.00	340.00	57.90	13.00	573.20	547.20	579.00	455.38	444.500.00	12.900.00	27.70	38.090.00	2.241.00	8.11	15.090.00	3.496.00	4.948.00
WF 24 x 335	699.00	35.10	343.00	63.00	13.00	573.00	547.00	635.00	498.54	494.700.00	14.150.00	27.90	42.580.00	2.483.00	8.19	16.670.00	3.885.00	6.420.00
WF 24 x 370	711.00	38.60	347.00	69.10	13.00	572.80	546.80	702.00	550.62	557.500.00	15.680.00	28.20	48.400.00	2.790.00	8.30	18.600.00	4.377.00	8.525.00
WF 24 x 408	725.00	41.90	351.00	75.90	13.00	573.20	547.20	774.00	607.17	630.700.00	17.400.00	28.50	55.060.00	3.137.00	8.43	20.780.00	4.931.00	11.280.00
WF 24 x 450	739.00	46.00	354.00	83.10	13.00	572.80	546.80	853.00	669.67	709.400.00	19.200.00	28.80	61.920.00	3.498.00	8.52	23.110.00	5.514.00	14.850.00
WF 24 x 492	753.00	50.00	359.00	89.90	13.00	573.20	547.20	934.00	732.18	793.500.00	21.080.00	29.20	69.930.00	3.896.00	8.66	25.550.00	6.155.00	18.980.00
WF 27 x 84	678.00	11.70	253.00	16.30	15.00	645.40	615.40	160.00	125.01	118.500.00	3.495.00	27.20	4.410.00	349.00	5.25	4.009.00	546.00	119.00
WF 27 x 94	684.00	12.40	254.00	18.90	15.00	646.20	616.20	178.00	139.89	136.100.00	3.979.00	27.60	5.174.00	407.00	5.39	4.549.00	636.00	168.00
WF 27 x 102	688.00	13.10	254.00	21.10	15.00	645.80	615.80	194.00	151.79	150.600.00	4.378.00	27.90	5.777.00	455.00	5.46	5.002.00	710.00	221.00
WF 27 x 114	693.00	14.50	256.00	23.60	15.00	645.80	615.80	216.00	169.65	169.900.00	4.904.00	28.00	6.618.00	517.00	5.53	5.618.00	809.00	307.00
WF 27 x 129	702.00	15.50	254.00	27.90	15.00	646.20	616.20	244.00	192.00	197.900.00	5.639.00	28.49	7.643.00	601.80	5.60	6.457.00	941.00	463.20
WF 27 x 146	695.00	15.40	355.00	24.80	15.00	645.40	615.40	277.00	217.27	234.300.00	6.742.00	29.10	18.510.00	1.043.00	8.17	7.566.00	1.603.00	459.00
WF 27 x 161	701.00	16.80	356.00	27.40	15.00	646.20	616.20	306.00	239.59	261.200.00	7.451.00	29.20	20.630.00	1.159.00	8.22	8.386.00	1.784.00	612.00
WF27 x 178	706.00	18.40	358.00	30.20	15.00	645.60	615.60	337.00	264.89	290.300.00	8.223.00	29.40	23.130.00	1.292.00	8.29	9.285.00	1.992.00	817.00
WF 27 x 194	714.00	19.00	356.00	34.00	15.00	646.00	616.00	367.00	288.70	324.700.00	9.096.00	29.80	25.610.00	1.439.00	8.36	10.270.00	2.215.00	1.099.00
WF27 x217	722.00	21.10	359.00	38.10	15.00	645.80	615.80	412.00	322.93	369.500.00	10.240.00	30.00	29.430.00	1.640.00	8.45	11.620.00	2.530.00	1.543.00
WF 27 x 235	728.00	23.10	360.00	40.90	15.00	646.20	616.20	446.00	349.72	401.900.00	11.040.00	30.00	31.870.00	1.771.00	8.46	12.590.00	2.739.00	1.927.00
WF 27 x 258	736.00	24.90	362.00	45.00	15.00	646.00	616.00	489.00	383.95	447.400.00	12.160.00	30.30	35.670.00	1.971.00	8.54	13.920.00	3.052.00	2.541.00
WF 27 x 281	744.00	26.90	364.00	49.00	15.00	646.00	616.00	532.00	418.17	493.900.00	13.280.00	30.50	39.500.00	2.170.00	8.61	15.260.00	3.366.00	3.270.00
WF 27 x 307	752.00	29.50	367.00	53.10	15.00	645.80	615.80	582.00	456.87	545.000.00	14.500.00	30.60	43.890.00	2.392.00	8.68	16.760.00	3.720.00	4.200.00
WF 27 x 336	762.00	32.00	369.00	57.90	15.00	646.20	616.20	636.00	500.02	604.700.00	15.870.00	30.80	48.670.00	2.638.00	8.75	18.450.00	4.111.00	5.433.00
WF 27 x 358	772.00	35.10	372.00	63.00	15.00	646.00	616.00	697.00	532.76	671.400.00	17.390.00	31.00	54.290.00	2.919.00	8.82	20.340.00	4.562.00	7.047.00
WF 27 x 407	784.00	38.60	376.00	69.10	15.00	645.80	615.80	771.00	605.68	754.600.00	19.250.00	31.30	61.540.00	3.273.00	8.93	22.660.00	5.129.00	9.352.00
WF 27 x 448	798.00	41.90	379.00	75.90	15.00	646.20	616.20	848.00	666.70	848.900.00	21.280.00	31.60	69.270.00	3.656.00	9.04	25.210.00	5.739.00	12.330.00
WF 27 x 494	812.00	46.00	383.00	83.10	15.00	645.80	615.80	936.00	735.15	954.400.00	23.510.00	31.90	78.350.00	4.091.00	9.15	28.060.00	6.442.00	16.270.00
WF 27 x 539	826.00	50.00	387.00	89.90	15.00	646.20	616.20	1.021.00	802.12	1.061.700.00	25.710.00	32.20	87.530.00	4.524.00	9.26	30.890.00	7.141.00	20.740.00
WF 30 x 99	753.00	13.20	265.00	17.00	17.00	719.00	685.00	187.00	147.33	166.100.00	4.411.00	29.80	5.289.00	399.00	5.31	5.110.00	631.00	162.00
WF 30 x 108	758.00	13.80	266.00	19.30	17.00	719.40	685.40	204.00	160.72	186.100.00	4.909.00	30.20	6.073.00	457.00	5.45	5.666.00	720.00	212.00
WF 30 x 116	762.00	14.40	267.00	21.60	17.00	718.80	684.80	221.00	172.63	205.800.00	5.402.00	30.50	6.873.00	515.00	5.57	6.218.00	810.00	274.00
WF 30 x 124	766.00	14.90	267.00	23.60	17.00	718.80	684.80	236.00	184.53	223.000.00	5.821.00	30.80	7.510.00	563.00	5.65	6.691.00	884.00	337.00
WF 30 x 132	770.00	15.60	268.00	25.40	17.00	719.20	685.20	251.00	196.44	240.300.00	6.241.00	31.00	8.175.00	610.00	5.71	7.174.00	959.00	409.00
WF 30 x 148	779.00	16.50	266.00	30.00	17.00	719.00	685.00	281.00	220.00	278.200.00	7.143.00	31.40	9.440.00	709.90	5.80	8.198.00	1.113.00	609.00

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS 
Su Centro del Hierro y el Acero

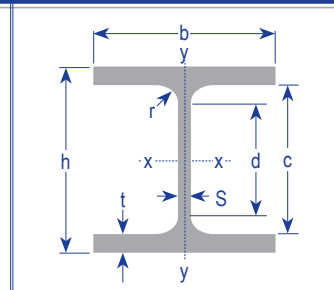


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																		
PERFILES WF	DIMENSIONES								PROPIEDADES ELASTICAS									
	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO								MODULO PLASTICO								CONS TORS	
	ALTURA	ALA	DISTANCIAS					AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y			Zx	Zy	Jt
DESIGNACION	h	s	b	t	r	c	d	cm2	kg/mt	lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	cm3	cm3	cm4
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm			
WF 30 x 173	773.00	16.60	381.00	27.10	17.00	718.80	684.80	328.00	257.45	341.900.00	8.845.00	32.30	25.010.00	1.313.00	8.73	9.934.00	2.019.00	643.00
WF 30 x 191	779.00	18.00	382.00	30.10	17.00	718.80	684.80	362.00	284.24	381.500.00	9.794.00	32.50	28.000.00	1.466.00	8.80	11.020.00	2.258.00	866.00
WF 30 x 211	786.00	19.70	384.00	33.40	17.00	719.20	685.20	401.00	314.00	427.700.00	10.880.00	32.70	31.570.00	1.644.00	8.88	12.290.00	2.536.00	1.172.00
WF 30 x 235	795.00	21.10	382.00	38.10	17.00	718.80	684.40	445.00	349.72	485.700.00	12.220.00	33.00	35.460.00	1.856.00	8.92	13.830.00	2.863.00	1.662.00
WF 30 x 261	803.00	23.60	385.00	41.90	17.00	719.20	685.20	495.00	388.41	544.000.00	13.550.00	33.20	39.940.00	2.075.00	8.98	15.420.00	3.209.00	2.237.00
WF 30 x 292	813.00	25.90	387.00	47.00	17.00	719.00	685.00	552.00	434.54	617.700.00	15.190.00	33.40	45.510.00	2.352.00	9.08	17.370.00	3.644.00	3.117.00
WF 30 x 326	823.00	29.00	390.00	52.10	17.00	718.80	684.80	617.00	485.14	697.600.00	16.950.00	33.60	51.660.00	2.649.00	9.15	19.500.00	4.118.00	4.276.00
WF 30 x 357	833.00	31.50	393.00	56.90	17.00	719.20	685.20	676.00	531.28	775.500.00	18.620.00	33.90	57.760.00	2.939.00	9.24	21.520.00	4.577.00	5.567.00
WF 30 x 391	843.00	34.50	396.00	62.00	17.00	719.00	685.00	742.00	581.87	860.400.00	20.410.00	34.10	64.430.00	3.254.00	9.32	23.720.00	5.080.00	7.238.00
WF 30 x 433	855.00	38.10	399.00	68.10	17.00	718.80	684.80	820.00	644.38	964.400.00	22.560.00	34.30	72.440.00	3.631.00	9.40	26.390.00	5.687.00	9.634.00
WF 30 x 477	869.00	41.40	403.00	74.90	17.00	719.20	685.20	904.00	709.86	1.086.000.00	24.990.00	34.70	82.140.00	4.077.00	9.53	29.410.00	6.396.00	12.780.00
WF 30 x 526	883.00	45.50	407.00	82.00	17.00	719.00	685.00	997.00	782.78	1.218.500.00	27.600.00	35.00	92.720.00	4.556.00	9.64	32.700.00	7.170.00	16.860.00
WF 30 x 581	899.00	50.00	411.00	89.90	17.00	719.20	685.20	1.101.00	864.62	1.372.500.00	30.530.00	35.30	104.800.00	5.099.00	9.76	36.450.00	8.050.00	22.310.00
WF 33 x 118	835.00	14.00	292.00	18.80	18.00	797.40	761.40	224.00	175.60	246.400.00	5.901.00	33.10	7.823.00	536.00	5.91	6.816.00	844.00	227.00
WF 33 x 130	840.00	14.70	292.00	21.70	18.00	796.60	760.60	247.00	193.46	278.400.00	6.630.00	33.60	9.029.00	618.00	6.05	7.627.00	971.00	310.00
WF 33 x 141	846.00	15.40	293.00	24.40	18.00	797.20	761.20	269.00	209.83	310.700.00	7.346.00	34.00	10.260.00	700.00	6.18	8.430.00	1.093.00	409.00
WF 33 x 152	851.00	16.10	294.00	26.80	18.00	797.40	761.40	289.00	226.20	340.100.00	7.992.00	34.30	11.380.00	774.00	6.28	9.163.00	1.213.00	518.00
WF 33 x 169	859.00	17.00	292.00	31.00	18.00	797.00	761.00	319.00	251.00	386.500.00	8.999.00	34.79	12.900.00	883.60	6.36	10.304.00	1.383.00	737.60
WF 33 x 201	855.00	18.20	400.00	29.20	18.00	796.60	760.60	381.00	299.12	479.400.00	11.210.00	35.50	31.190.00	1.560.00	9.04	12.640.00	2.406.00	863.00
WF 33 x 221	862.00	19.70	401.00	32.40	18.00	797.20	761.20	420.00	328.88	534.800.00	12.410.00	37.70	34.880.00	1.739.00	9.12	14.020.00	2.686.00	1.155.00
WF 33 x 241	868.00	21.10	403.00	35.60	18.00	796.80	760.80	458.00	358.65	590.600.00	13.610.00	35.90	38.900.00	1.931.00	9.22	15.400.00	2.984.00	1.507.00
WF 33 x 263	877.00	22.10	401.00	39.90	18.00	797.20	761.20	499.00	391.39	658.600.00	15.020.00	36.30	42.960.00	2.143.00	9.28	17.010.00	3.310.00	2.021.00
WF 33 x 291	885.00	24.40	404.00	43.90	18.00	797.20	761.20	552.00	433.06	735.300.00	16.620.00	36.50	48.350.00	2.394.00	9.36	18.900.00	3.706.00	2.702.00
WF 33 x 318	893.00	26.40	406.00	48.00	18.00	797.00	761.00	603.00	473.24	812.200.00	18.190.00	36.70	53.670.00	2.644.00	9.43	20.770.00	4.100.00	3.512.00
WF 33 x 354	903.00	29.50	409.00	53.10	18.00	796.80	760.80	672.00	526.81	914.100.00	20.250.00	36.90	60.730.00	2.970.00	9.51	23.250.00	4.620.00	4.788.00
WF 33 x 387	913.00	32.00	411.00	57.90	18.00	797.20	761.20	734.00	575.92	1.010.800.00	22.140.00	37.10	67.230.00	3.271.00	9.57	25.540.00	5.100.00	6.190.00
WF 33 x 424	923.00	35.10	414.00	63.00	18.00	797.00	761.00	804.00	630.98	1.118.600.00	24.240.00	37.30	74.810.00	3.614.00	9.64	28.110.00	5.650.00	8.026.00
WF 33 x 468	935.00	38.60	418.00	69.10	18.00	796.80	760.80	888.00	696.46	1.252.200.00	26.780.00	37.60	84.510.00	4.043.00	9.76	31.250.00	6.340.00	10.640.00
WF 33 x 515	949.00	41.90	421.00	75.90	18.00	797.20	761.20	976.00	766.41	1.402.200.00	29.550.00	37.90	94.900.00	4.508.00	9.86	34.670.00	7.083.00	14.030.00
WF 33 x 567	963.00	46.00	425.00	83.10	18.00	796.80	760.80	1.076.00	843.79	1.569.500.00	32.600.00	38.20	107.000.00	5.035.00	9.97	38.490.00	7.934.00	18.490.00
WF 33 x 619	977.00	50.00	430.00	89.90	18.00	797.20	761.20	1.175.00	921.18	1.741.700.00	35.650.00	38.50	120.000.00	5.581.00	10.10	42.350.00	8.818.00	23.600.00
WF 36 x 135	903.00	15.20	304.00	20.10	19.00	862.80	824.80	256.00	200.90	325.200.00	7.203.00	35.60	9.442.00	621.00	6.07	8.356.00	982.00	298.00
WF 36 x 150	911.00	15.90	304.00	23.90	19.00	863.00	825.20	286.00	223.23	376.800.00	8.273.00	36.30	11.220.00	738.00	6.27	9.540.00	1.163.00	427.00
WF 36 x 160	915.00	16.50	305.00	25.90	19.00	863.20	825.20	304.00	238.11	406.400.00	8.883.00	36.60	12.290.00	806.00	6.36	10.230.00	1.267.00	519.00
WF 36 x 170	919.00	17.30	306.00	27.90	19.00	863.20	825.20	323.00	252.99	437.500.00	9.520.00	36.80	13.370.00	874.00	6.43	10.960.00	1.375.00	631.00
WF 36 x 182	923.00	18.40	307.00	30.00	19.00	863.00	825.00	346.00	270.85	471.600.00	10.220.00	36.90	14.520.00	946.00	6.48	11.780.00	1.491.00	775.00
WF 36 x 194	927.00	19.40	308.00	32.00	19.00	863.00	825.00	368.00	288.70	504.500.00	10.880.00	37.00	15.640.00	1.016.00	6.52	12.570.00	1.603.00	930.00
WF 36 x 210	932.00	21.10	309.00	34.50	19.00	863.00	825.00	398.00	312.52	548.200.00	11.760.00	37.10	17.040.00	1.103.00	6.54	13.630.00	1.748.00	1.171.00

Perfil H americano de ala ancha - WF



STECKERL HIERROS Y ACEROS

Su Centro del Hierro y el Acero

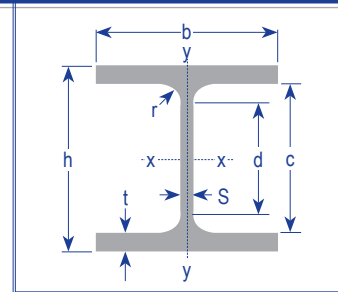


Tabla 3.4. Perfil H americano de ala ancha o WF.

PERFIL H AMERICANO DE ALA ANCHA - WF																			
PERFILES WF	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																		
	DIMENSIONES							AREA	PESO	PROPIEDADES ELASTICAS							MODULO PLASTICO		CONS TORS
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS					EJE X-X			EJE Y-Y						
DESIGNACION	h mm	s mm	b mm	t mm	r mm	c mm	d mm	cm2	kg/mt	lx cm4	Sx cm3	rx cm	ly cm4	Sy cm3	ry cm	Zx cm3	Zy cm3	Jt cm4	
WF 36 x 230	912.00	19.30	418.00	32.00	24.00	848.00	800.00	436.00	342.28	624.900.00	13.700.00	37.90	39.010.00	1.867.00	9.46	15.450.00	2.882.00	1.193.00	
WF 36 x 245	916.00	20.30	419.00	34.30	24.00	847.40	799.40	464.00	364.60	670.500.00	14.640.00	38.00	42.120.00	2.011.00	9.52	16.520.00	3.106.00	1.446.00	
WF 36 x 260	921.00	21.30	420.00	36.60	24.00	847.80	799.80	493.00	386.92	718.300.00	15.600.00	38.20	45.280.00	2.156.00	9.58	17.630.00	3.332.00	1.734.00	
WF 36 x 280	928.00	22.50	422.00	39.90	24.00	848.20	800.20	533.00	416.69	787.600.00	16.970.00	38.50	50.070.00	2.373.00	9.70	19.210.00	3.668.00	2.200.00	
WF 36 x 300	933.00	24.00	423.00	42.70	24.00	847.60	799.60	570.00	446.45	846.800.00	18.150.00	38.60	53.980.00	2.552.00	9.73	20.600.00	3.951.00	2.685.00	
WF 36 x 328	942.00	25.90	422.00	47.00	24.00	848.00	800.00	621.00	488.12	935.400.00	19.860.00	38.80	59.010.00	2.797.00	9.75	22.610.00	4.336.00	3.514.00	
WF 36 x 359	950.00	28.40	425.00	51.10	24.00	847.80	799.80	680.00	534.25	1.031.200.00	21.710.00	38.90	65.560.00	3.085.00	9.82	24.830.00	4.796.00	4.542.00	
WF 36 x 393	960.00	31.00	427.00	55.90	24.00	848.20	800.20	745.00	584.85	1.143.100.00	23.810.00	39.20	72.770.00	3.408.00	9.88	27.360.00	5.310.00	5.932.00	
WF 36 x 439	972.00	34.50	431.00	62.00	24.00	848.00	800.00	832.00	653.31	1.292.100.00	26.590.00	39.40	83.050.00	3.854.00	9.99	30.730.00	6.022.00	8.124.00	
WF 36 x 485	984.00	38.10	434.00	68.10	24.00	847.80	799.80	919.00	721.76	1.444.100.00	29.350.00	39.60	93.200.00	4.295.00	10.10	34.120.00	6.733.00	10.800.00	
WF 36 x 527	996.00	40.90	437.00	73.90	24.00	848.20	800.20	998.00	784.26	1.592.500.00	31.980.00	40.00	103.300.00	4.728.00	10.20	37.340.00	7.424.00	13.730.00	
WF 36 x 588	1.012.00	45.50	442.00	82.00	24.00	848.00	800.00	1.116.00	875.04	1.811.300.00	35.800.00	40.30	118.700.00	5.372.00	10.30	42.090.00	8.463.00	18.850.00	
WF 36 x 650	1.028.00	50.00	446.00	89.90	24.00	848.20	800.20	1.231.00	967.31	2.032.600.00	39.540.00	40.60	133.900.00	6.003.00	10.40	46.810.00	9.486.00	24.930.00	
WF 36 x 720	1.046.00	55.00	451.00	99.10	24.00	847.80	799.80	1.365.00	1.071.48	2.299.000.00	43.960.00	41.00	152.700.00	6.774.00	10.60	52.410.00	10.740.00	33.450.00	
WF 36 x 798	1.066.00	60.50	457.00	109.00	24.00	848.00	800.00	1.514.00	1.187.56	2.607.000.00	48.910.00	41.50	175.000.00	7.659.00	10.80	58.750.00	12.180.00	44.720.00	
WF 36 x 848	1.078.00	64.00	461.00	115.10	24.00	847.80	799.80	1.609.00	1.261.97	2.805.200.00	52.040.00	41.80	189.900.00	8.237.00	10.90	62.800.00	13.120.00	52.910.00	
WF 40 x 149	970.00	16.00	300.00	21.00	30.00	928.00	868.00	282.00	221.74	406.500.00	8.380.00	38.00	9.501.00	633.00	5.80	9.777.00	1.016.00	403.00	
WF 40 x 167	980.00	16.50	300.00	26.00	30.00	928.00	868.00	317.00	248.52	481.100.00	9.818.00	39.00	11.750.00	784.00	6.09	11.350.00	1.245.00	584.00	
WF 40 x 183	990.00	16.50	300.00	31.00	30.00	928.00	868.00	347.00	272.33	553.800.00	11.190.00	40.00	14.000.00	934.00	6.35	12.820.00	1.470.00	822.00	
WF 40 x 211	1.000.00	19.00	300.00	36.00	30.00	928.00	868.00	400.00	314.00	644.700.00	12.890.00	40.10	16.280.00	1.085.00	6.38	14.860.00	1.716.00	1.254.00	
WF 40 x 235	1.008.00	21.00	302.00	40.00	30.00	928.00	868.00	444.00	349.72	722.300.00	14.330.00	40.30	18.460.00	1.222.00	6.45	16.570.00	1.940.00	1.701.00	
WF 40 x 174	970.00	16.50	400.00	21.00	30.00	928.00	868.00	329.00	258.94	504.400.00	10.400.00	39.20	22.450.00	1.123.00	8.26	11.880.00	1.755.00	483.00	
WF 40 x 199	982.00	16.50	400.00	27.00	30.00	928.00	868.00	377.00	296.15	618.700.00	12.600.00	40.50	28.850.00	1.443.00	8.75	14.220.00	2.235.00	757.00	
WF 40 x 215	990.00	16.50	400.00	31.00	30.00	928.00	868.00	409.00	319.96	696.400.00	14.070.00	41.30	33.120.00	1.656.00	9.00	15.800.00	2.555.00	1.021.00	
WF 40 x 249	1.000.00	19.00	400.00	36.00	30.00	928.00	868.00	472.00	370.55	812.100.00	16.240.00	41.50	38.480.00	1.924.00	9.03	18.330.00	2.976.00	1.565.00	
WF 40 x 277	1.008.00	21.00	402.00	40.00	30.00	928.00	868.00	524.00	412.22	909.800.00	18.050.00	41.70	43.410.00	2.160.00	9.10	20.440.00	3.348.00	2.128.00	
WF 40 x 297	1.012.00	23.60	402.00	41.90	30.00	928.20	868.20	564.00	441.99	966.500.00	19.100.00	41.40	45.500.00	2.264.00	8.98	21.780.00	3.529.00	2.545.00	
WF 40 x 324	1.020.00	25.40	404.00	46.00	30.00	928.00	868.00	615.00	482.17	1.067.500.00	20.930.00	41.70	50.710.00	2.510.00	9.08	23.920.00	3.919.00	3.311.00	
WF 40 x 362	1.030.00	28.40	407.00	51.10	30.00	927.80	867.80	687.00	538.72	1.202.500.00	23.350.00	41.80	57.630.00	2.832.00	9.16	26.820.00	4.436.00	4.546.00	
WF 40 x 397	1.040.00	31.00	409.00	55.90	30.00	928.20	868.20	753.00	590.80	1.331.000.00	25.600.00	42.10	64.010.00	3.130.00	9.22	29.530.00	4.916.00	5.927.00	
WF 40 x 436	1.050.00	34.00	412.00	61.00	30.00	928.00	868.00	826.00	648.84	1.473.300.00	28.060.00	42.20	71.450.00	3.468.00	9.30	32.530.00	5.464.00	7.723.00	
WF 40 x 480	1.062.00	37.10	416.00	67.10	30.00	927.80	867.80	910.00	714.32	1.646.600.00	31.010.00	42.50	80.960.00	3.892.00	9.43	36.110.00	6.145.00	10.240.00	
WF 40 x 531	1.075.00	40.90	419.00	73.90	30.00	927.20	867.20	1.006.00	790.22	1.842.200.00	34.270.00	42.80	91.190.00	4.353.00	9.52	40.140.00	6.896.00	13.670.00	
WF 40 x 593	1.092.00	45.50	424.00	82.00	30.00	928.00	868.00	1.125.00	882.48	2.096.400.00	38.400.00	43.20	105.000.00	4.952.00	9.66	45.260.00	7.874.00	18.750.00	
WF 40 x 655	1.108.00	50.00	428.00	89.90	30.00	928.20	868.20	1.241.00	974.75	2.348.700.00	42.400.00	43.50	118.500.00	5.538.00	9.77	50.300.00	8.839.00	24.770.00	
WF 40 x 192	970.00	18.00	450.00	21.00	30.00	928.00	868.00	364.00	285.73	561.600.00	11.580.00	39.30	31.960.00	1.420.00	9.37	13.200.00	2.214.00	574.00	
WF 40 x 221	982.00	18.00	450.00	27.00	30.00	928.00	868.00	418.00	328.88	690.200.00	14.060.00	40.60	41.070.00	1.825.00	9.92	15.830.00	2.821.00	882.00	
WF 40 x 244	992.00	18.00	450.00	32.00	30.00	928.00	868.00	463.00	363.11	799.800.00	16.130.00	41.60	48.670.00	2.163.00	10.30	18.050.00	3.327.00	1.268.00	
WF 40 x 268	1.000.00	19.00	451.00	36.00	30.00	928.00	868.00	509.00	398.83	897.400.00	17.950.00	42.00	55.120.00	2.444.00	10.40	20.100.00	3.757.00	1.724.00	
WF 40 x 298	1.008.00	21.00	453.00	40.00	30.00	928.00	868.00	565.00	443.47	1.005.400.00	19.950.00	42.20	62.070.00	2.740.00	10.50	22.410.00	4.220.00	2.346.00	
WF 40 x 328	1.016.00	23.00	455.00	44.00	30.00	928.00	868.00	622.00	488.12	1.115.700.00	21.960.00	42.40	69.200.00	3.042.00	10.60	24.760.00	4.691.00	3.103.00	
WF 44 x 198	1.090.00	18.00	300.00	31.00	20.00	1.028.00	988.00	374.00	294.66	693.500.00	12.720.00	43.00	14.010.00	934.00	6.12	14.780.00	1.483.00	839.00	
WF 44 x 224	1.100.00	20.00	300.00	36.00	20.00	1.028.00	988.00	425.00	333.35	801.500.00	14.570.00	43.40	16.280.00	1.085.00	6.19	16.950.00	1.728.00	1.253.00	
WF 44 x 248	1.108.00	22.00	302.00	40.00	20.00	1.028.00	988.00	471.00	369.07	897.300.00	16.200.00	43.60	18.460.00	1.223.00	6.26	18.890.00	1.954.00	1.703.00	
WF 44 x 285	1.118.00	26.00	305.00	45.00	20.00	1.028.00	988.00	545.00	424.13	1.034.900.00	18.510.00	43.60	21.440.00	1.406.00	6.27	21.770.00	2.273.00	2.527.00	
WF 44 x 230	1.090.00	18.00	400.00	31.00	20.00	1.028.00	988.00	436.00	342.28	867.400.00	15.920.00	44.60	33.120.00	1.656.00	8.71	18.060.00	2.568.00	1.037.00	
WF 44 x 262	1.100.00	20.00	400.00	36.00	20.00	1.028.00	988.00	49											

CUADRO DE MODULO DE BALASTO

MODULOS DE REACCIÓN DEL SUELO

Distinguidos Usuarios de CSI, Morrison & Morrison Ingenieros www.morrisoningenieros.com, Coordinadores CSI Latinoamérica, Proporciona la siguiente Tabla para uso con el SAFE.

Está en una tabla con diferentes valores del Modulo de Reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (Área) Estos valores son los que hay que darles al SAFE (no requieren ninguna Modificación).

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).

Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Modulo de Reacción del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

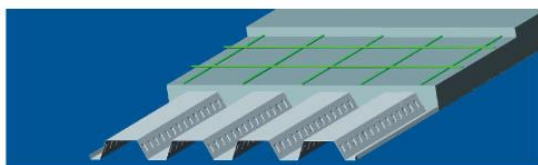
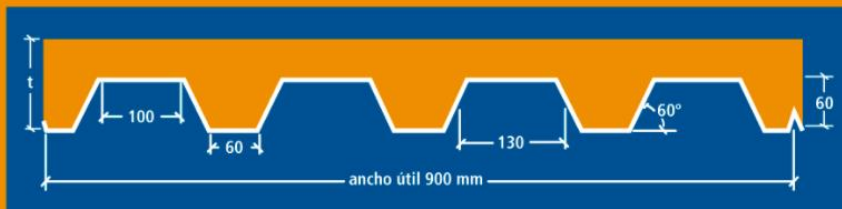
FICHA TECNICA ACERO DECK

PRODUCTOS ACERO-DECK®

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

PERFIL TIPO AD-600

Tipo : AD-600
Peralte : 60 mm
Ancho total : 920 mm
Ancho útil : 900 mm
Calibre : Gage 20,22
Acabado : Galvanizado
Longitud : A medida



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ACERO

Calibre gage	Peso/Área kg/m ²	I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
22	9.12	59.04	22.73	17.36
20	10.88	71.66	27.58	21.06

PROPIEDADES DEL CONCRETO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Altura de losa (cm)	Volumen concreto m ³ /m ²	Carga muerta Kg/m ²
11.00	0.075	180.80
12.00	0.085	204.80
13.00	0.095	228.80
14.00	0.105	252.80
15.00	0.115	276.80
16.00	0.125	300.80

SOBRE CARGA ADMISIBLE (kg/m²)

CON CONCRETO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Calibre Gage	L metros	Espesor de Losa (cm)					
		t = 11	t = 12	t = 13	t = 14	t = 15	t = 16
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	635	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
	4.50	-	-	-	154	228	278
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
	4.50	-	-	-	189	270	367

Nota:

Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.
Luces mayores a 4.00 metros apuntalar a los tercios.

Simbología:

t: Espesor de la losa desde la base del valle inferior de la placa colaborante Acero-Deck hasta la parte superior del concreto.
L: Luz Libre, separación entre apoyos (metros).

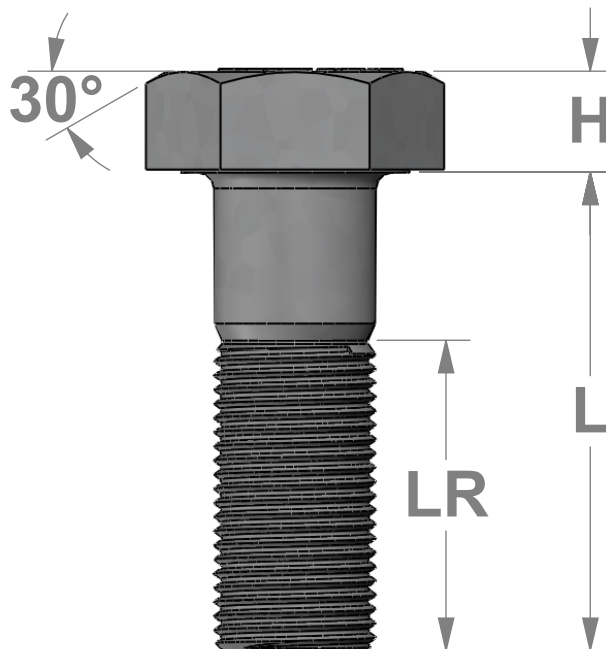
FICHA TECNICA ACERO PERNOS Y TORNILLOS

FICHA TECNICA

PERNO ESTRUCTURAL CABEZA HEXAGONAL

ASTM A-325 TIPO 1

ASME/ANSI B18.2.6 2006



ØD Diámetro	F Entre Caras	H Altura Cabeza	LR (Largo Rosca)	L (Largo Total)
1/2 - 13	7/8	5/16	1	1.1/4 a 5
5/8 - 11	1.1/16	25/64	1.1/4	1.1/4 a 5
3/4 - 10	1.1/4	15/32	1.3/8	1.1/2 a 6
7/8 - 9	1.7/16	35/64	1.1/2	1.3/4 a 8
1 - 8	1.5/8	39/64	1.3/4	2.1/4 a 8
1.1/8 - 7	1.13/16	11/16	2	2.1/2 a 8
1.1/4 - 7	2	25/32	2	2.1/2 a 8
1.1/2 - 6	2.3/8	15/16	2.1/4	3 a 8

TOLERANCIAS DE LARGO (ASME B18.2.6)

Medida Nominal	1/2	5/8	3/4 a 1	1.1/8 a 1.1/2
Hasta 6	+0.00 -3.05	+0.00 -3.05	+0.00 -4.83	+0.00 -6.35
Sobre 6	+0.00 -4.83	+0.00 -6.35	+0.00 -6.35	+0.00 -6.35

LARGOS DE INCREMENTO DE 1/4"

CLASE DE ROSCA : UNIFICADA CORRIENTE UNC CLASE 2B (ASME B1.1 - 2002).

RECUBRIMIENTO : GALVANIZADO POR INMERSIÓN EN CALIENTE (ASTM F-2329 Similar A-153-2000 CLASE C).

: CINCADO ELECTROLÍTICO (ASTM B-633 -1998).

TERMINACIÓN : PAVONADO NEGRO.

* CUALQUIER MODIFICACION EN EL LARGO DE LA ROSCA PRODUCE QUE EL PERNO SEA REGIDO POR LA NORMA ASTM A-449 TIPO 1.

NORMA	MATERIAL	DIAMETRO NOMINAL	RESISTENCIA MIN. A LA TRACCION	DUREZA Hrc
ASTM A 325 TIPO 1	Acero Medio Carbono Templado y Revenido	1/2" HASTA 1" SOBRE 1" HASTA 1.1/2"	120 KSI 105 KSI	25-34 19-30



AMERICAN SCREW DE CHILE LTDA. - Líder en Elementos de Sujeción

Camino a Melipilla 10338 - Fonos: 56-2- 440 7009/01/02/03/65/52
Fax: 56 -2- 440 7060 ó 56 -2- 557 5854 - E-mail: ventas@amscrew.cl
www.amscrew.cl - Casilla Postal 1844 - Santiago - Chile



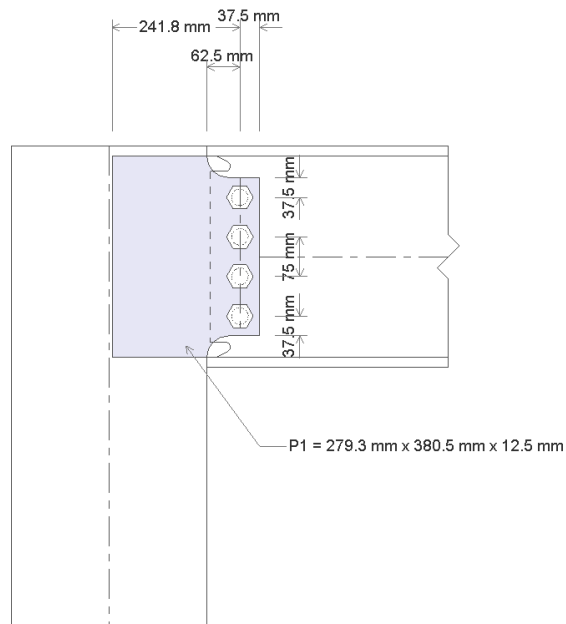
DISEÑO DE CONEXIONES CON ETABS

Connection Design: B113-CJ

Units: kip-in

Story: Story3

Design Code: AISC 360-10



Beam-Column Moment Minor Axis Connection

Summary of results

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
1	Beam design flexural strength	0.017	Passed	Spec. Eq F13-1
2	Strength of bolt group	0.085	Passed	Pg 7-18 AISC manual
3	Shear yielding of web plate	0.036	Passed	J4-3
4	Shear rupture of web plate	0.059	Passed	J4-4
5	Block shear rupture strength of web plate	0.003	Passed	J4-5
6	Design strength of weld	0.049	Passed	J2-3
7	Weld strength at tension flange	0.093	Passed	J2-3
8	Shear rupture of column web	0.386	Passed	Manual Eq 9-2

Material Properties

Beam W16X77	A992Fy50	F _y = 50 ksi	F _u = 65 ksi
Column W14X99	A992Fy50	F _y = 50 ksi	F _u = 65 ksi
Web Plate	A992Fy50	F _y = 50 ksi	F _u = 65 ksi

Geometric Properties

Beam W16X77	t _w = 0.455 in	d = 16.5 in	t _f = 0.76 in	b _f = 10.3 in
Column W14X99	t _w = 0.485 in	d = 14.2 in	t _f = 0.78 in	b _f = 14.6 in
Preferences	s = 75 in	L _{ev} = 1.48 in	L _{eh} = 1.48 in	

Bolts, Plate & Weld

Weld	Size, D(1/16) = 3.94 in	
Web Plate	Thickness, t = 0.49213 in	
Bolt	Type = A325-N	diameter, d _b = 1.26 in
Hole	Type = STD	diameter, d _h = 1.31 in

Design Calculations**Shear Demand**

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{0.00002^2 + 7.99^2}$$

$$R_u = 7.99 \text{ kips}$$

1 – Beam design flexural strength, Reference(Spec. Eq F13 – 1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 10.3 - 0.455$$

$$b = 9.85 \text{ in}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 16.5 - 2 * 0.76$$

$$h = 14.98 \text{ in}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{b h^3}{6d}$$

$$S_{xx} = \frac{10.3 * 16.5^2}{6} - \frac{9.85 * 14.98^3}{6 * 16.5}$$

$$S_{xx} = 133.08 \text{ in}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 0.9 * 65 * 133.08$$

$$\phi M_n = 7785.08 \text{ kip-in}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{M_u}{\phi M_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{130.36}{7785.08}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.01674$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

2 – Strength of bolt group, Reference(Pg 7 – 18 AISC manual)

Compute bearing strength per bolt

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$r_u = \frac{\sqrt{0.00002^2 + 7.99^2}}{4}$$

$$r_u = 2 \text{ kips}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 1.48 - \frac{1.31}{2}$$

$$l_{c1} = 0.82013 \text{ in}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 75 - 1.31$$

$$l_c = 73.69 \text{ in}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u)$$

$$\phi r_{n1} = \min(0.75 * 1.2 * 0.82013 * 0.49213 * 65, 0.75 * 1.2 * 73.69 * 0.49213 * 65)$$

$$\phi r_{n1} = 23.61 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi r_{n1} = 0.75 * 2.4 * 1.26 * 0.49213 * 65$$

$$\phi R_n = 72.54 \text{ kips}$$

$$\min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u) \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\text{so } \phi r_{n1} = 23.61 \text{ kips}$$

Compute shear strength per bolt

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{3.14 * 1.26^2}{4}$$

$$A_b = 1.25 \text{ in}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 0.75 * 54 * 1.25$$

$$\phi r_{n2} = 50.46 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n1} \text{ is less than } \phi R_{n2}$$

Bearing controls over shear

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{r_u}{\min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{2}{\min(23.61, 50.46)}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.08455$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

3 – Shear yielding of web plate, Reference(J4 – 3)

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= L * t & A_{gv} &= 14.98 * 0.49213 & A_{gv} &= 7.37 \text{ in}^2 \\
 \phi R_n &= \phi 0.6 F_y A_g & \phi R_n &= 1 * 0.6 * 50 * 7.37 & \phi R_n &= 221.16 \text{ kips} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{R_u}{\phi R_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{7.99}{221.16} & D/C \text{ Ratio} &= 0.03611 \\
 D/C \text{ Ratio is less than 1, Design is OK}
 \end{aligned}$$

4 – Shear rupture of web plate, Reference(J4 – 4)

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= [L - n(d_h + \frac{1}{16})]t & A_{nv} &= [14.98 - 4(1.31 + \frac{1}{16})]0.49213 & A_{nv} &= 4.67 \text{ in}^2 \\
 \phi R_n &= \phi 0.6 F_u A_{nv} & \phi R_n &= 0.75 * 0.6 * 65 * 4.67 & \phi R_n &= 136.46 \text{ kips} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{R_u}{\phi R_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{7.99}{136.46} & D/C \text{ Ratio} &= 0.05852 \\
 D/C \text{ Ratio is less than 1, Design is OK}
 \end{aligned}$$

5 – Block shear rupture strength of web plate, Reference(J4 – 5)

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &= [L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + \frac{1}{16})]t & A_{nt} &= [1.48 - \frac{1}{2}(1.31 + \frac{1}{16})]0.49213 & A_{nt} &= 0.38823 \text{ in}^2 \\
 A_{nv} &= [(n-1)s + L_{ev}] - \{\frac{2n-1}{2}(d_h + \frac{1}{16})\}t \\
 A_{nv} &= [(4-1)75 + 1.48] - [\frac{2*4-1}{2}(1.31 + \frac{1}{16})]0.49213 & A_{nv} &= 109.09 \text{ in}^2 \\
 A_{gv} &= [(n-1)s + L_{ev}]t & A_{gv} &= [(4-1)75 + 1.48]0.49213 & A_{gv} &= 111.45 \text{ in}^2 \\
 \phi R_n &= \phi [F_u A_{nt} + \min(0.6 F_y A_{gv}, 0.6 F_u A_{nv})] \\
 \phi R_n &= 0.75 [65 * 0.38823 + \min(0.6 * 50 * 111.45, 0.6 * 65 * 109.09)] \\
 \phi R_n &= 2526.66 \text{ kips} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{R_u}{\phi R_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{7.99}{2526.66} & D/C \text{ Ratio} &= 0.00316 \\
 D/C \text{ Ratio is less than 1, Design is OK}
 \end{aligned}$$

6 – Design strength of weld, Reference(J2 – 3)

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \frac{\phi 0.6 F_{EXX} D * 2L}{22.627} \\
 \phi R_n &= \frac{0.75 * 0.6 * 70 * 3.94 * 2 * 14.98}{22.627} & \phi R_n &= 164.21 \text{ kips} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{R_u}{\phi R_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{7.99}{164.21} & D/C \text{ Ratio} &= 0.04863 \\
 D/C \text{ Ratio is less than 1, Design is OK}
 \end{aligned}$$

7 – Weld strength at tension flange, Reference(J2 – 3)

$$\begin{aligned}
 R_u &= \frac{M_u}{d} & R_u &= \frac{130.36}{16.5} & R_u &= 7.9 \text{ kips} \\
 \phi R_n &= \frac{\phi 0.6 F_{EXX} D b_f 1.5}{22.627} \\
 \phi R_n &= \frac{0.75 * 0.6 * 70 * 3.94 * 10.3 * 1.5}{22.627} & \phi R_n &= 84.68 \text{ kips} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{R_u}{\phi R_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{7.9}{84.68} & D/C \text{ Ratio} &= 0.0933
 \end{aligned}$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

8 – Shear rupture of column web, Reference(Manual Eq 9 – 2)

$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22.62F_u}$$

$$t_{min} = \frac{70 * 3.94}{22.62 * 65}$$

$$t_{min} = 0.18744$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{t_{min}}{t_w}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{0.18744}{0.485}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.38647$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

RENDERS 3D DEL PROYECTO CON REVIT







