



# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

“Propuesta Estructural De Seminario Mayor Católico En Sauces III”

### **PROYECTO INTEGRADOR**

Previa la obtención del Título de:

### **Ingeniero Civil**

Presentado por:

Katherine Stephanie Pilpe Palma

Miguel Ángel Lucio García

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2018

## **DEDICATORIA**

Agradezco primero a Dios y a la Virgen de la Merced por permitirme culminar una etapa más en mi vida. A mi madre Liliana del Pilar por ser el ángel que guía, ilumina y cuida de mi en cada paso que doy. A mis abuelos Tarcia y Nevardo que han sido pilares fundamentales para que pueda cumplir todas mis metas, que me han apoyado constantemente y que sin ellos nada de esto tampoco hubiese sido posible. Y por último quiero agradecer a mi Tía María quien es una persona muy importante, que siempre me apoyo y es como una madre para mí.

Katherine Stephanie Pilpe Palma

## DEDICATORIA

Agradezco especialmente a Dios por guiarme por el buen camino; a mis padres, Luis Lucio y Olga García por los consejos, las retadas y demostrar el significado de familia. A mis hermanos por mantenernos unidos y no dejarme desmayar y dar el último empujoncito para poder culminar mi siguiente ingeniería.

Miguel Ángel Lucio García

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Dios por habernos acompañado durante nuestra vida universitaria. Al Ing. Miguel Chávez, PhD., e Ing. Carlos Quishpe, MSc., por la orientación brindada en el desarrollo del proyecto. Finalmente, a todos nuestros amigos que de una u otra forma supieron ayudarnos.

Miguel Ángel Lucio García

Katherine Stephanie Pilpe Palma

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Miguel Ángel Lucio García y Katherine Stephanie Pilpe Palma y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

---

Katherine Stephanie Pilpe Palma

---

Miguel Ángel Lucio García

## EVALUADORES

---

**Msc. Carlos Quishpe Otacoma**

PROFESOR TUTOR

---

**Ph.D. Miguel Ángel Chávez Moncayo**

PROFESOR DE LA MATERIA

## RESUMEN

El presente trabajo de titulación, tiene como objetivo el diseño estructural de un Seminario Mayor en la ciudad de Guayaquil, con el propósito de satisfacer la necesidad de preparación de jóvenes aspirantes a sacerdotes que desean prepararse en la fe cristiana. Para lo cual se determina la composición litológica del suelo bajo la edificación, para conocer la capacidad portante del terreno; se estableció una propuesta estructural de pórticos arriostrados de acero resistentes a momento en base a Criterios Ingenieriles. El Seminario Mayor consto de 3 niveles, el cual está ubicado en Guayaquil, parroquia Tarqui, sector de Sauces III; Dicha estructura se diseñó bajo la metodología LRFD (Load and Resistance factor design), la misma que consta de vigas de acero A572 Gr 50, columnas compuesta de acero embebidas de hormigón 210 kg/cm<sup>2</sup> y cimentación de hormigón armado tipo zapata combinada por la baja capacidad admisible del suelo; empleando las normativas vigentes, tanto nacionales como internacionales de la construcción, conexiones precalificadas y soldaduras según la NEC, AISC y AWS. La estructura demostró un comportamiento sísmico adecuado en cuanto a deformaciones dúctiles ante cargas sísmicas severas según los criterios de las normativas de construcción, con derivas mínimas y con un periodo dinámico de vibración de 0.374 segundos, disipando eficientemente la energía sísmica. Finalmente, en términos de viabilidad económica, el diseño reporta una cuantía de acero por metro cuadrado de construcción de 45,13 kg/m<sup>2</sup>.

**Palabras Clave:** Seminario Mayor, Composición Litológica, LRFD, Energía Sísmica, Criterios Ingenieriles.

## ABSTRACT

*The objective of this thesis work is the structural design of a Major Seminary in the city of Guayaquil, with the purpose of satisfying the need to prepare young aspiring priests who wish to prepare themselves in the Christian faith. For which the lithological composition of the soil under the construction is determined, to know the carrying capacity of the land; a structural proposal of braced steel frames resistant to moment was established based on Engineering standard. The Major Seminary consists of 3 levels, which is located in Guayaquil, Tarqui Parish, Sauces III sector; This structure was designed under the LRFD (Load and Resistance factor design) methodology, which consists of steel beams A572 Gr 50, columns composed of steel embedded in concrete 210 kg / cm<sup>2</sup> and reinforced concrete foundation type shoe combined by low allowable soil capacity; using the current regulations, both national and international construction, prequalified connections and welds according to the NEC, AISC and AWS. The structure showed a suitable seismic behavior in terms of ductile deformations before severe seismic loads according to the criteria of the construction regulations, with minimum drifts and with a dynamic period of vibration of 0.374 seconds, efficiently dissipating the seismic energy. Finally, in terms of economic viability, the design reports an amount of steel per square meter of construction of 45.13 kg / m<sup>2</sup>.*

**Keywords:** *Major Seminar, Lithological Composition, LRFD, Seismic Energy, Engineering Standard*



## Contenido

RESUMEN .....	I
ABSTRACT .....	II
ABREVIATURA.....	VI
SIMBOLOGÍA.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS .....	XI
ÍNDICE DE PLANOS .....	XII
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Descripción del problema.....	2
1.2 Justificación del problema.....	3
1.3 Objetivos .....	3
1.3.1 Objetivo General .....	3
1.3.2 Objetivos Específicos .....	4
1.4 Marco teórico .....	4
1.4.1 Antecedentes .....	4
CAPÍTULO 2.....	11
2. Metodología .....	11
2.4 Topografía .....	11
2.5 Estudio Geotécnico.....	13
2.6 Propuesta Arquitectónica.....	14
2.6.1 Planta Baja .....	14
2.6.2 Primera Planta .....	15
2.6.3 Segunda Planta.....	15
2.6.4 Tercera Planta.....	15
2.6.5 Vistas de Planta Arquitectónicas .....	16
2.7 Alternativas Estructurales .....	20
2.7.1 Edificio de Hormigón Armado .....	20
2.7.2 Edificio de Acero sin Arriostramiento.....	20
2.7.3 Edificio de Acero con Arriostramiento .....	20
2.8 Análisis y Selección de Alternativas.....	21
2.9 Diseño Estructural de Acero con Arriostramiento .....	22
2.9.1 Normas Utilizadas.....	22
2.9.2 Acero A572 Gr 50 .....	22

2.9.3	Hormigón para Columnas Compuestas .....	22
2.9.4	Hormigón para Cimentación .....	23
2.9.5	Cargas Presentes en el Edificio .....	23
2.9.6	Dimensionamiento De Vigas .....	24
2.9.7	Dimensionamiento De Columna Compuesta .....	38
2.10	Evaluación De Peligro Sísmico .....	42
2.10.1	Caracterización de peligro sísmico según la zona. ....	42
2.10.2	Coeficientes del perfil de suelo. ....	43
2.10.3	Relación de amplificación espectral, $\eta$ .....	44
2.10.4	Espectro De Respuesta Elástica De Diseño .....	45
2.10.5	Periodo Fundamental .....	46
2.10.6	Factor de importancia .....	46
2.10.7	Factor de reducción de respuesta estructural .....	46
2.10.8	Factores de configuración estructural en planta y elevación $\phi P$ , $\phi E$ .....	46
2.10.9	Coeficiente de Respuesta Sísmica .....	46
2.10.10	Espectro De Respuesta Inelástica De Diseño .....	47
2.10.11	Coeficiente del período de vibración de la estructura .....	47
2.10.12	Peso Sísmico .....	48
2.10.13	Cortante Basal .....	48
2.10.14	Análisis Estático de la Estructura.....	48
2.10.15	Método Del Portal .....	49
2.11	Diseño de Placa Base .....	54
2.11.1	Columna Esquinera C1.....	54
2.11.2	Columna Lateral C16 .....	62
2.12	Resistencia De Empotramiento Del Concreto .....	69
2.13	Diseño de Soldadura.....	70
2.13.1	Cateto mínimo .....	70
2.13.2	Largo mínimo en filete .....	70
2.13.3	Selección Del Metal De Aportación.....	71
2.14	Conexión Viga – Columna (RBS) .....	73
2.14.1	IPE 330 En Dirección Y .....	74
2.14.2	IPE 300 En Dirección Y .....	81
2.14.3	IPE 300 En Dirección X.....	90
2.15	CONEXIÓN VIGA – VIGA .....	98
2.15.1	Cortante Simple IPE 300 .....	98
2.15.2	Cortante Simple IPE 140 .....	106

2.16	Cimentación - Zapata Combinada .....	114
2.16.1	Chequeo De Cortante .....	116
2.16.2	Esfuerzo De Corte Bidireccional Que Resiste El Hormigón Vcb .....	116
2.16.3	Carga distribuida para el diseño de la zapata .....	117
2.16.4	Chequeo Por Cortante De Viga.....	118
2.16.5	Acero Longitudinal.....	119
2.16.6	Acero Transversal .....	120
CAPÍTULO 3.....		123
3	Resultados Y Análisis .....	123
3.1	Modelado en Etabs.....	123
3.2	Secciones Propuestas De La Edificación.....	124
3.2.1	Vigas .....	124
3.2.2	Columna .....	126
3.2.3	Arrostramiento Concentrico.....	127
3.3	Materiales de las Secciones.....	128
3.4	Relaciones Ancho - Espesor.....	131
3.5	Comprobación De Periodos Dinámico Y Estático .....	131
3.6	Comportamiento Dinámico De La Estructura .....	132
3.7	Derivas De Piso X.....	133
3.8	Derivas De Piso Y .....	134
3.9	Centro de Masas y Rigideces .....	135
3.10	Peso De Acero Por m2 De Construcción .....	136
3.11	Presupuesto.....	137
3.11.1	Análisis de Precio Unitario.....	137
3.12	Análisis de Impacto Ambiental.....	139
CAPÍTULO 4.....		140
4	Conclusiones Y Recomendaciones .....	140
	Conclusiones.....	140
	Recomendaciones .....	140
BIBLIOGRAFÍA .....		141
APÉNDICES.....		143
5	APÉNDICE A .....	144

## **ABREVIATURA**

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
LRFD	Load and Resistance factor design
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AISC	American Institute of Steel Construction
AWS	American Welding Society
MAE	Ministerio del Ambiente
APU	Análisis de Precio Unitario
FEMA	Federal Agency for Emergency Management

## SIMBOLOGÍA

m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
kg	kilogramo
ton	Tonelada
seg	Segundo
pulg	Pulgada
Mpa	Mega Pascal

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1: VISTA PANORÁMICA DEL PROYECTO .....	12
FIGURA 2.2: UBICACIÓN DEL TERRENO .....	12
FIGURA 2.3: TERRENO A UTILIZAR.....	13
FIGURA 2.4: MAPA GEOLÓGICO DEL GUAYAS.....	14
FIGURA 2.5: PLANTA BAJA.....	16
FIGURA 2.6: PRIMERA PLANTA .....	17
FIGURA 2.7: SEGUNDA PLANTA .....	18
FIGURA 2.8: TERCERA PLANTA.....	19
FIGURA 2.9: MOMENTO NOMINAL Vs LONGITUD NO SOPORTADA .....	25
FIGURA 2.10: PRODUCTOS LAMINADOS VIGAS IPE .....	25
FIGURA 2.11: ÁREA TRIBUTARIA Y MODELADO DE CARGAS .....	26
FIGURA 2.12: MOMENTO NOMINAL VS LONGITUD NO SOPORTADA.....	27
FIGURA 2.13: PRODUCTOS LAMINADOS VIGAS IPE .....	28
FIGURA 2.14: ÁREA TRIBUTARIA Y MODELADO DE CARGAS .....	29
FIGURA 2.15: MOMENTO NOMINAL VS LONGITUD NO SOPORTADA.....	30
FIGURA 2.16: PRODUCTOS LAMINADOS VIGAS IPE .....	31
FIGURA 2.17: ÁREA TRIBUTARIA Y MODELADO DE CARGAS .....	32
FIGURA 2.18: MOMENTO NOMINAL VS LONGITUD NO SOPORTADA.....	32
FIGURA 2.19: PRODUCTOS LAMINADOS VIGAS IPE .....	34
FIGURA 2.20: ÁREA TRIBUTARIA COLUMNA CENTRAL .....	38
FIGURA 2.21: DIMENSIONES DE LA COLUMNA COMPUESTA .....	39
FIGURA 2.22: SECCIONES TÍPICAS .....	40
FIGURA 2.23: MAPA DE ZONAS SÍSMICAS EN ECUADOR.....	42
FIGURA 2.24: ESPECTRO DE RESPUESTA HORIZONTAL ELÁSTICA DE DISEÑO.....	45
FIGURA 2.25: ESPECTRO DE RESPUESTA HORIZONTAL INELÁSTICA DE DISEÑO .....	47
FIGURA 2.26: UBICACIÓN EN PLANTA DE COLUMNA C1 .....	54
FIGURA 2.27: DEFINICIÓN DE VARIABLES .....	55
FIGURA 2.28: DIÁMETRO NOMINAL DE PERNOS .....	57
FIGURA 2.29: DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE.....	58
FIGURA 2.30: RESISTENCIAS NOMINALES A TENSIÓN Y CORTANTE DE PERNOS.....	59
FIGURA 2.31: DISTRIBUCIÓN DE PLANOS DE CORTE.....	60
FIGURA 2.32: DIMENSIÓN FINAL DE PLACA BASE.....	61
FIGURA 2.33: UBICACIÓN EN PLANTA DE COLUMNA C16.....	62
FIGURA 2.34: DEFINICIÓN DE VARIABLES .....	63
FIGURA 2.35: DIÁMETRO NOMINAL DE PERNOS .....	66
FIGURA 2.36: DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE .....	66
FIGURA 2.37: DISTRIBUCIÓN DE PLANOS DE CORTE.....	67
FIGURA 2.38: DIMENSIÓN FINAL DE PLACA BASE.....	68
FIGURA 2.39: RESISTENCIA DE EXTRACCIÓN DEL HORMIGÓN.....	69
FIGURA 2.40: TAMAÑO MÍNIMO EN SOLDADURA DE FILETE.....	70
FIGURA 2.41: GEOMETRÍA DE SOLDADURA DE FILETE.....	70
FIGURA 2.42: NÚMEROS DE ELECTRODOS .....	71
FIGURA 2.43: ESFUERZO POR TIPO DE ELECTRODO .....	72
FIGURA 2.44: CONEXIÓN RBS .....	73
FIGURA 2.45: PARÁMETROS RBS.....	73
FIGURA 2.46: FACTOR DE FLUENCIA PROBABLE .....	75
FIGURA 2.47: DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE IPE 330.....	75
FIGURA 2.48: ROTULAS PLÁSTICAS.....	76
FIGURA 2.49: MOMENTOS EN LA CARA DE LA COLUMNA .....	77

FIGURA 2.50: SOLDADURA EN ALA VIGA.....	78
FIGURA 2.51: PARÁMETROS WUF-W.....	80
FIGURA 2.52: GEOMETRÍA DEL ORIFICIO DE ACCESO DE SOLDADURA.....	81
FIGURA 2.53: FACTOR DE FLUENCIA PROBABLE.....	82
FIGURA 2.54: DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE IPE 300.....	83
FIGURA 2.55: ROTULAS PLÁSTICAS.....	84
FIGURA 2.56: MOMENTOS EN LA CARA DE LA COLUMNA.....	84
FIGURA 2.57: SOLDADURA EN ALA VIGA.....	86
FIGURA 2.58: PARÁMETROS WUF-W.....	88
FIGURA 2.59: GEOMETRÍA DEL ORIFICIO DE ACCESO DE SOLDADURA.....	89
FIGURA 2.60: FACTOR DE FLUENCIA PROBABLE.....	91
FIGURA 2.61: DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE IPE 300.....	91
FIGURA 2.62: ROTULAS PLÁSTICAS.....	92
FIGURA 2.63: MOMENTOS EN LA CARA DE LA COLUMNA.....	93
FIGURA 2.64: SOLDADURA EN ALA VIGA.....	94
FIGURA 2.65: PARÁMETROS WUF-W.....	96
FIGURA 2.66: GEOMETRÍA DEL ORIFICIO DE ACCESO DE SOLDADURA.....	97
FIGURA 2.67: DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE IPE 300.....	98
FIGURA 2.68: DISTANCIA AL BORDE.....	99
FIGURA 2.69: DETALLES DE LA PLACA.....	99
FIGURA 2.70: FALLA POR FRACTURA.....	100
FIGURA 2.71: FALLA POR DESGARRE.....	101
FIGURA 2.72: FALLA POR BLOQUE DE CORTANTE.....	102
FIGURA 2.73: TAMAÑO MÍNIMO DE CATETO.....	103
FIGURA 2.74: TAMAÑO MÍNIMO DE CORDÓN DE SOLDADURA.....	103
FIGURA 2.75: NÚMEROS DE ELECTRODOS.....	104
FIGURA 2.76: ESFUERZO POR TIPO DE ELECTRODO.....	105
FIGURA 2.77: DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE IPE 140.....	106
FIGURA 2.78: DISTANCIA AL BORDE.....	107
FIGURA 2.79: DETALLES DE LA PLACA.....	107
FIGURA 2.80: FALLA POR FRACTURA.....	108
FIGURA 2.81: FALLA POR DESGARRE.....	108
FIGURA 2.82: FALLA POR BLOQUE DE CORTANTE.....	109
FIGURA 2.83: TAMAÑO MÍNIMO DE CATETO.....	110
FIGURA 2.84: TAMAÑO MÍNIMO DE CORDÓN DE SOLDADURA.....	111
FIGURA 2.85: NÚMEROS DE ELECTRODOS.....	111
FIGURA 2.86: ESFUERZO POR TIPO DE ELECTRODO.....	112
FIGURA 2.87: FACTORES DE SEGURIDAD.....	114
FIGURA 2.88: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.....	114
FIGURA 2.89: VISTA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN.....	115
FIGURA 2.90: ÁREA CRÍTICA POR CORTANTE.....	116
FIGURA 2.91: RESISTENCIA AL CORTANTE DEL HORMIGÓN.....	116
FIGURA 2.92: DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE CIMENTACIÓN.....	117
FIGURA 2.93: CAPITEL EN COLUMNAS CENTRALES.....	118
FIGURA 2.94: ÁREA DE VIGA EN VOLADIZO.....	120
FIGURA 2.95: DETALLE DE LA CIMENTACIÓN.....	122
FIGURA 3.1: MODELADO 3D SEMINARIO MAYOR.....	123
FIGURA 3.2: VIGA IPE 140.....	124
FIGURA 3.3: VIGA IPE 300.....	125
FIGURA 3.4: VIGA IPE 330.....	125
FIGURA 3.5: COLUMNA COMPUESTA HSS 300X200.....	126
FIGURA 3.6: ARROSTRAMIENTO RECTANGULAR.....	127

<b>FIGURA 3.7: ACERO A572 GR50</b> .....	128
<b>FIGURA 3.8: HORMIGÓN F'C 280 KG/CM2</b> .....	129
<b>FIGURA 3.9: HORMIGÓN F'C 210 KG/CM2</b> .....	130
<b>FIGURA 3.10: DERIVA ELÁSTICA EN X</b> .....	133
<b>FIGURA 3.11: DERIVA ELÁSTICA EN Y</b> .....	134



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS .....	21
TABLA 2.2 VENTAJAS ESTRUCTURALES .....	21
TABLA 2.3 MATRIZ DE COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS .....	21
TABLA 2.4 PROPIEDADES .....	22
TABLA 2.5 PROPIEDADES .....	22
TABLA 2.6 PROPIEDADES .....	23
TABLA 2.7 CARGAS MUERTAS IMPUESTAS (MIDUVI, 2015) .....	23
TABLA 2.8 RELACIÓN ANCHO ESPESOR IPE140 .....	26
TABLA 2.9 RELACIÓN ANCHO ESPESOR IPE 300 .....	29
TABLA 2.10 RELACIÓN ANCHO ESPESOR IPE 330 .....	35
TABLA 2.11 RELACIÓN ANCHO ESPESOR HSS 200X300 .....	41
TABLA 2.12 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA .....	42
TABLA 2.13 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA .....	43
TABLA 2.14 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FD .....	43
TABLA 2.15 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FS .....	44
TABLA 2.16 PARÁMETROS PARA ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA .....	44
TABLA 2.17 VALORES DE K .....	47
TABLA 2.18 REACCIONES DE LA BASE .....	48
TABLA 2.19 FUERZAS HORIZONTALES POR PISO .....	48
TABLA 2.20 FUERZAS HORIZONTALES POR PÓRTICO .....	49
TABLA 3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN ANCHO-ESPESOR .....	131
TABLA 3.2 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA .....	132
TABLA 3.3 CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES .....	135
TABLA 3.4 CUANTÍA DE ACERO DE LA ESTRUCTURA .....	136

## ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1 : EST-001

PLANO 2 : EST-002

PLANO 3 : SUB-001

PLANO 4 : SUB-002

PLANO 5 : SUB-003

PLANO 6 : CON-001

PLANO 7 : CON-002

PLANO 8 : CON-003

PLANO 9 : CON-004



# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de titulación, tiene como objetivo el diseño estructural de un Seminario Mayor en la ciudad de Guayaquil, con el propósito de satisfacer la necesidad de preparación de jóvenes aspirantes a sacerdotes que desean prepararse en la fe cristiana. Dado que actualmente existe una gran problemática en cuanto a la vocación sacerdotal a nivel global, ya sea por el celibato o la escasa motivación de los aspirantes; lo que limita a ingresar o culminar exitosamente la formación. Es así que los Seminarios Mayores son cada vez más imperativos, para poder dotar a los aspirantes de una vida espiritual y de bases morales para la misión evangelizadora y que puedan realizar cambios positivos, tanto a nivel espiritual y social en la comunidad, que tiene una gran devoción hacia la Virgen del Cisne. (BURGOS, 2013)

Se plantea una propuesta de estructura metálica sismo resistente, aplicada a un edificio de 3 niveles, ubicado en Guayaquil, parroquia Tarqui, sector de Sauces III; con la metodología de diseño LRFD, empleando las normativas vigentes, tanto nacionales como internacionales de la construcción, conexiones precalificadas y soldaduras según la NEC, AISC y AWS.

Como punto de partida se realiza un estudio geotécnico, para esto se toma como referencia el estudio geotécnico de la "Solución Vial Puentes Daule Y Samborondon", para determinar la estructura litológica del suelo donde va a descansar el edificio y su capacidad admisible máxima que puede soportar; dada que esto es un factor determinante para el tipo de estructura a diseñar, la cual puede ser de hormigón, mixta o metálica. Dado que Guayaquil tiene un suelo de arcilla limosa blanda en gran parte de su jurisdicción.

Se recurre a la ayuda del software de análisis y diseño estructural “ETABS”, para la modelación de la edificación y poder observar el comportamiento de la misma ante un evento sísmico, ya que las ondas superficiales en esta zona tienen un periodo de vibración más largo causando mayor daño a la estructura. Debido a que el Ecuador se encuentra en una zona altamente sísmica, propensa de manera constante a terremotos de diferentes magnitudes; por encontrarse en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”.

Además, se realiza una evaluación Técnica-Ambiental de los posibles aspectos e impactos ambientales que pueden derivarse de la ejecución de los trabajos de construcción del edificio, cumpliendo la disposición del MAE. Finalmente se realiza un presupuesto referencial del costo total de la obra, a través de un APU, donde se desglosa los rubros inherentes a la construcción del edificio; como los Materiales, Mano de Obra, Maquinarias e Imprevistos.

## **1.1 Descripción del problema**

En la actualidad la Comunidad Vétero Católica, radicada hace más de 8 años en el Ecuador, ha instaurado un sin número de misiones evangelizadoras alrededor del país, viéndose limitados de seguir expandiendo dicha tarea pastoral por la poca disponibilidad de presbíteros, debido a que es una comunidad nueva en el país. Esta problemática se ve acrecentada al no poder ordenar nuevos sacerdotes, a causa de la inexistencia de infraestructura civil, destinada a la preparación y adiestramiento sacerdotal de los aspirantes; como lo es el Seminario Mayor, un lugar de formación sacerdotal a través del desarrollo espiritual, humano y la doctrina pastoral, donde se imparte la Filosofía y la Teología.

## **1.2 Justificación del problema**

La construcción del Seminario Mayor, pretende solventar la creciente demanda vocacional de los Laicos, entregando a la comunidad un mayor número presbíteros para guiar las misiones pastorales. Haciendo más accesible este tipo de educación para la comunidad y que no tengan que emigrar a otras ciudades en busca de Seminarios de otras Comunidades para su formación académica, lo cual acarrea fuertes gastos económicos a la Iglesia, al cubrir todos los costos académicos de sus seminaristas; dado que la comunidad está expandiéndose y su única fuente económica es la auto gestión de los clericós.

Además de que el Seminario será un aporte técnico, cultural y religioso no solo para la ciudad de Guayaquil sino también para la comunidad religiosa del Ecuador; conservando la identidad arquitectónica que la diferencia de las demás religiones, debido a que Guayaquil es una ciudad mayoritariamente católica en la que encontramos arquitectura religiosa impresionante y perdurable a través de los años. Se espera que esta obra logre incentivar y mantener esa devoción ferviente de catolicismo, en especial en la región de la costa en la que a través de los años se ha venido perdiendo la fe y que se transmita a las futuras generaciones.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

- ✓ Establecer un Diseño Estructural Sismo Resistente Del Seminario Mayor Vétero Católico En Sauces III.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Determinar Composición Litológica Del Suelo Bajo La Edificación.
- ✓ Establecer La Capacidad Portante Del Terreno.
- ✓ Elaborar Planos Arquitectónicos Del Seminario.
- ✓ Establecer Una Propuesta Constructiva En Base A Criterios Ingenieriles.
- ✓ Modelar La Estructura Mediante El Uso Del Software Etabs.
- ✓ Realizar Planos Estructurales y de Detalles.
- ✓ Elaborar Planos Eléctricos E Hidrosanitarios
- ✓ Realizar Análisis de Precios Unitarios (APU) y Cronograma Valorado
- ✓ Establecer Plan de Manejo Ambiental.

## **1.4 Marco teórico**

### **1.4.1 Antecedentes**

A nivel global las edificaciones metálicas, cobraron importancia a finales del siglo XVII, con la construcción del puente de Coalbrookdale en Inglaterra, que cruza el río Severn con una longitud de 60 metros de luz; el mismo que fue el primer puente totalmente construido de hierro fundido. A partir del siglo XIX, el desarrollo metalúrgico tuvo su auge y se consolidó con grandes estructuras metálicas; como los rascacielos Empire State en 1920 y Rockefeller Center en 1931, situados en la ciudad de New York. (VÉLEZ, 2012)

Es así que las primeras construcciones con este material tuvieron su origen en la Columbia Británica, después de la segunda guerra mundial; los diseños eran sobredimensionados debido a que no existían normativas técnicas como guías. Ya en 1980 IBM sacó al mercado su primer software de diseño asistido (CAD), mejorando sustancialmente el tiempo de diseño de estructuras según las necesidades de los clientes y obras cotidianas como casas, edificios y puentes. (BURGOS, 2013)

A nivel mundial la devastación que deja un evento sísmico a las estructuras, como es el caso de Northridge en California en 1994 con un sismo de magnitud 6.6 y Kobe en Japón en 1995 con un sismo 7.1, en donde fallaron significativamente las conexiones de vigas-columnas de marcos resistentes a momentos, en los cuales se alcanzaron aceleración sísmica de entre 1.2 a 1.8 g; ha volcado a reformar los códigos de la construcción tomando en cuenta este fenómeno. Por lo cual el AISC y FEMA, iniciaron importantes correcciones a las conexiones soldadas, dando como resultado una lista de uniones precalificadas para prevenir la formación de rotulas plásticas en las juntas. (Rodríguez, 2014)

El Ecuador preocupado por esta problemática que se produce de manera natural, dado que el mismo se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del pacifico, lo cual lo convierte en una zona con alto peligro sísmico, afectando drásticamente a las estructuras y la destrucción de algunas ciudades como Ibarra; vio la necesidad de emitir normativas de construcción para reducir el riesgo de colapso de las estructuras durante los eventos, en especial las estructuras consideradas como especiales que deben seguir operando luego de un sismo, como lo son los hospitales, estaciones de bomberos, etc. (Choca Simbaña, 2016)

Las Normativas Técnicas referente a la Seguridad Estructural de las Edificaciones promulgadas por el Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, cubren diferentes aristas importantes, en cuanto a los principales materiales para construir y metodologías de diseños que se deben aplicar en función de los requerimientos específicos de la obra, a fin de mejorar los procesos constructivos y montaje en obra.

A continuación, se detallan las diferentes NEC vigentes en el Ecuador:

NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas

NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente

NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras

NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones

NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado

NEC-SE-AC: Estructuras de Acero (Vivienda, 2018)



Existe una amplia variedad de trabajos realizados en diseño de estructuras metálicas sismo resistente en el Ecuador, lo que pone en evidencia la necesidad y la preocupación de los ciudadanos de contar con estructuras seguras en caso de emergencia o desastres naturales, como a continuación se detalla:

**Título:** Diseño Estructural De Edificio De 4 Pisos En Acero Para Vivienda Masivo

**Autores:** Colimba Quijia y Choca Simbaña

**Año:** 2016

**Sinopsis:** El trabajo plantea el diseño estructural metálico de un edificio de apartamentos, en el cual se realizara los estudios pertinentes para cumplir con la normativa tanto nacionales e internacionales de la construcción; además se muestra un análisis de costos de la inversión que se necesita para la consolidación de la estructura, se recurre a la ayuda de un software de diseño estructural, en particular al SAP2000 v17, en donde se modela la estructura y se garantiza la seguridad del edificio en cuanto a su sismo resistencia. (Choca Simbaña, 2016)

**Título:** Diseño De Un Edificio Multifamiliar De Cuatro Pisos En Estructura De Acero Y Entrepisos De Concreto

**Autores:** Vera Nuñuvero y Arturo Vicente

**Año:** 2016

**Sinopsis:** Se realiza un análisis y diseño de un edificio multifamiliar de 4 pisos en la ciudad de Lima en un terreno de 446 m<sup>2</sup>. El sistema estructural es en base a pórticos de acero con conexiones viga-columnas simples y arriostres especiales concéntricos para tomar el sismo. Todo el sistema estructural será en acero estructural ASTM-A572 Gr50 ó A992. Para la cimentación, se tiene una capacidad del terreno de 4 kg/cm<sup>2</sup>, se diseña usando zapatas aisladas y combinadas. (Vera Nuñuvero, 2016)

Se desarrolló primero un pre dimensionamiento de la estructura, se diseñan las vigas y columnas por cargas de gravedad, luego se hace un análisis estático con los perfiles seleccionados y después un análisis estructural para hallar los perfiles usados para los arriostres sísmicos. Los pisos fueron asumidos como diafragmas rígidos con 3 grados de libertad. El proceso de análisis y diseño se realizó siguiendo la norma E.090 así como las especificaciones del AISC 360-10 y las consideraciones de las Seismic Provisions del AISC-341-10 para los elementos con responsabilidad sísmica. (Vera Nuñuvero, 2016)

**Título:** Factibilidad Del Uso De Estructuras Metálicas En El Diseño De Viviendas Multifamiliares

**Autor:** ÁMBAR ALESSANDRA TONG SAN GUZMÁN

**Año:** 2014

**Sinopsis:** Se propone dos diseños de un mismo edificio multifamiliar, uno en concreto y otro en acero, de los cuales obtendremos los costos y cronogramas respectivos. La poca experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el desfase en las normas peruanas hacen que el acero quede destinado para el diseño de galpones o naves industriales. Sin embargo, se debe de promover incentivos para el uso de sistemas más confiables en lo que respecta a ductilidad y rapidez en construcción. (GUZMÁN, 2014)

## **Marco Conceptual**

### **Análisis Estructural**

Proceso en el cual se determinan las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios estructurales. (AISC, aisc.org, 2010)

### **Diseño Estructural**

Proceso en el cual se crea estructuras acordes a las normativas y código tratando de cuidar los principios de seguridad, funcionalidad y economía. A través de la determinación de sistema estructural más idóneo y las cargas impuestas en la estructura. (Vivienda, 2018)

### **Rehabilitación Estructural**

También llamado reforzamiento estructural, proceso en el cual se mejora la resistencia y/o ductilidad de una estructura antigua, antes o después de daños por un evento sísmico o por el deterioro de la misma por condiciones atmosféricas. (SIRVE, 2018)

### **Sistema Aporticado**

Es la unión continua de columnas y vigas, los cuales están conectados mediante nudos rígidos que transfieren momentos y cargas hacia las columnas. (Rodríguez Val, 2005)

“Los sismos grandes son los verdaderos examinadores de la resistencia y rigidez de las edificaciones y para que una estructura de este tipo falle, en la actualidad se requiere de un mínimo número de errores en la fase de diseño y construcción. Las fuerzas laterales sísmicas generan en las estructuras grandes esfuerzos de corte, llevándolas en la mayoría de los casos a estados de comportamiento inelástico, que con frecuencia no es revisado en la fase de diseño por el ingeniero encargado del cálculo”. (Capa, 2014)

### **Arrostramiento**

Miembro o sistema que proporcione rigidez y resistencia para limitar los movimientos fuera del plano de algún otro miembro en un punto de arrostramiento. (AISC, aisc.org, 2010)

### **Sistema Estructural Arriostrado**

Sistema donde las cargas laterales son soportadas por elementos rigidizadores, resistentes a momentos y que ayudan a disipar de manera más rápida la energía sísmica; los mismos que deben distribuirse simétricamente para un mejor comportamiento estructural; En países con alto riesgo sísmico, este sistema estructural es muy utilizado, dado que disminuye las derivas de piso y las vibraciones. (Liliana Barros Bastidas, 2015)

### **Filosofía de Diseño Sismo Resistente**

La filosofía de diseño aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo establece, por una parte, que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran daños de ninguna especie durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente, esto es, varias veces durante el período de vida útil (50 a 70 años) del edificio. Pero, por otra parte, establece que las estructuras pueden sufrir daños, e incluso tener que demolerse con posterioridad al sismo, ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en un determinado lugar, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapsará durante la ocurrencia de este sismo severo. (Universidad Central de Venezuela, 2010)

La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para medir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, de aplicarse adecuadamente en un determinado país, garantiza la preservación de las vidas humanas frente a cualquier circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad. (Pontificia Universidad Católica de Chile)

### **Articulación o rótula plástica**

Zona completamente en fluencia que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico. (AISC, aisc.org, 2010)

### **Combinaciones de cargas LRFD**

Combinaciones de las solicitaciones previstas en el código de edificaciones aplicable para el diseño según el método de los factores de carga y resistencia. (AISC, aisc.org, 2010)

**Conexión de momento totalmente restringida**

Conexión capaz de transferir momento sin rotación apreciable entre los miembros conectados. (AISC, aisc.org, 2010)

**Conexión simple; conexión de corte**

Conexión que transmite fuerzas cortantes entre los miembros conectados. (AISC, aisc.org, 2010)

**Diafragma**

Techo, piso u otra membrana o sistema de arrostramiento con suficiente rigidez en su plano, diseñado para transmitir las fuerzas horizontales al sistema de resistencia de fuerzas laterales. (AISC, aisc.org, 2010)

**Fatiga**

Estado límite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables. (AISC, aisc.org, 2010)

**Fluencia**

Estado límite de deformación inelástica que ocurre después que se ha alcanzado la tensión de fluencia. (AISC, aisc.org, 2010)

**Metal de aporte**

Metal o aleación que pasa del electrodo al metal base durante el proceso de fusión al efectuar una junta soldada. (AISC, aisc.org, 2010)

**Soldadura de filete**

Soldadura de sección transversal aproximadamente triangular que une las superficies de dos elementos que se traslapan o intersectan. (AISC, aisc.org, 2010)

# CAPÍTULO 2

## 2. Metodología

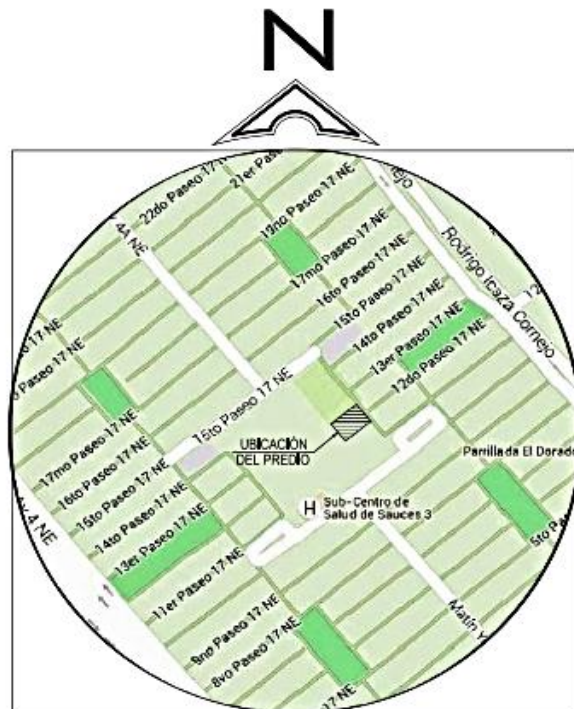
El diseño estructural del Seminario Mayor comenzó con una inspección técnica del sitio donde se construirá la obra, para poder observar de manera directa, las condiciones tanto topográficas, hidráulicas y de accesibilidad de maquinarias y materiales. Se analizó la formación geológica de la zona y la capacidad portante del terreno. A continuación, se realizó un diseño de una propuesta arquitectónica de la edificación donde se mostraban la distribución de los espacios en la edificación. Como siguiente paso se planteó tres alternativas de diseño estructural con una descripción breve de cada una de ellas. Finalmente se realizó una evaluación ambiental sobre los aspectos e impactos ambientales derivados de la ejecución del proyecto y un Análisis de Precios Unitarios (APU), donde se determinó el presupuesto referencial de la obra.

### 2.4 Topografía

El terreno donde se construirá la edificación es una superficie totalmente plana, por lo cual no se necesitó obtener las curvas de nivel respectivas; con un área total de 1123.02 m<sup>2</sup>; el mismo que consta con todos los servicios básicos. Está ubicado en la ciudad de Guayaquil, en la Parroquia Tarqui, manzana 0985, solar 008, Sector Sauces III.



**Figura 2.1: Vista panorámica del proyecto**  
**Fuente: Pilpe, K., Lucio, M.**



**Figura 2.2: Ubicación del terreno**  
**Fuente: Pilpe, K., Lucio, M.**

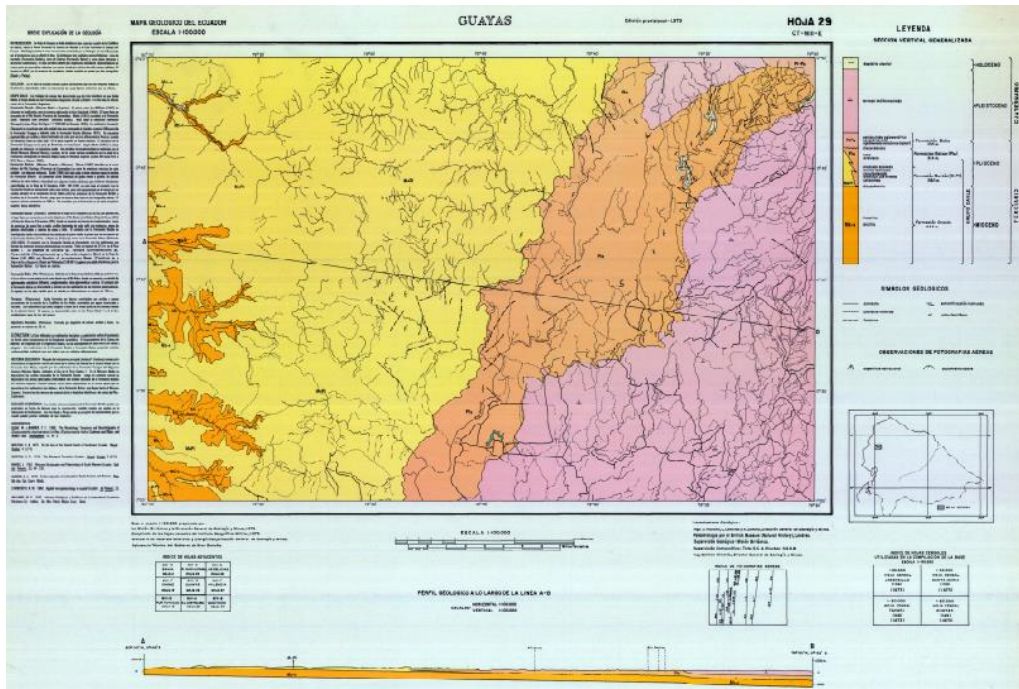


**Figura 2.3: terreno a utilizar**  
**Fuente: Pilpe, K., Lucio, M.**

## **2.5 Estudio Geotécnico**

En cuanto a la composición geomorfológica del terreno; se recurrió a consultar la Hoja Geológica de la Ciudad de Guayaquil, emitida por el Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico en 1974; donde se observó que el terreno se encuentra en una llanura aluvial del río Daule, que se formó en la era del Holoceno, la misma que está formada por depósitos de arenas, arcillas y limos, con un espesor aproximado de 50 metros; la cual tuvo que ser rellenada con material pétreo para poderla urbanizar, ya que dicha llanura se inundaba durante la estación lluviosa. (Michalón Raul, 2009)





**Figura 2.4: mapa geológico del Guayas**  
**Fuente: (INIGEMM, 2018)**

## 2.6 Propuesta Arquitectónica

El diseño consistió en una edificación de 3 plantas, con una altura total de 8.4 m con un área de construcción de 432m<sup>2</sup>, siendo la altura de la planta baja de 3 m y las restantes de 2.7 m; la que tendrá una capilla, aulas de clase, oficinas, biblioteca, dormitorios, baños, cocina, comedor, sala de estar, cuarto de lavandería y un departamento para el administrador de la edificación en el nivel superior, quedando la distribución de la siguiente manera:

### 2.6.1 Planta Baja

La planta baja tiene una distribución que incluye una oficina de rectorado con baño con un área 71.69m<sup>2</sup>, oficina administrativa con baño con un área 26.34m<sup>2</sup>, una cocina con un área 15.19m<sup>2</sup>, un comedor con un área 61.43m<sup>2</sup>, dos baños generales con un área 8.1m<sup>2</sup>, una sala de espera, una capilla con un área 69.03m<sup>2</sup> y una biblioteca con un área 29.54m<sup>2</sup>.

### **2.6.2 Primera Planta**

El primer nivel consta de una aula #1 con un área  $41.24\text{m}^2$ , una aula #2 con un área  $39.49\text{m}^2$ , una aula #3 con un área  $45.32\text{m}^2$ , dos aulas; #4 y #5 con un área  $46.51\text{m}^2$ , una aula #6 con un área  $29.54\text{m}^2$ , una aula #7 con un área  $33.05\text{m}^2$ , dos baños con un área de  $4.5\text{m}^2$  y una sala de descanso.

### **2.6.3 Segunda Planta**

El segundo nivel tiene ocho dormitorios cada uno un área de  $20.95\text{m}^2$ , dos dormitorios cada uno un área de  $23.36\text{m}^2$ , un dormitorio con un área de  $26\text{m}^2$ , un dormitorio con un área de  $28.34\text{m}^2$  y un dormitorio con un área de  $19.48\text{m}^2$  siendo un total de trece dormitorios cada uno con baño independiente.

### **2.6.4 Tercera Planta**

El tercer nivel consta de una terraza, un cuarto de lavandería con un área de  $16.97\text{m}^2$ , un cuarto de utilería con un área de  $15.50\text{m}^2$  y un departamento para el administrador de la edificación con un área de  $29.54\text{m}^2$ .

2.6.5 Vistas de Planta Arquitectónicas

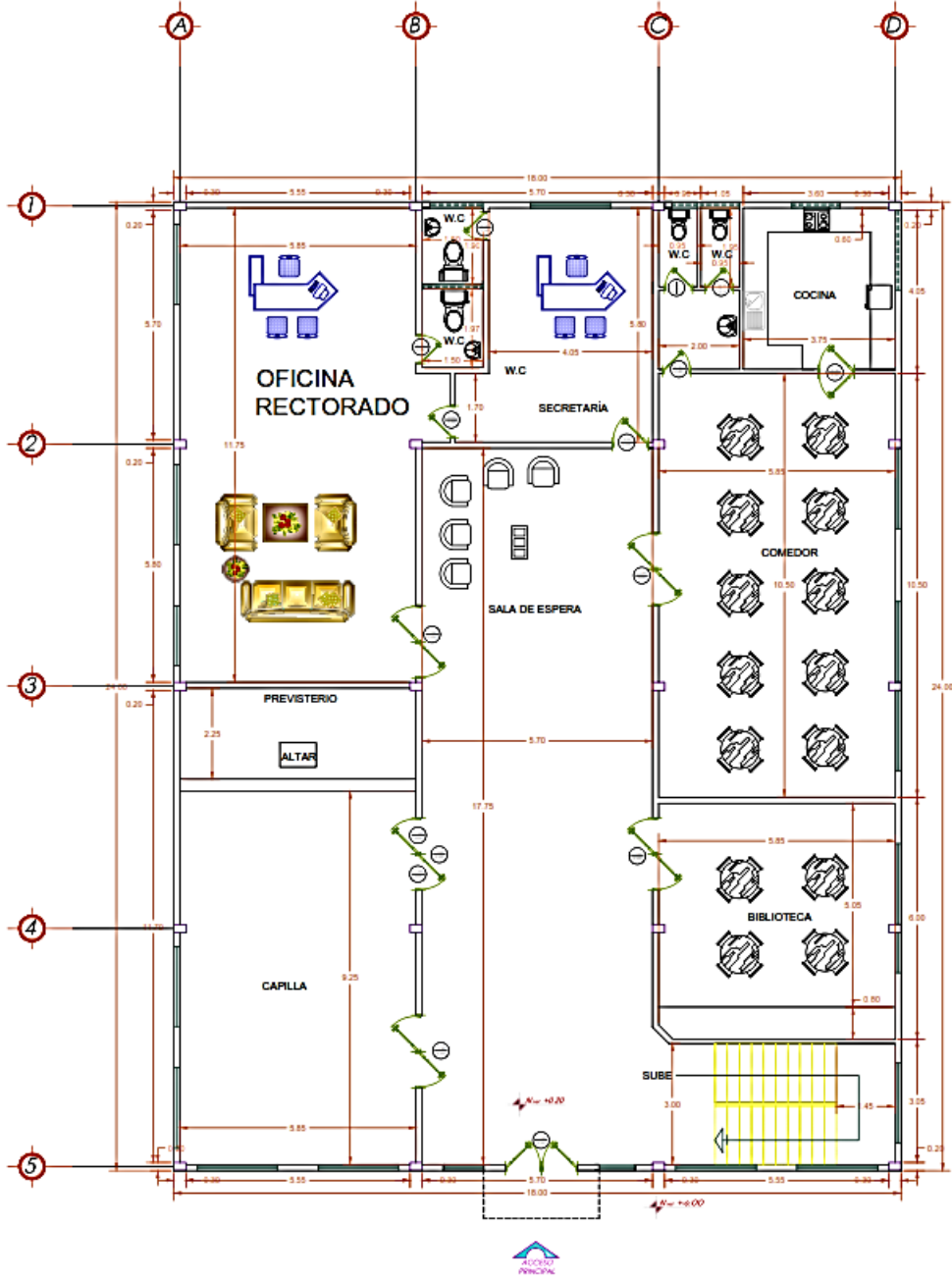
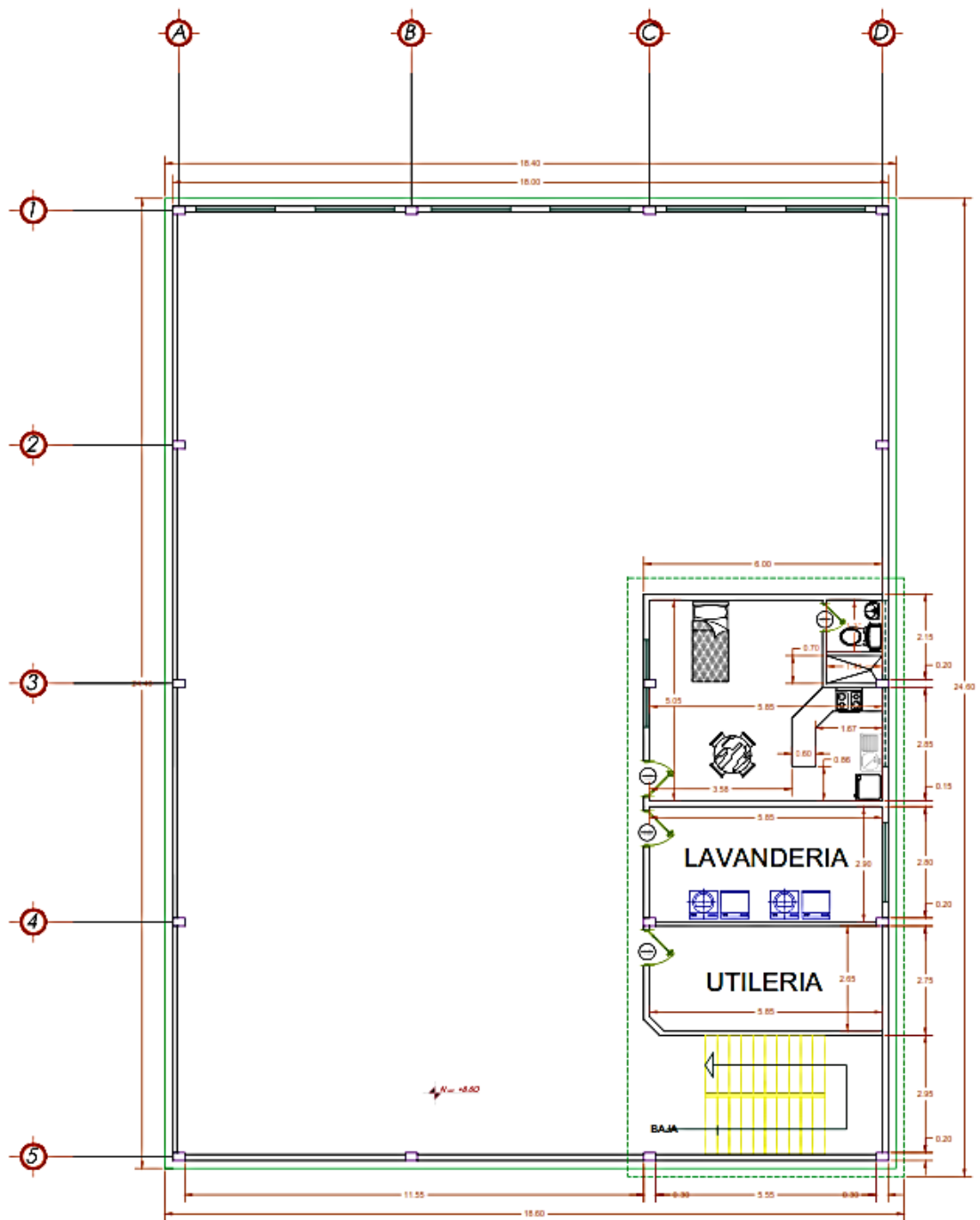


Figura 2.5: Planta Baja  
Fuente: Pilpe, K., Lucio, M.







**Figura 2.8: Tercera Planta**  
**Fuente: Pilpe, K., Lucio, M.**

## **2.7 Alternativas Estructurales**

Para el análisis y selección de alternativas, se plantea 3 posibles soluciones estructurales, en función de la capacidad portante del suelo y la serviciabilidad de la infraestructura. Como en todo diseño estructural, se trata de que el mismo sea lo más económico posible, estableciéndose un dimensionamiento preciso de los componentes de la estructura (vigas, columnas, losas, etc.), para evitar gastos innecesarios.

A continuación, se procede al planteo de las alternativas y la selección de la más óptima, según los requerimientos del proyecto.

### **2.7.1 Edificio de Hormigón Armado**

El hormigón armado es la alternativa más común, dado que los materiales que lo conforman están más fácilmente al alcance por los constructores. El mismo que se conforma de arena, agregados pétreos, cemento y acero de refuerzo, dado que el hormigón no puede soportar esfuerzos de tensión.

### **2.7.2 Edificio de Acero sin Arriostramiento**

Este tipo de estructura está conformado completamente de acero, dicho material presenta una alta resistencia tanto a la compresión y a la tensión por lo que no es necesario combinarlo con otro tipo de material; consta además de una losa aligerada tipo deck, con una placa colaborante que sirve de encofrado; la ventaja de este sistema es la esbeltez de sus componentes, pudiendo a cubrir mayores luces con secciones más delgadas.

### **2.7.3 Edificio de Acero con Arriostramiento**

Esta configuración estructural, resiste eficientemente las sollicitaciones sísmicas, dado que consta de elementos que disipan la energía sísmica en las periferias del edificio, haciendo que las derivas sean mínimas; la presencia de estos rigidizadores hace que los componentes sean más esbeltos.

## 2.8 Análisis y Selección de Alternativas

**Tabla 2.1 Tipos de Estructuras**

I	Edificio de Hormigón Armado
II	Edificio de Acero sin Arriostramiento
III	Edificio de Acero con Arriostramiento

A continuación, se detalla los criterios de selección de la mejor alternativa de construcción para este proyecto. (MIGUEL DAVID ROJAS LOPEZ, 2013)

**Tabla 2.2 Ventajas Estructurales**

A	Resistencia Mecánica
B	Costo
C	Tiempo de Montaje
D	Peso
E	Mano de Obra Calificada
F	Secciones Esbeltas
G	Control de Calidad
H	Derivas inelásticas

Se muestra una matriz de comparación de los criterios vs los tipos de estructuras  
Bajo= 1 Medio=2 Alto=3

**Tabla 2.3 Matriz de Comparación de Alternativas**

Criterios	Alternativas		
	I	II	III
A	Medio	Medio	Alto
B	Bajo	Alto	Medio
C	Alto	Bajo	Medio
D	Alto	Medio	Bajo
E	Bajo	Alto	Alto
F	Bajo	Medio	Alto
G	Bajo	Medio	Alto
H	Alto	Medio	Bajo
<b>Ponderación</b>	15	17	18



Según la comparación realizada en la tabla anterior en base a diferentes criterios, se pudo determinar que la estructura requerida para este tipo de edificación es de acero con arriostramiento.

## 2.9 Diseño Estructural de Acero con Arriostramiento

Para el diseño, se procedió determinando las cargas impuestas en la edificación; las mismas que eran cargas muertas, cargas vivas y efectos sísmicos.

### 2.9.1 Normas Utilizadas

- ✓ NEC-2015: Norma Ecuatoriana de la Construcción.  
NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)  
NEC-SE-DS: Peligro Sísmico
- ✓ ANSI-AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings
- ✓ AISC-341-10\_Seismic\_Provision
- ✓ AISC\_358-10\_Prequalified\_Connections
- ✓ AWS D 1.1 y D1.8 SeismicSupplement
- ✓ FEMA 350
- ✓ ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete.

### 2.9.2 Acero A572 Gr 50

**Tabla 2.4 Propiedades**

Fy	35153481.31 kg/m <sup>2</sup>
Fu	45699525.7 kg/m <sup>2</sup>
E	20389019158 kg/m <sup>2</sup>

### 2.9.3 Hormigón para Columnas Compuestas

**Tabla 2.5 Propiedades**

F'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
E	219504.1092 Kg/ cm <sup>2</sup>

## 2.9.4 Hormigón para Cimentación

**Tabla 2.6 Propiedades**

f'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
E	250998.00796 Kg/ cm <sup>2</sup>

## 2.9.5 Cargas Presentes en el Edificio

### 2.9.5.1 Carga Muerta

- ✓ Peso Propio (vigas, columna): Se estima mediante el software estructural (ETABS) el peso de dichos elementos estructurales.
- ✓ Peso Propio de losa aligerada de 6 cm de espesor: 214.28 kg/m<sup>2</sup>. (NOVACERO, 2018)

### 2.9.5.2 Cargas Muertas Impuestas

**Tabla 2.7 Cargas Muertas Impuestas (MIDUVI, 2015)**

Sobrecarga	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Cielo Falso	20
Mampostería	200
Baldosas	100
TOTAL	320

### 2.9.5.3 Carga Viva

El valor de la carga viva utilizado se la obtuvo mediante el uso de NEC\_SE\_CG, Sección 4.2, se considera su uso u ocupación.

Habitaciones multifamiliares: 200 Kg/m<sup>2</sup>

## 2.9.6 Dimensionamiento De Vigas

### 2.9.6.1 Metrado de cargas

Volumen de hormigón de la losa ( $m^3/m^2$ ) = 0.085  $m^3$

Peso del hormigón de la losa =  $2400 \text{ kg}/m^3 * 0.085 \text{ m}^3 = 204 \text{ kg}/m^2$

Peso de plancha deck =  $7.47 \text{ kg}/m^2$

Carga muerta permanente =  $212 \text{ kg}/m^2$

Carga muerta impuesta =  $320 \text{ kg}/m^2$

Carga muerta total =  $532 \text{ kg}/m^2$

Carga viva impuesta =  $360 \text{ kg}/m^2$

Mayorización de cargas

$P_u = 1.2(532) + 1.6(360) = 1215 \text{ kg}/m^2$

### 2.9.6.2 Vigüeta

$P_u = 1215 * \text{área tributaria} = 1215 * 1.5 \text{ m} = 1822.5 \text{ kg}/\text{m}$

$M_u = (1822.5 * 3^2)/8 = 2050.31 \text{ kg}\cdot\text{m}$  (**momento viga simplemente apoyada carga distribuida**)

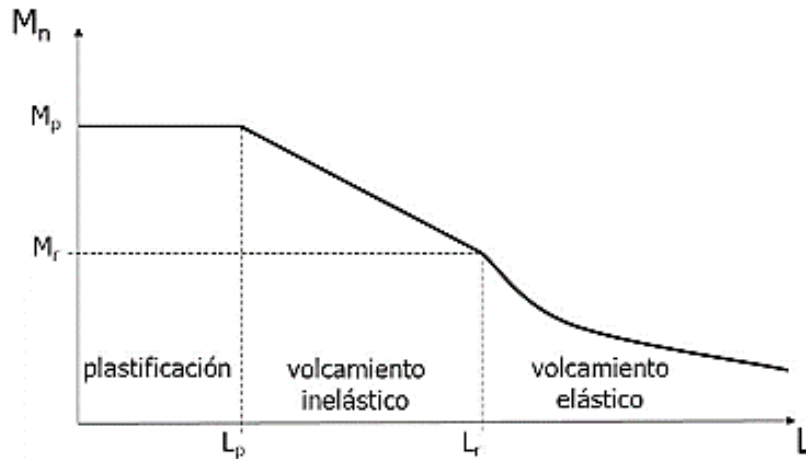
**$M_u = \Phi_b M_n$  condición ( $\Phi_b = 0.9$  LRFD)**

$M_n = M_u / \Phi_b = 2050.31 / 0.9 = 2278.12 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**Longitud de arriostramiento**

$L_b = 0$  arriostrado en toda ala superior

**Miembro en Zona 1 o Zona de fluencia para miembros a flexión**



**Figura 2.9: Momento Nominal Vs Longitud No Soportada**

Fuente: (McCormac, 2012)

Zona 1 entonces  $M_n = M_p$

$$M_{px} = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = M_{px} / F_y \text{ (Modulo Plástico)}$$

$$Z_x = 2278.12 \text{ kg.m} / 35153481.31 \text{ kg/m}^2$$

$$Z_x = 0.0000648050 \text{ m}^3 = 64.80 \text{ cm}^3 \text{ requerido}$$

Según tablas se escoge la viga IPE 140 con  $Z_x = 88.30 \text{ cm}^3$

Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico	Cons Tors			
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x							
	h	s	b	t	r1	r2	d			ix	Sx	rx	ly	Sy	ry			Zx	Zy	Jt
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>2</sup>	kg/mt	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>			cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>
IPE 80	80,00	3,60	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70		
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20		
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74		
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45		
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60		
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79		

**Figura 2.10: Productos Laminados Vigas IPE**

Fuente: (IPAC, 2018)

Las viguetas secundarias se diseñan para resistir cargas gravitacionales, para lo cual las secciones serán compactas para evitar el pandeo local en los elementos a compresión. Las relaciones de ancho- espesor de sus elementos no deben exceder  $\lambda_{ps}$  de las tablas B 4.1.a y B 4.1.b del AISC 360-1.

### 2.9.6.2.1 Relación Ancho Espesor

#### Ala compacta

$$\lambda_f \leq \lambda_p \quad \text{donde } \lambda_f = (bf/2)/t_f \quad \lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y}$$

#### Alma Compacta

$$\lambda_w \leq \lambda_p \quad \text{donde } \lambda_w = h/t_w \quad \lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

**Tabla 2.8 Relación Ancho Espesor IPE140**

E	20389019158		
Fy	35153481,31		
h	126,2	tf	6,9
bf	73	tw	4,7
<b>alas compactas</b>		<b>alma compacta</b>	
$\lambda_p$	9,15161188	$\lambda_p$	90,5527912
$\lambda_f$	5,28985507	$\lambda_w$	26,8510638

### 2.9.6.3 Viga Secundaria Principal



**Figura 2.11: Área Tributaria y Modelado de Cargas**

Carga distribuida  $P_u = 1822.5 \text{ kg/m}$

Carga Puntual  $P_u = 1822.5 * 3 = 5467.5 \text{ kg}$

Momento máximo =  $P_u * L / 2 = 5467.5 * 6 / 2$

$M_u = 16402.5 \text{ kg m}$

## Longitud de arriostramiento

$$L_b = 1.5 \text{ m} \quad r_y = 3.55 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 150.47 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$  viga en Zona 1 o Zona plástica

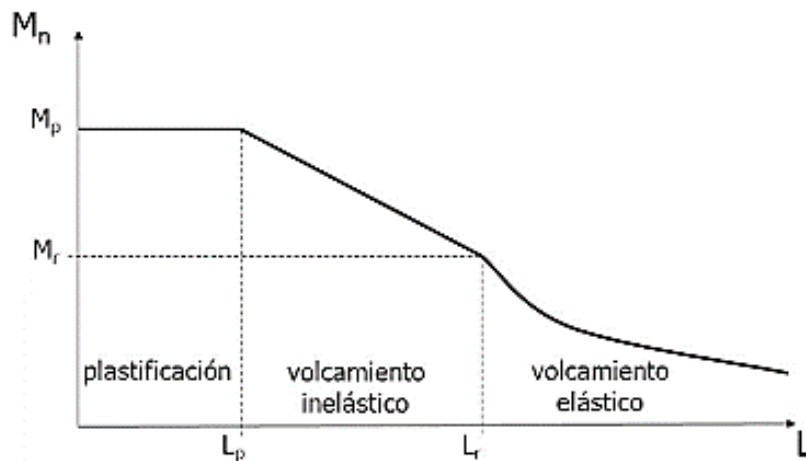


Figura 2.12: Momento nominal vs longitud no soportada

Fuente: (McCormac, 2012)

$M_u = \Phi_b M_n$  condición ( $\Phi_b = 0.9$  LRFD)

$$M_n = M_u / \Phi_b = 16402.5 / 0.9 = 18225 \text{ kg.m}$$

Zona 1 entonces  $M_n = M_p$

$$M_{px} = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = M_{px} / F_y \text{ (Modulo Plástico)}$$

$$Z_x = 18225 \text{ kg.m} / 35153481.31 \text{ kg/m}^2$$

$$Z_x = 0.000518440 \text{ m}^3 = 518.44 \text{ cm}^3 \text{ requerido}$$

Según tablas se escoge la viga IPE 300 con  $Z_x = 628 \text{ cm}^3$

Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Cons Tors
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			Zx	Zy	
	h	s	b	t	r1	r2	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry			
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
IPE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79
IPE 200	200,00	5,60	100,00	8,50	12,00	183,00	159,00	28,50	22,40	1943,00	194,00	8,26	142,00	28,50	2,24	221,00	44,60	6,98
IPE 220	220,00	5,90	110,00	9,20	12,00	201,60	177,60	33,40	26,20	2772,00	252,00	9,11	205,00	37,30	2,48	285,00	58,10	9,07
IPE 240	240,00	6,20	120,00	9,80	15,00	220,40	190,40	39,10	30,70	3892,00	324,00	9,97	284,00	47,30	2,69	367,00	73,90	12,90
IPE 270	270,00	6,60	135,00	10,20	15,00	249,60	219,60	45,90	36,10	5790,00	429,00	11,20	420,00	62,20	3,02	484,00	97,00	15,90
IPE 300	300,00	7,10	150,00	10,70	15,00	278,60	248,60	53,80	42,20	8356,00	557,00	12,50	604,00	80,50	3,35	628,00	125,00	20,10
IPE 330	330,00	7,50	160,00	11,50	18,00	307,00	271,00	62,60	49,10	11770,00	713,00	13,70	788,00	98,50	3,55	804,00	154,00	28,10
IPE 360	360,00	8,00	170,00	12,70	18,00	334,60	298,60	72,70	57,10	16270,00	904,00	15,00	1043,00	123,00	3,79	1019,00	191,00	37,30

Figura 2.13: Productos Laminados Vigas IPE

Fuente: (IPAC, 2018)

Las relaciones de ancho- espesor de sus elementos no deben exceder  $\lambda_{ps}$  de las tablas B 4.1.a y B 4.1.b del AISC 360-10

### 2.9.6.3.1 Relación Ancho Espesor

#### Ala compacta

$$\lambda_f \leq \lambda_{ps} \quad \text{donde } \lambda_f = (bf/2)/t_f \quad \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y}$$

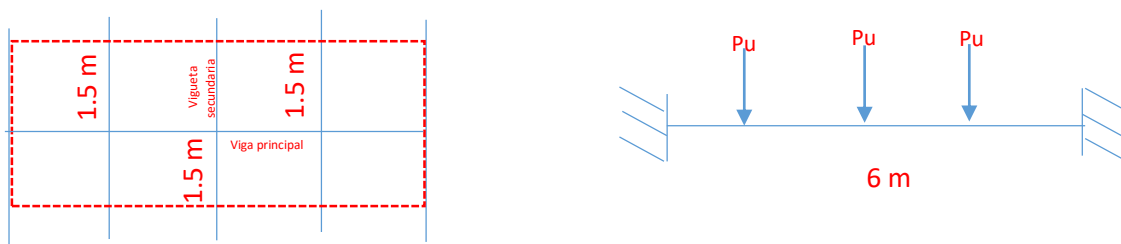
#### Alma Compacta

$$\lambda_w \leq \lambda_{ps} \quad \text{donde } \lambda_w = h/t_w \quad \lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

**Tabla 2.9 Relación Ancho Espesor IPE 300**

E	20389019158		
Fy	35153481,31		
h	278,6	tf	10,7
bf	150	tw	7,1
<b>alas compactas</b>		<b>alma compacta</b>	
$\lambda_{ps}$	7,224956747	$\lambda_{ps}$	59,0038134
$\lambda_f$	7,009345794	$\lambda_w$	39,2394366

### 2.9.6.1 Viga Principal (Pórtico en X)



**Figura 2.14: Área Tributaria y Modelado de Cargas**

Carga distribuida  $P_u = 1822.5 \text{ kg/m}$

Carga Puntual  $P_u = 1822.5 \cdot 3 = 5467.5 \text{ kg}$

Momento máximo =  $P_u (5L/16 - 3)$

$M_u = 6150.94 \text{ kg m}$

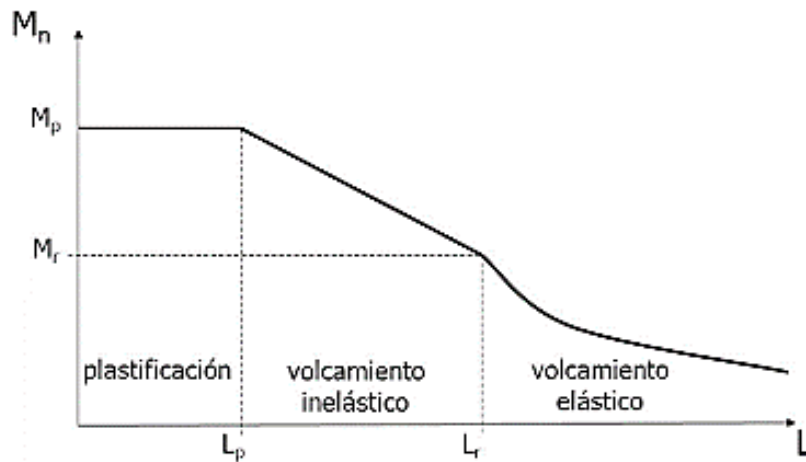
#### Longitud de arriostramiento

$L_b = 150 \text{ cm}$     $r_y = 3.55 \text{ cm}$

$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 150.47 \text{ cm}$

$L_b < L_p$    **viga en Zona 1 o Zona plástica**





**Figura 2.15: Momento nominal vs longitud no soportada**

**Fuente:** (McCormac, 2012)

**Mu= Mu gravitacional + Mu sismo x**

**Mu= 6150.94 + 9106.6**

**Mu= 15257.54**

**Mu=  $\Phi_b M_n$  condición ( $\Phi_b= 0.9$  LRFD)**

**Mn= Mu/  $\Phi_b$ = 15257.54 /0.9 = 16952.82 kg.m**

Zona 1 entonces Mn= Mp

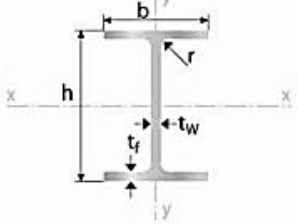
**Mpx= Fy\* Zx**

**Zx = Mpx/Fy (Modulo Plástico)**

**Zx = 16952.82 kg.m/ 35153481.31 kg/m<sup>2</sup>**

**Zx = 0.000492251 m<sup>3</sup> = 492.251cm<sup>3</sup> requerido**


Según tablas se escoge la viga IPE 300 con  $Z_x = 628 \text{ cm}^3$



Largo normal:  
6 metros / 12 metros  
Recubrimiento:  
Negro  
Calidad de acero:  
ASTM A-36 / ASTM A 572 Gr. 50  
Norma de fabricación:  
INEN 2231 / EN 10024  
Observaciones:  
Otras dimensiones y largos previa consulta.

► Aplicaciones

- Estructuras.
- Soporte de polipasto en puente grúas o techos.
- Puentes.
- Rieles.



Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico	Cons Tors	
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x					
	h	s	b	t	r1	r2	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry			Zx
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	324	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79
IPE 200	200,00	5,60	100,00	8,50	12,00	183,00	159,00	28,50	22,40	1943,00	194,00	8,26	142,00	28,50	2,24	221,00	44,60	6,98
IPE 220	220,00	5,90	110,00	9,20	12,00	201,60	177,60	33,40	26,20	2772,00	252,00	9,11	205,00	37,30	2,48	285,00	58,10	9,07
IPE 240	240,00	6,20	120,00	9,80	15,00	220,40	190,40	39,10	30,70	3892,00	324,00	9,97	284,00	47,30	2,69	367,00	73,90	12,90
IPE 270	270,00	6,60	135,00	10,20	15,00	249,60	219,60	45,90	36,10	5790,00	429,00	11,20	420,00	62,20	3,02	484,00	97,00	15,90
IPE 300	300,00	7,10	150,00	10,70	15,00	278,60	248,60	53,80	42,20	8356,00	557,00	12,50	604,00	80,50	3,35	628,00	125,00	20,10
IPE 330	330,00	7,50	160,00	11,50	18,00	307,00	271,00	62,60	49,10	11770,00	713,00	13,70	788,00	98,50	3,55	804,00	154,00	28,10
IPE 360	360,00	8,00	170,00	12,70	18,00	334,60	298,60	72,70	57,10	16270,00	904,00	15,00	1043,00	123,00	3,79	1019,00	191,00	37,30

**Figura 2.16: Productos Laminados Vigas IPE**

Fuente: (IPAC, 2018)

### 2.9.6.1 Viga Principal (Pórtico en Y)



Figura 2.17: Área Tributaria y Modelado de Cargas

Carga Puntual  $P_u = 8201.25 * 2 = 16402.5 \text{ kg}$

Momento máximo =  $P_u * L / 8$

$M_u = 12301.875 \text{ kg m}$

#### Longitud de arriostramiento

$L_b = 150 \text{ cm}$      $r_y = 3.55 \text{ cm}$

$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E / F_y} = 150.47 \text{ cm}$

$L_b < L_p$     **viga en Zona 1 o Zona plástica**

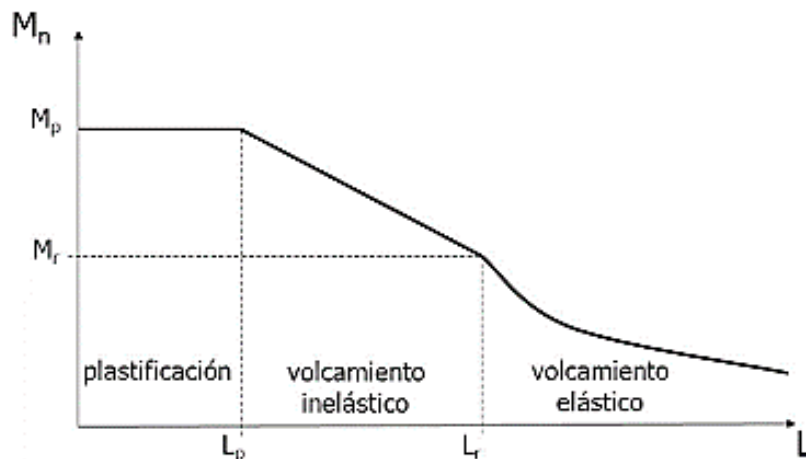


Figura 2.18: Momento nominal vs longitud no soportada

Fuente: (McCormac, 2012)

**Mu= Mu gravitacional + Mu sismo x**

**Mu= 12301.875 + 8537.46**

**Mu= 20839.33**

**Mu=  $\Phi_b M_n$  condición (  $\Phi_b= 0.9$  LRFD)**

**Mn= Mu/  $\Phi_b= 20839.33/0.9 = 23154.82$  kg.m**

Zona 1 entonces Mn= Mp

Mpx= Fy\* Zx

Zx = Mpx/Fy (**Modulo Plástico**)

**Zx = 23154.82 kg.m/ 35153481.31 kg/m<sup>2</sup>**

**Zx = 0.000658677 m<sup>3</sup> = 658.67cm<sup>3</sup> requerido**

Según tablas se escoge la viga IPE 330 con Zx= 804 cm<sup>3</sup>

**Largo normal:**  
6 metros / 12 metros

**Recubrimiento:**  
Negro

**Calidad de acero:**  
ASTM A-36 / ASTM A 572 Gr. 50

**Norma de fabricación:**  
INEN 2231 / EN 10024

**Observaciones:**  
Otras dimensiones y largos previa consulta.

► **Aplicaciones**

- Estructuras.
- Soporte de polipasto en puente grúas o techos.
- Puentes.
- Rieles.

Designación	Dimensiones								Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Cons Tors
	Altura		Ala		Distancias						Eje y-y			Eje x-x			Zx	Zy	Jt
	h	s	b	t	r1	r2	d	lx			Sx	rx	ly	Sy	ry	cm³	cm³	cm⁴	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm²			kg/mt	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm³
IPE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70	
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20	
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74	
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45	
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60	
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79	
IPE 200	200,00	5,60	100,00	8,50	12,00	183,00	159,00	28,50	22,40	1943,00	194,00	8,26	142,00	28,50	2,24	221,00	44,60	6,98	
IPE 220	220,00	5,90	110,00	9,20	12,00	201,60	177,60	33,40	26,20	2772,00	252,00	9,11	205,00	37,30	2,48	285,00	58,10	9,07	
IPE 240	240,00	6,20	120,00	9,80	15,00	220,40	190,40	39,10	30,70	3892,00	324,00	9,97	284,00	47,30	2,69	367,00	73,90	12,90	
IPE 270	270,00	6,60	135,00	10,20	15,00	249,60	219,60	45,90	36,10	5790,00	429,00	11,20	420,00	62,20	3,02	484,00	97,00	15,90	
IPE 300	300,00	7,10	150,00	10,70	15,00	278,60	248,60	53,80	42,20	8356,00	557,00	12,50	604,00	80,50	3,35	628,00	125,00	20,10	
IPE 330	330,00	7,50	160,00	11,50	18,00	307,00	271,00	62,60	49,10	11770,00	713,00	13,70	788,00	98,50	3,55	804,00	154,00	28,10	
IPE 360	360,00	8,00	170,00	12,70	18,00	334,60	298,60	72,70	57,10	16270,00	904,00	15,00	1043,00	123,00	3,79	1019,00	191,00	37,30	

**Figura 2.19: Productos Laminados Vigas IPE**

Fuente: (IPAC, 2018)

Las relaciones de ancho- espesor de sus elementos no deben exceder  $\lambda_{ps}$  de las tablas B 4.1.a y B 4.1.b del AISC 360-10

### 2.9.6.1.1 Relación Ancho Espesor

#### Ala compacta

$$\lambda_f \leq \lambda_{ps} \quad \text{donde } \lambda_f = (bf/2)/t_f \quad \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y}$$

#### Alma Compacta

$$\lambda_w \leq \lambda_{ps} \quad \text{donde } \lambda_w = h/t_w \quad \lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

**Tabla 2.10 Relación Ancho Espesor IPE 330**

E	20389019158		
Fy	35153481,31		
h	307	tf	11,5
bf	160	tw	7,5
<b>alas compactas</b>		<b>alma compacta</b>	
λPs	7,224956747	λps	59,0038134
λf	6,956521739	λw	40,93333333

### 2.9.6.2 Cortante De Vigas

#### 2.9.6.2.1 Viga IPE 140

d=140 mm      tw=4.7 mm

k=5 cortante puro

Fyw= 0.6 Fy    esfuerzo de fluencia al corte

Fyw= 0.6\*35153481.31 kg = 21092088.786 kg/m<sup>2</sup>

**Limite**     $d/tw=1520 \sqrt{K/Fyw}$

**Razón**       $d/tw= 140/4.7= 29.78$

$$d/tw=1520 \sqrt{5/2109.2088 \text{ kg/cm}^2} = 74$$

**29.78 ≤ 74    OK**

$$\Phi Vn = \Phi A_w (0.6 \cdot Fyw)$$

$$\Phi Vn = 0.9 \cdot (14 \cdot 0.47) \cdot 0.6 \cdot 2109.2088 = 7494.44 \text{ kg}$$

$$V_{max} = Q \cdot L/2 = 1822.5 \cdot 3/2 = 2733.75 \text{ kg}$$

**ΦVn ≥ Vmax    OK**

### 2.9.6.2.2 Viga IPE 300

$d=300$  mm       $t_w=7.1$  mm       $k=5$  cortante puro

$F_{yw} = 0.6 F_y$     esfuerzo de fluencia al corte

$F_{yw} = 0.6 * 35153481.31 \text{ kg} = 21092088.786 \text{ kg/m}^2$

**Limite**     $d/t_w = 1520 \sqrt{K/F_{yw}}$

**Razon**       $d/t_w = 300/7.1 = 42.25$

$$d/t_w = 1520 \sqrt{5/2109.2088 \text{ kg/cm}^2} = 74$$

**42.25 ≤ 74    OK**

$$\Phi V_n = \Phi A_w (0.6 * F_{yw})$$

$$\Phi V_n = 0.9 * (30 * 0.71) * 0.6 * 2109.2088 = 24260.12 \text{ kg}$$

#### Simplemente Apoyadas

$$V_{max} = 3Q/2 = 3 * 5467.5/2 = 8201.25 \text{ kg}$$

#### Empotradas

$$V_{max} = 3Q/2 = 3 * 5467.5/2 = 8201.25 \text{ kg}$$

**$\Phi V_n \geq V_{max}$     OK**

### 2.9.6.2.3 Viga IPE 330

$d=330$  mm       $t_w=7.5$  mm

$k=5$  cortante puro

$F_{yw} = 0.6 F_y$     esfuerzo de fluencia al corte

$F_{yw} = 0.6 * 35153481.31 \text{ kg/m}^2 = 21092088.786 \text{ kg/m}^2$

**Limite**  $d/tw=1520\sqrt{K/F_{yw}}$

**Razon**  $d/tw= 330/7.5= 44$

$$d/tw=1520\sqrt{5/2109.2088 \text{ kg/cm}^2} = 74$$

**44 ≤ 74 OK**

$$\Phi V_n = \Phi A_w (0.6 F_{yw})$$

$$\Phi V_n = 0.9 (33 \cdot 0.75) \cdot 0.6 \cdot 2109.2088 = 28189.58 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = Q/2 = 16402.5/2 = 8201.25 \text{ kg}$$

**$\Phi V_n \geq V_{\max}$  OK**



## 2.9.7 Dimensionamiento De Columna Compuesta

### 2.9.7.1 Columna Compuesta Central De Planta Baja

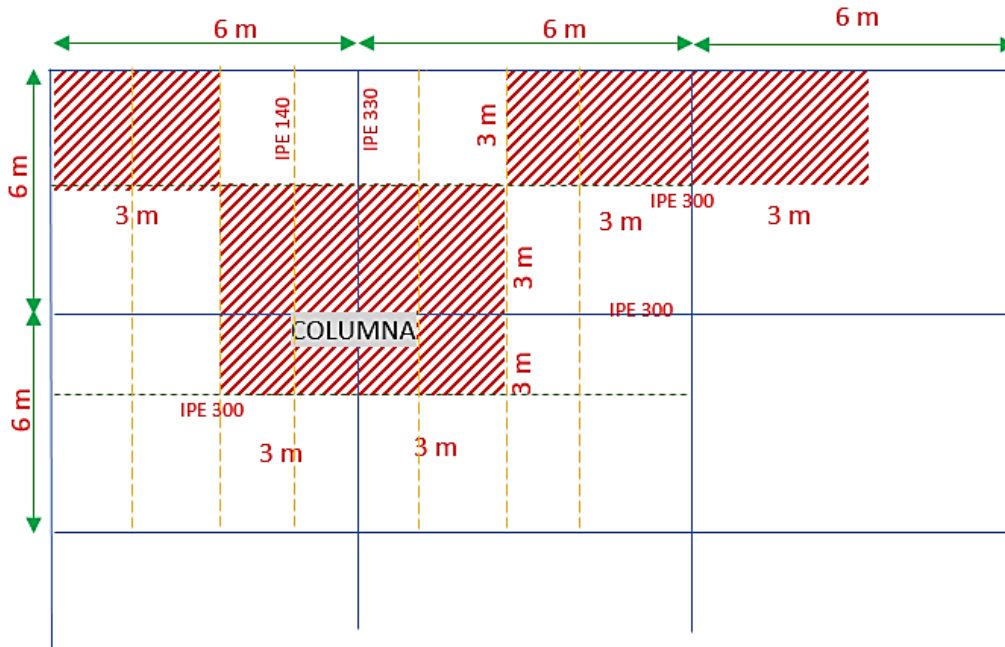


Figura 2.20: Área Tributaria Columna Central

#### 2.9.7.1.1 Metrado De Carga

CM total = 534 kg/m<sup>2</sup>

CV impuesta= 360 kg/m<sup>2</sup>

Combinación = 1.2(534) + 1.6(360) = 1217 kg/m<sup>2</sup>

Carga por área tributaria = 1217 kg/m<sup>2</sup> \* (6 m\*6 m) = 43812 kg

Peso de viga IPE 300 = 42.20 kg/m \* 12 m = 506.40 kg

Peso de viga IPE 330 = 49.10 kg/m \* 6 m = 294.60 kg

Peso de viga IPE 140 = 12.90 kg/m \* 18 m = 232.20 kg

Carga por peso propio = 1033.20 kg \* 1.2 = 1239.84 kg

Peso total = 45052 kg; que se descarga a columna central de Segunda Planta

Peso unitario de columna compuesta = 522 kg \* 1.2 = 626.4 kg

Columna Central Planta Baja (Critica)

Pu = (626.4\*2) + ( 45052 \* 3) = 136409 kg = 136.41 Ton

### 2.9.7.1.2 Resistencia Nominal Por Axial

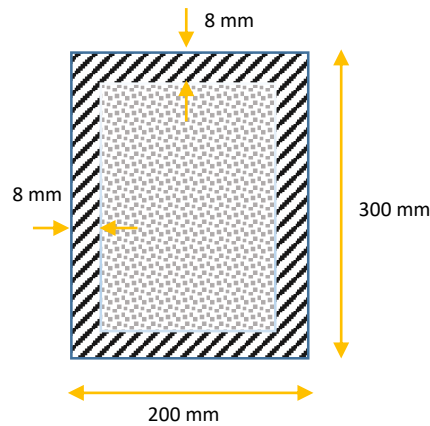


Figura 2.21: Dimensiones de la Columna Compuesta

$$P_n = P_p$$

$$P_p = A_s \cdot F_y + C_2 \cdot f'_c (A_c + A_{sr} \cdot E_s / E_c)$$

$C_2 = 0.85$  para perfiles rectangulares

$A_{sr}$  = area de acero de refuerzo = 0 m<sup>2</sup>

$$A_s = 0.007744 \text{ m}^2 \quad A_c = 0.052256 \text{ m}^2$$

$$E_c = 21525.56 \text{ MPa} = 2195041092 \text{ Kg/ m}^2$$

$$P_p = A_s \cdot F_y + C_2 \cdot f'_c (A_c + A_{sr} \cdot E_s / E_c)$$

$$P_p = 0.007744 \cdot 35153481.31 + 0.85 \cdot 2109000 \cdot 0.052256$$

$$P_p = 365905.28 \text{ kg} = 365.9 \text{ Ton}$$

$$C_3 = 0.6 + 2 (A_s / A_c + A_s) \leq 0.9 \quad \text{condición}$$

$$C_3 = 0.6 + 2 (0.007744 / 0.052256 + 0.007744) \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.8581 \leq 0.9 \quad \text{OK}$$

### 2.9.7.1.3 Inercias del Acero y del Hormigón

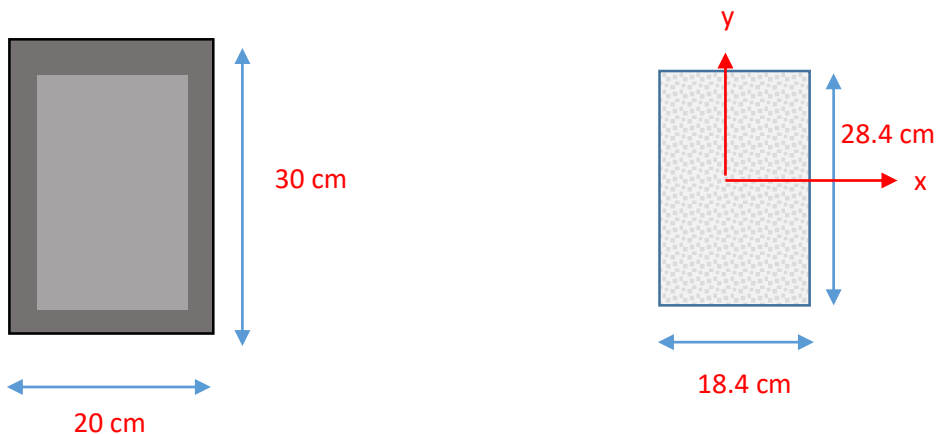


Figura 2.22: Secciones Típicas

#### Concreto

$$I_y = 28.4 * (18.4)^3 / 12 = 14743.16 \text{ cm}^4 = 0.0001474316 \text{ m}^4$$

#### Acero

$$I_y = (30 * 20^3 / 12) - I_y \text{ concreto}$$

$$I_y = 20000 - 14743.16 = 5256.84 \text{ cm}^4 = 0.0000525684 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{eff}} = E_s * I_s + C_3 * E_c * I_c$$

$$E_{\text{eff}} = 20389019158 (0.0000525684) + 0.8581 (2195041092) (0.0001474316)$$

$$E_{\text{eff}} = 1349515.081 \text{ Kg} \cdot \text{m}^2$$

$$P_e = \pi^2 * E_{\text{eff}} / (KL)^2 \quad KL = 1.2(3) = 3.6 \text{ m}$$

$$P_e = \pi^2 (1349515.081) / (3.6)^2$$

$$P_e = 1027714.51 \text{ Kg}$$

$$P_{n0} / P_e = 365905.28 / 1027714.51$$

$$P_{n0} / P_e = 0.3560 \leq 2.25 \quad \text{OK}$$

Use ecuacion I2-2 AISC

$$P_n = P_{n0} (0.658^{P_{n0} / P_e}) = 365905.28 (0.658^{0.3560})$$

$$P_n = 315246.46 \text{ Kg} = 315.25 \text{ Ton}$$

$$\Phi_c * P_n = 0.75 (315246.46) = 236434.84 \text{ Kg} = \mathbf{236.44 \text{ Ton}}$$

### Condición

#### **As ≥ 1% Ag Columna**

$$0.007744 \text{ m}^2 \geq 0.01 (0.3 * 0.2)$$

$$0.007744 \text{ m}^2 \geq 0.0006 \text{ m}^2 \quad \text{OK}$$

#### **2.9.7.1.4 Relación Ancho - Espesor**

$$\lambda_f \leq \lambda_p \quad \text{donde } \lambda_f = (b_f - 2t)/t \quad \lambda_p = 1.4 \sqrt{E/F_y}$$

**Tabla 2.11 Relación Ancho Espesor HSS 200X300**

E	20389019158		h	300
Fy	35153481,31		bf	200
			t	8
$\lambda_{ps}$		33,71646482		
$\lambda_f$		23		

## 2.10 Evaluación De Peligro Sísmico

### 2.10.1 Caracterización de peligro sísmico según la zona.

La ciudad de Guayaquil se encuentra en una zona sísmica V como se observa en la figura 2.23, por lo tanto, se adopta un factor  $Z=0.40$ , la caracterización del peligro sísmico es alta.

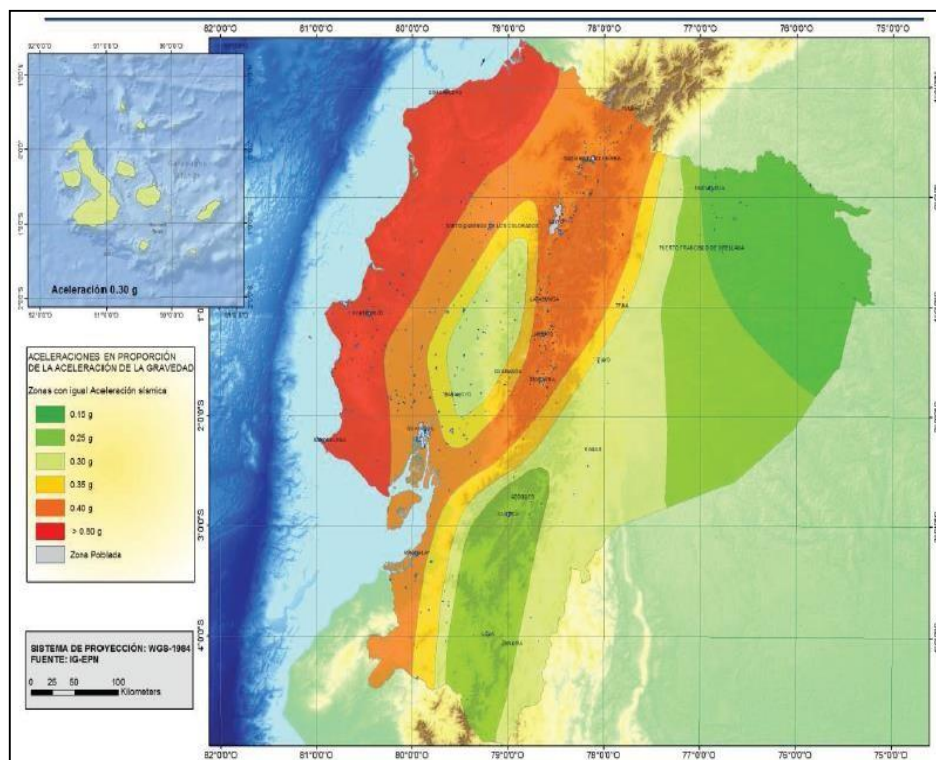


Figura 2.23: Mapa de Zonas Sísmicas en Ecuador

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2.12 Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

## 2.10.2 Coeficientes del perfil de suelo.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

**Tabla 2.13 Tipo de suelo y factores de sitio Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>B</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>C</b>	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
<b>D</b>	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
<b>E</b>	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
<b>F</b>	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

**Tabla 2.14 Tipo de suelo y factores de sitio Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>B</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
<b>F</b>	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

**Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

**Tabla 2.15 Tipo de suelo y factores de sitio Fs**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.10.3 Relación de amplificación espectral, $\eta$ .

Varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- ✓  $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- ✓  $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- ✓  $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente

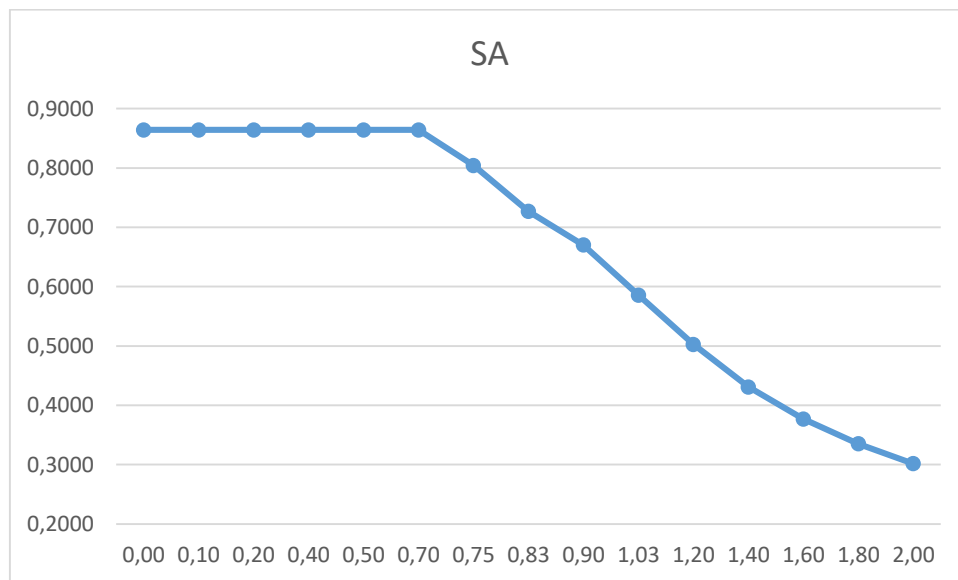
**Tabla 2.16 Parámetros para espectro de respuesta elástica.**

Tipo de Suelo	D
zona sísmica= V	Fa=1.2
valor de z= 0.4	Fd= 1.19
n= 1.8	Fs= 1.28

### 2.10.4 Espectro De Respuesta Elástica De Diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ) según la NEC 2015 en su capítulo de peligro sísmico (NEC\_SE\_DS), queda expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

- ✓ Factor de zona sísmica  $Z$ .
- ✓ El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- ✓ Coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .



**Figura 2.24: Espectro de respuesta horizontal elástica de diseño**

T	0	0,1	0,2	0,75	0,83	0,90	1,03	1,20	1,40	1,60	1,80	2
Sa	0,8640	0,8640	0,8640	0,8042	0,7267	0,6702	0,5856	0,5027	0,4308	0,3770	0,3351	0,3016

$T_0=0,3602$  seg

$T_c=0,6981$  seg



## 2.10.5 Periodo Fundamental

### 2.10.5.1 Método aproximado (estático)

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$h_n = 8,4$  m, altura del edificio.

$C_t = 0.073$ , para pórticos de acero con arriostramiento.

$\alpha = 0.75$

$$T = 0,3602 \text{ seg}$$

## 2.10.6 Factor de importancia

$I = 1,3$

Edificación Especial.

## 2.10.7 Factor de reducción de respuesta estructural

$R = 8$  Sistemas de pórticos especiales sismo resistente.

## 2.10.8 Factores de configuración estructural en planta y elevación $\phi_P$ , $\phi_E$

$\phi_P = 1$

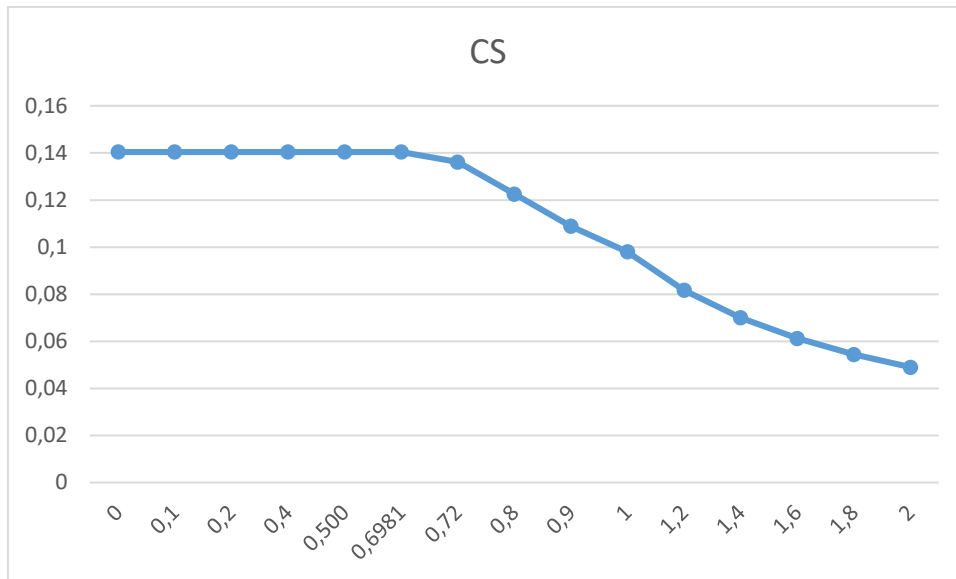
$\phi_E = 1$

## 2.10.9 Coeficiente de Respuesta Sísmica

$$C_s = \frac{I S_{a(Ta)}}{R \phi_p \phi_E}$$

$$C_s = \frac{1,3 * 0.8640}{8 * 1 * 1} = 0,1404 \text{ g}$$

### 2.10.10 Espectro De Respuesta Inelástica De Diseño



**Figura 2.25: Espectro de respuesta horizontal inelástica de diseño**

T	0	0,1	0,7	0,75	0,83	0,90	1,03	1,20	1,40	1,60	1,80	2
Cs	0,140	0,140	0,140	0,130	0,118	0,108	0,095	0,081	0,070	0,061	0,054	0,049
	4	4	4	7	1	9	2	7	0	3	5	0

### 2.10.11 Coeficiente del período de vibración de la estructura

**Tabla 2.17 Valores de K**

T (s)	K
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
$> 2.5$	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Para  $T_a = 0.3602$  seg

**K = 1**

## 2.10.12 Peso Sísmico

Tabla 2.18 Reacciones de la Base

Cargas	FZ
	kgf
Peso Propio	343138,07
Cargas Impuestas	401759,99
Peso sísmico	744898,06

## 2.10.13 Cortante Basal

$$V = C_s * W = 0,1404 * 744898,06$$

$$V = 104583,69 \text{ kg}$$

## 2.10.14 Análisis Estático de la Estructura

### 2.10.14.1 Fuerzas Horizontales Por Piso

Tabla 2.19 Fuerzas horizontales por piso

<b>Cortante Basal</b>	104583,69 kg					
<b>K</b>	1					
<b>Nivel</b>	<b>Altura</b>	<b>Wx</b>	<b>Wx*Hx^K</b>	<b>Cvx</b>	<b>Fx</b>	<b>Vx</b>
3	8,40	247915,1000	2082486,84	0,49082768	51332,5696	51332,5696
2	5,70	247915,0900	1413116,01	0,33306162	34832,8137	86165,3833
1	3,00	249067,8700	747203,61	0,1761107	18418,3067	104583,69
	<b>Peso Total</b>	<b>744898,0600</b>	<b>4242806,46</b>			

### 2.10.14.2 Fuerzas Horizontales En Pórtico

Se asume que cada pórtico en esa dirección resiste distribuidamente las fuerzas horizontales generadas.

**Tabla 2.20 Fuerzas horizontales por pórtico**

# de pórticos	5	4
Fx	FUERZA PORTICO X	FUERZA PORTICO Y
51332,5696	10266,51392 Kg	12833.14 Kg
34832,8137	6966,562737 Kg	8708.20 Kg
18418,3067	3683,661341 Kg	4604.58 Kg

### 2.10.15 Método Del Portal

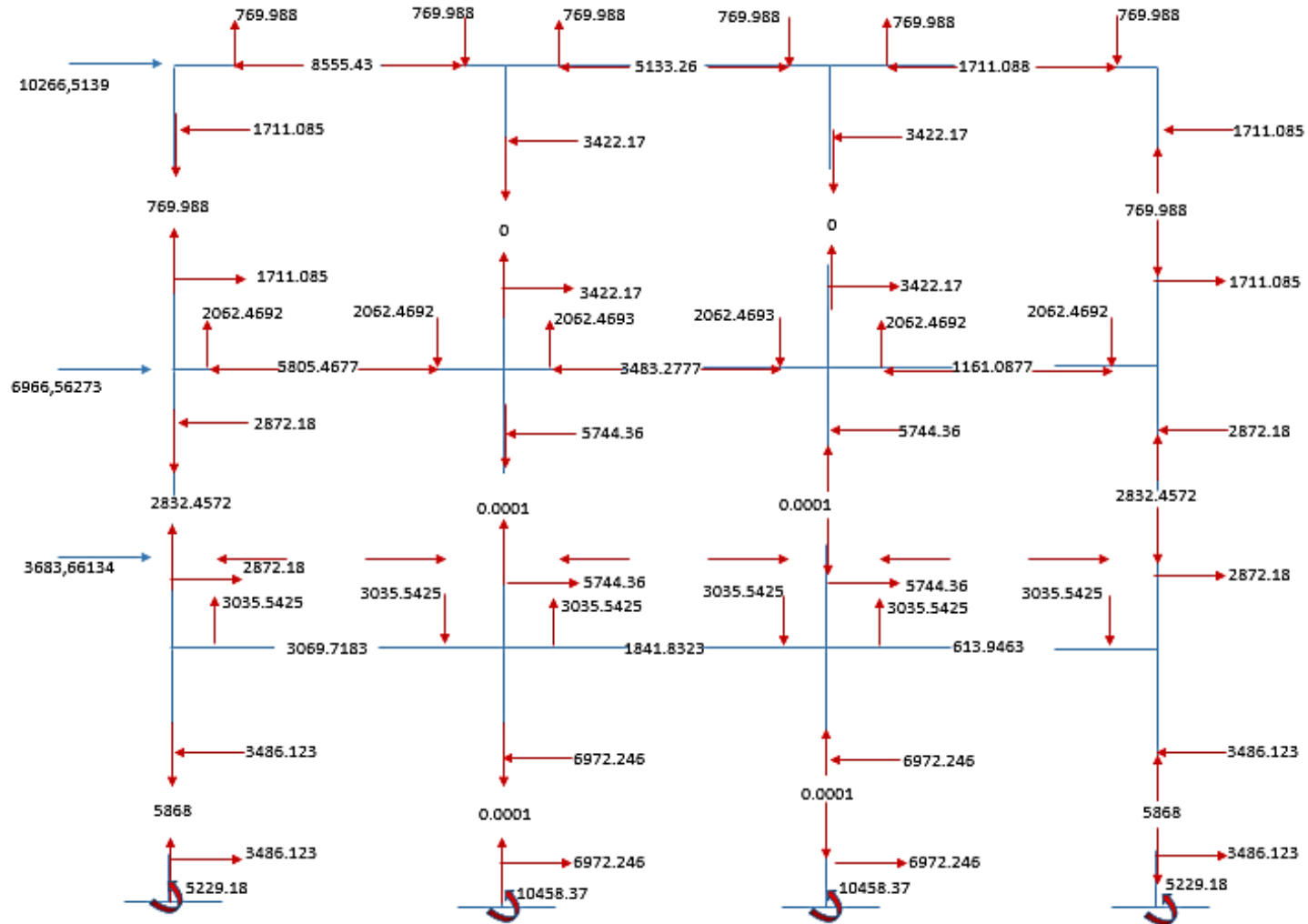
Fuerzas Cortantes Y Momentos De Las Columnas Y Vigas De Las Estructura

**Para columnas:**

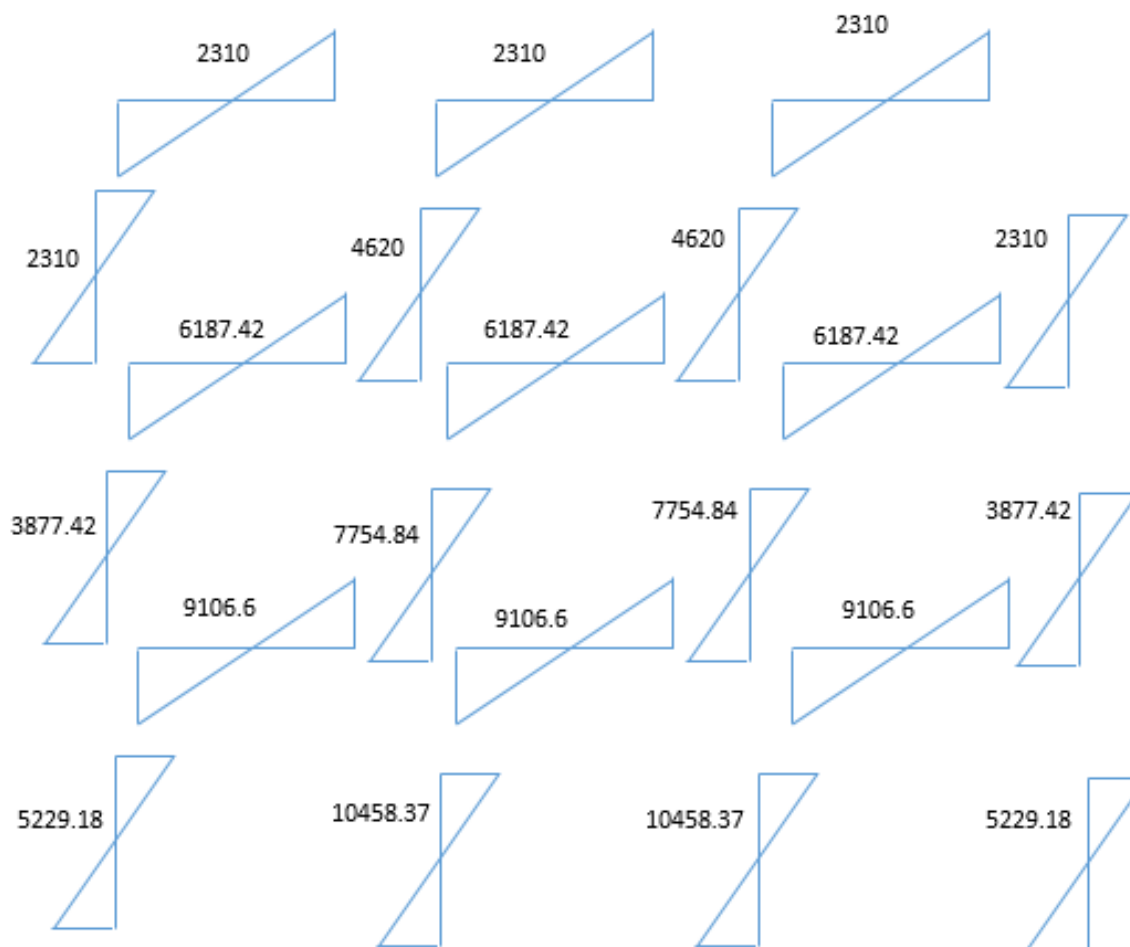
$$V = \sum V_{EXT} + \sum V_{INT}$$
$$2V_{EXT} = V_{INT}$$

## 2.10.15.1 Método Del Portal X

### 2.10.15.1.1 Fuerzas Internas

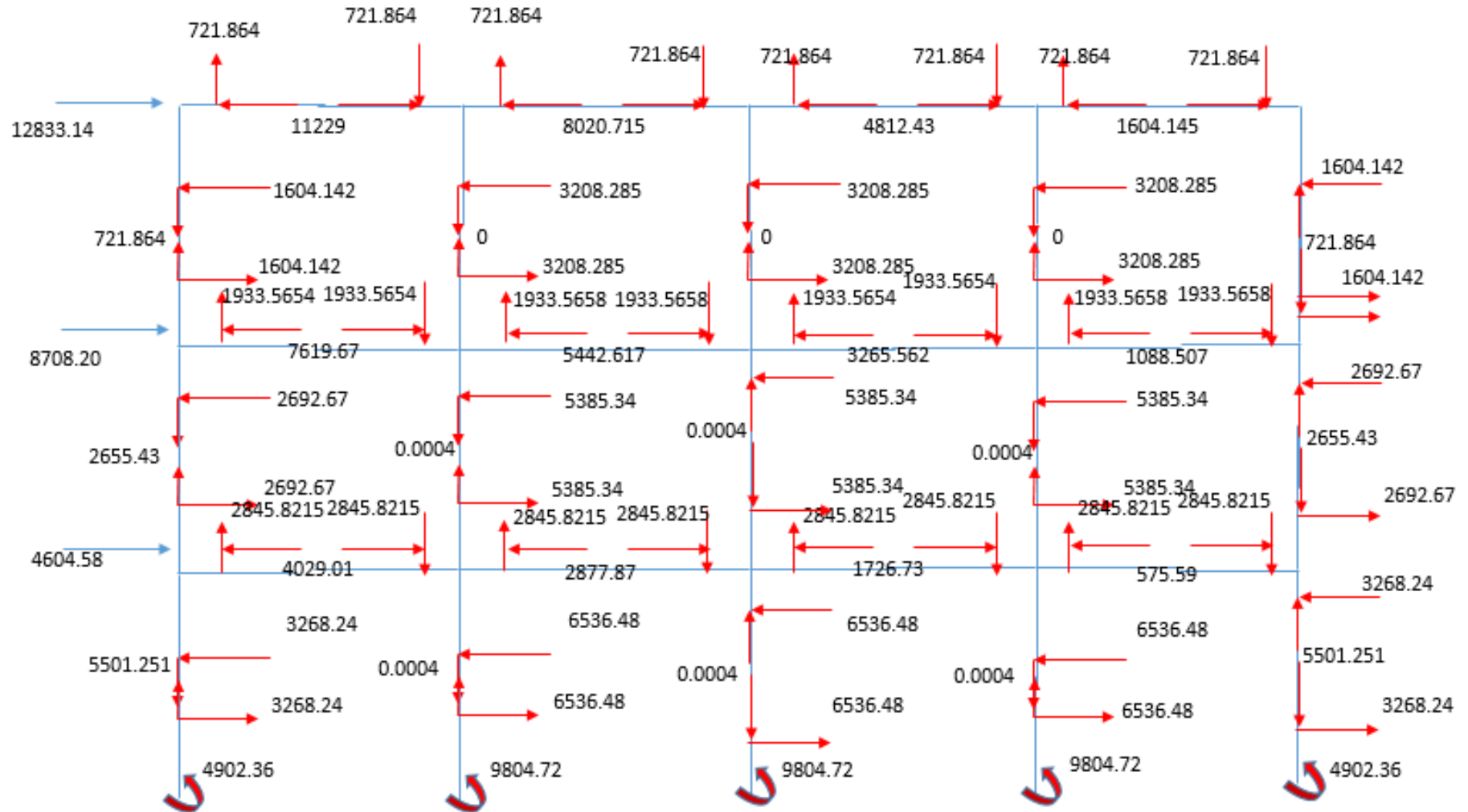


### 2.10.15.1.2 Diagrama de Momento

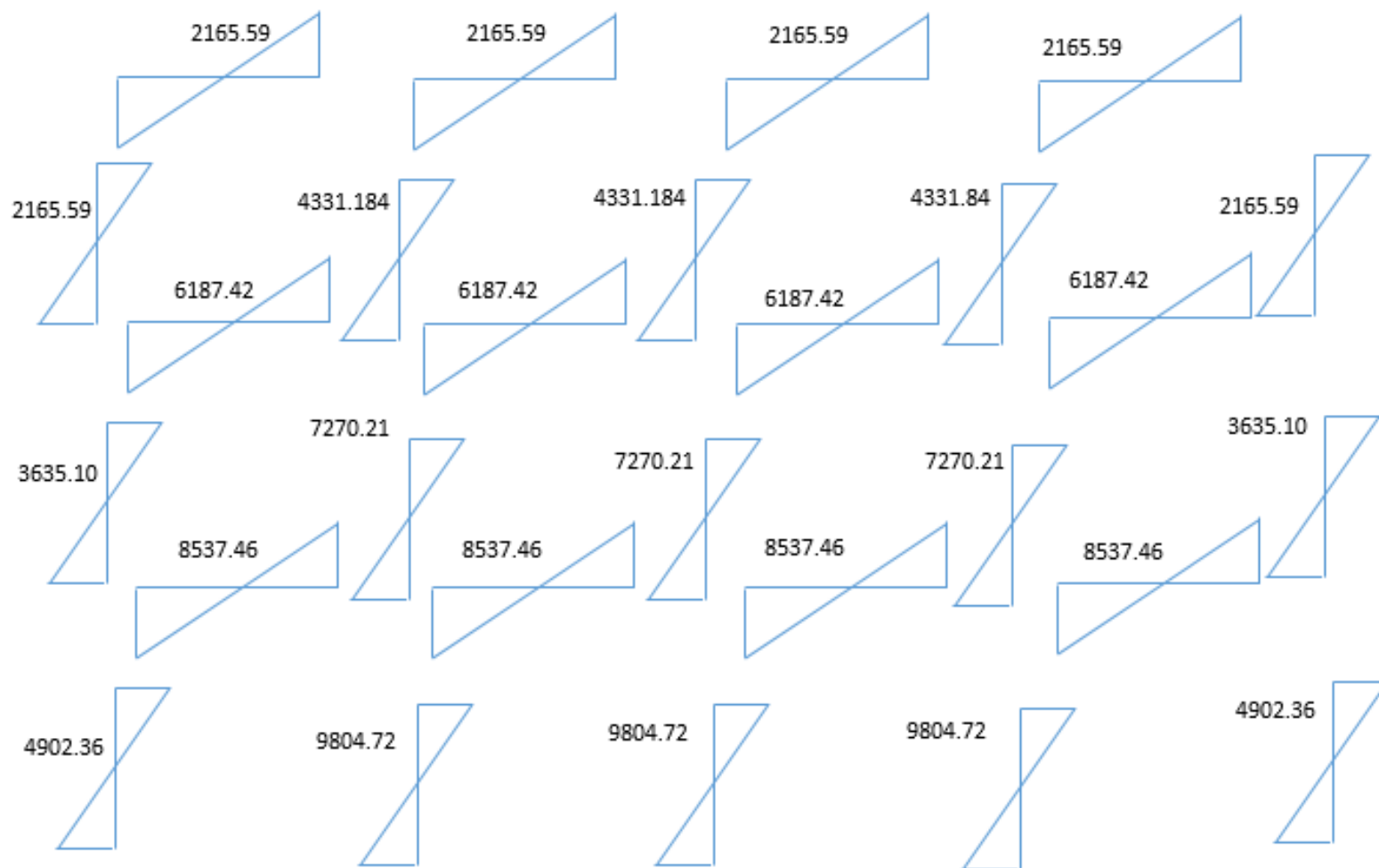


## 2.10.15.2 Método Del Portal Y

### 2.10.15.2.1 Fuerzas Internas



### 2.10.15.2.2 Diagrama de Momento





## 2.11 Diseño de Placa Base

### Cargas Axiales Y Momento Flector Con Distribución Triangular De Esfuerzos

Cuando una columna está sometida a momento flector, su diseño está relacionado con la excentricidad equivalente.

#### 2.11.1 Columna Esquinera C1

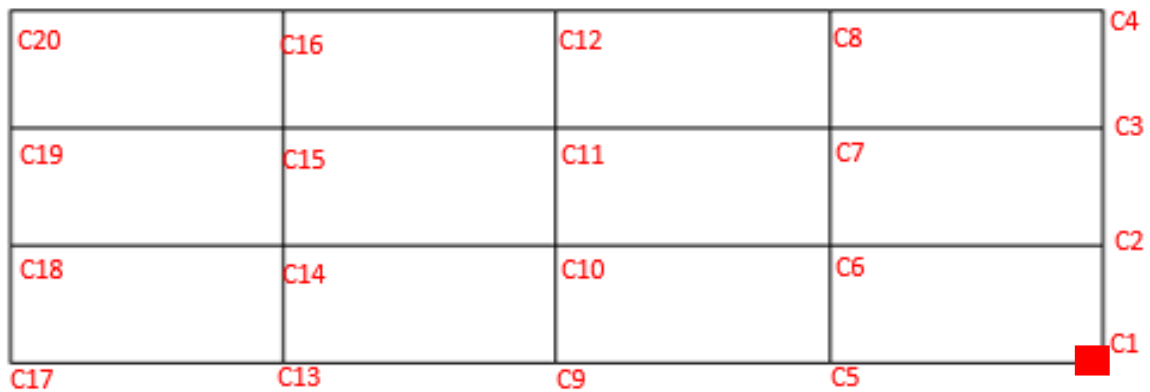


Figura 2.26: Ubicación en Planta de Columna C1

$F_x = 1516.46 \text{ kg}$     $F_y = 27.82 \text{ kg}$     $M_x = 2539.16 \text{ kg m}$     $M_y = 3089.57 \text{ kg m}$   
 $F_z = 19186.26 \text{ kg}$

#### Hormigón

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$E_c = 21525.56 \text{ MPa} = 2195041092 \text{ Kg/m}^2$

#### Placa Base y Columna

$F_y = 35153481.31 \text{ kg/m}^2$

$F_u = 45699525.7 \text{ kg/m}^2$

$E = 20389019158 \text{ kg/m}^2$

$A_1 =$  área del pedestal de acero

$A_2 =$  área del pedestal de hormigón

Condición  $A1 = A2$

**Dimensiones**

$N = h + 2(3 \text{ pulg})$

$N = 30 + 2(7.62 \text{ cm})$

$N = 45.24 \text{ cm}$

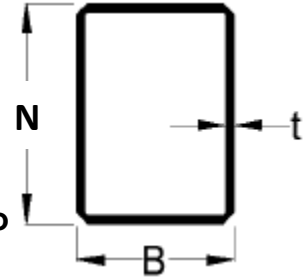
**$N = 50 \text{ cm}$  adoptado**

$B = b + 2(3 \text{ pulg})$

$B = 20 + 2(7.62 \text{ cm})$

$B = 35.24 \text{ cm}$

**$B = 40 \text{ cm}$  adoptado**

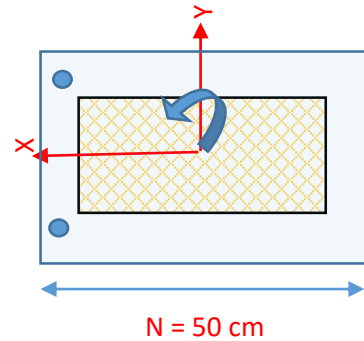


**Excentricidad**

$e_x = My/Pu = 3089.57/19186.26 = 16.10 \text{ cm}$

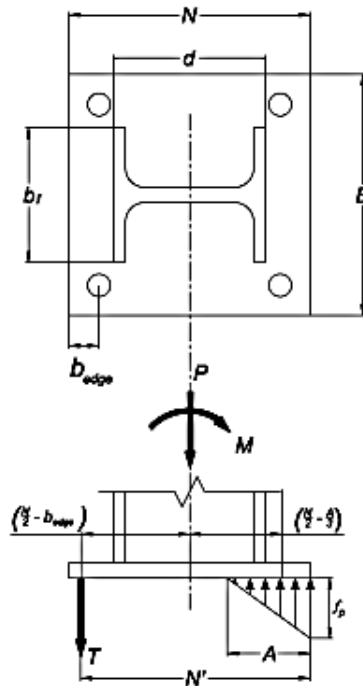
**excentricidad critica**

$e_{critica} = N/6 = 50/6 = 8.33 \text{ cm}$



**$e_x > e_{critica}$**

diseñar considerando tensiones en los pernos de anclaje



**Figura 2.27: Definición de Variables**

Fuente: (AISC, 2006)

### Esfuerzo máximo admisible

$$f_p = \Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq \Phi \cdot 1.7 \cdot f'_c$$

$$f_p = 0.6 \cdot 0.85 \cdot 210 \leq 0.60 \cdot 1.7 \cdot 210$$

$$f_p = 107.1 \leq 214.2 \text{ kg/cm}^2$$

### Resistencia de hormigón

$$\Phi P_p = f_p \cdot A_1$$

$$\Phi P_p = 107.1 \cdot 50 \cdot 40$$

$$\Phi P_p = 214200 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \Phi P_p \quad 19186.26 \leq 214200 \quad \mathbf{OK}$$

### Longitud de Soporte

$$N' = 50 - 5.08 = 44.92 \text{ cm}$$

$$A' = 25 - 5.08 = 19.92 \text{ cm}$$

$$f' = f_p \cdot B \cdot N' / 2 = 107.1 \cdot 40 \cdot 44.92 / 2 = 96218.64 \text{ kg}$$

$$A = (f' - \sqrt{(f')^2 - 4 (f_p \cdot B / 6) (P_u \cdot A' + M_u)}) / (f_p \cdot B / 3)$$

$$A = ((96218.64) - \sqrt{(96218.64)^2 - 4 (107.1 \cdot 40 / 6) (19186.26 \cdot 19.92 + 308957)}) / (107.1 \cdot 40 / 3)$$

$$(107.1 \cdot 40 / 6) (19186.26 \cdot 19.92 + 308957) / (107.1 \cdot 40 / 3)$$

$$A = 10871.64 / 1428$$

$$A = 7.61 \text{ cm} \lll N' \quad \text{Se acepta las dimensiones}$$

### Longitud crítica de voladizo

Se escoge la variable mayor

$$m = (N - 0.95 h) / 2 = (50 - 0.95 \cdot 30) / 2 = 10.75 \text{ cm}$$

$$n = (B - 0.8 \cdot b) / 2 = (40 - 0.8 \cdot 20) / 2 = 12 \text{ cm}$$

$$l = 12 \text{ cm}$$

### Esfuerzo crítico de la placa

$$f_{crit} = f_p (A - l) / A = 107.1 (7.61 - 12) / 7.61 = 61.79 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{valor absoluto}$$

### Momento crítico de la placa

$$M_{crit} = f_{crit} * I^2/2 + ((2/3)*(f_p - f_{crit})*I^2)/2$$

$$M_{crit} = 6623.76 \text{ kg.cm}$$

### Espesor de la placa base

$$t_{req} = \sqrt{(4 * M_{crit}) / (\Phi * f_y)}$$

$$t_{req} = \sqrt{(4 * 6623.76) / (0.9 * 3515.28)}$$

$$t_{req} = 2.89 \text{ cm} \text{ entonces } t_{req} = 3 \text{ cm}$$

#### 2.11.1.1 Diseño De Pernos Y Varillas De Anclaje

Los pernos o varillas de anclaje generalmente permiten sujetar una o más piezas en una estructura, los mismos se diseñan en función de la fuerza de tensión a la que van a estar sometidos.

### Distribución triangular de Esfuerzos

#### Diámetro de perno asumido

N. Varilla = 6

Diámetro Nominal:  $3/4'' \gg 19,05 \text{ mm}$

No. Varilla	Diámetro Nominal [plg]	Diámetro Nominal [mm]
4	1/2	12,70
5	5/8	15,88
6	3/4	19,05
7	7/8	22,23
8	1	25,40
9	1 1/8	28,58
10	1 1/4	31,75
11	1 3/8	34,93
12	1 1/2	38,10
13	1 3/4	44,45
14	2	50,80
15	2 1/2	63,50

Figura 2.28: Diámetro Nominal de Pernos

Fuente: (AISC 360, 2010)

### Distancia al borde del centro

$$d = 1'' \gg 2,54 \text{ cm}$$

$$d = 2'' = 5.08 \text{ cm}$$

Distancia Mínima al Borde [a], [in], desde el Centro del Agujero Estándar [b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno [in]	En bordes Cizallados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2[d]	1 1/8
1	1 3/4[d]	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 3/4 s. d	1 1/4 s. d

[a] Se permite utilizar distancias de borde menores a las que se satisfacen las disposiciones de la sección 18.10, de forma apropiada.  
 [b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver Tabla 18.5  
 [c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8 cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 20% de la resistencia máxima en el elemento.  
 [d] Se permite que estas sean 1 1/4 in en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Figura 2.29: Distancia Mínima al Borde

Fuente: (AISC 360, 2010)

### Separación mínima entre pernos

$$S = 3 * \phi$$

$$S = 3 * \left( \frac{3}{4} + 1/8 \right)$$

$$S = 2,625'' \gg 6.67 \text{ cm}$$

## Resistencia al Aplastamiento de 1 perno

Resistencias nominales a la tracción y al corte para pernos						
Descripción de los pernos	Resistencia a la tracción			Resistencia al Corte*		
	Factor de seguridad $\phi$ (ASD)	Factor de Resistencia $\phi$ (LRFD)	Tensión nominal, $F_u$ , ksi (MPa)	Factor de seguridad $\phi$ (ASD)	Factor de Resistencia $\phi$ (LRFD)	Tensión nominal, $F_u$ , ksi (MPa)
Pernos A307, Grado A $N$ in. $\leq d < 1/2$ in. (12,7mm)	2,25	0,75	40,5 (279)	2,4	0,65	24,0 (165)
Pernos A307, Grado A $d \geq 1/2$ in. (12,7mm)	2,25		45,0 (310)			27,0 (186)
Pernos A325, cuando los filetes no se excluyen de los planos de corte.	2		90,0 (621)			54,0 (372)
Pernos A325, cuando los filetes se excluyen de los planos de corte.			90,0 (621)			72,0 (496)
Pernos A354 Grado BD $N$ in $d < 1/2$ in, cuando los filetes no se excluyen de los planos de corte.			101,0 (696)			59,0 (407)
Pernos A354 Grado BD $N$ in $d < 1/2$ in, cuando los filetes se excluyen de los planos de corte.			101,0 (696)			90,0 (621)
Pernos A449 $N$ in $d < 1/2$ in, cuando los filetes no se excluyen de los planos de corte.			81,0 (558)			47,0 (324)
Pernos A449 $N$ in $d < 1/2$ in, cuando los filetes se excluyen de los planos de corte.			81,0 (558)			72,0 (496)
Pernos A490, cuando los filetes no se excluyen de los planos de corte.			112,5 (776)			67,5 (465)
Pernos A490, cuando los filetes se excluyen de los planos de corte.			112,5 (776)			90,0 (621)

\* Se aplica para pernos en perforaciones que satisfacen las limitaciones de la Tabla E3. Se debe colocar arandelas o placas de refuerzo sobre las perforaciones de ranura larga y la capacidad de las conexiones en las cuales se utilizan perforaciones de ranura larga se debe determinar mediante ensayos de carga.

Figura 2.30: Resistencias Nominales a Tensión y Cortante de Pernos

Fuente: (AISC 360, 2010)

$$R_n = 1.2 \times L_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$L_c = 2 - \frac{3/4 + 1/8}{2}$$

$$L_c = 3.97 \text{ cm}$$

$$F_u = 4569.871344 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n = 1,2 \times 3.97 \times 3 \times 4569.871344 \leq 2,4 \times 2.222 \times 3 \times 4569.871344$$

$$R_n = 65312.6 \leq 73117.21 \quad \mathbf{OK}$$

$$\Phi R_n = 0.75 \times 65312.6 = 48984.45 \text{ kg}$$

## Resistencia al cortante de 1 perno

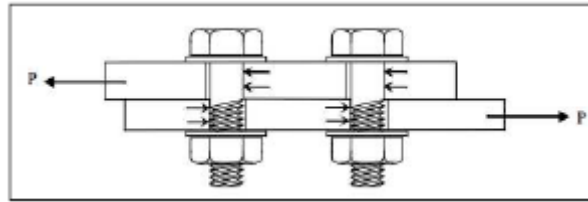


Figura 2.31: Distribución de Planos de Corte

$$F_{nv} = 4780.788483 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n = 4780.788483 * \left( \frac{\pi * (1.905)^2}{4} \right) * 1$$

$$R_n = 13626.35 \text{ kg}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 13626.35 = 10219.76 \text{ kg} \quad \text{RIGE}$$

## Numero de tornillos requeridos

$$\# = 1516,46 / 10219.76 = 0.15 \text{ tornillos entonces se asume } 4 \text{ pernos de } \frac{3}{4} \text{ pulg}$$

## Tensión

### Tensión Requerida

$$T = f_p * A * B / 2 - P$$

$$T = 107.1 * 7.61 * 40 / 2 - 19186.26$$

$$T = 2885.64 \text{ kg}$$

### Tensión nominal de 1 perno

$$F_{nt} = 6327.514169 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi R_n = \Phi * A_{\text{perno}} * F_{nt}$$

$$\Phi R_u = 0,75 * \left( \frac{\pi * (1.905)^2}{4} \right) * 6327.514169$$

$$\Phi R_n = 13526.15 \text{ kg}$$

## Numero de tornillos requeridos

# =  $T / \Phi R_n = 2885.64 / 13526.15 = 0.2133$  tornillos entonces se asume  
pernos  $\frac{3}{4}$  a cada lado

2

### 2.11.1.2 Diseño Final

Perno  $\frac{3}{4}$  pulgada, Perno A325 N

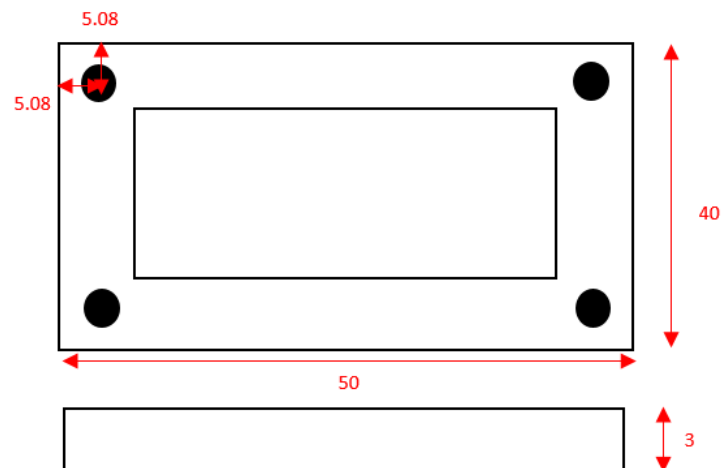


Figura 2.32: Dimensión Final de Placa Base



## 2.11.2 Columna Lateral C16

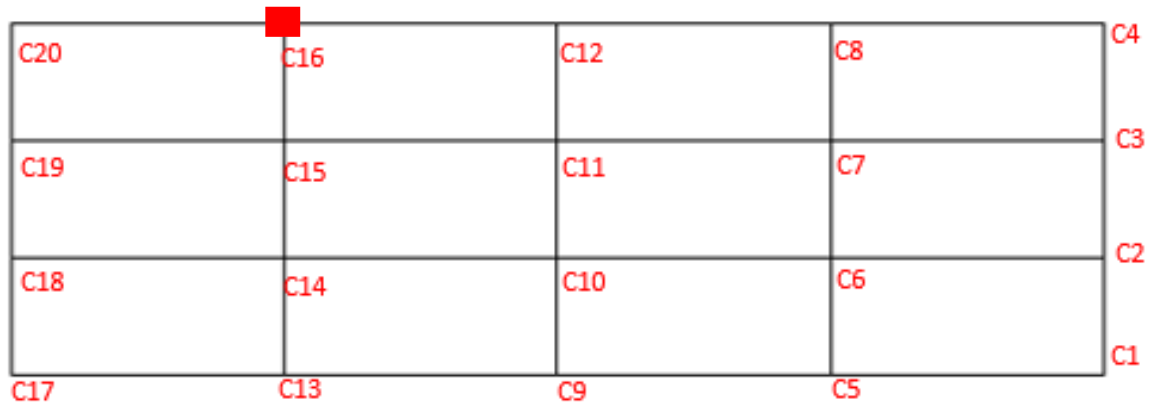


Figura 2.33: Ubicación en Planta de Columna C16

$F_x = 2988,72 \text{ kg}$     $F_y = 25273,82 \text{ kg}$     $M_x = 1988,06 \text{ kg m}$     $M_y = 4525,95 \text{ kg m}$   
 $F_z = 101436,73 \text{ kg}$

### Hormigón

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$E_c = 21525.56 \text{ MPa} = 2195041092 \text{ Kg/ m}^2$

### Placa Base y Columna

$F_y = 35153481.31 \text{ kg/m}^2$

$F_u = 45699525.7 \text{ kg/m}^2$

$E = 20389019158 \text{ kg/m}^2$

$A_1 =$  área del pedestal de acero

$A_2 =$  área del pedestal de hormigón

**Condición A1 = A2**

**Dimensiones**

$N = h + 2(3 \text{ pulg})$

$N = 30 + 2(7.62 \text{ cm})$

$N = 45.24 \text{ cm}$

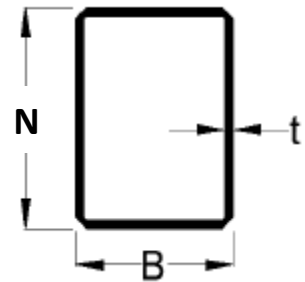
**N = 50 cm adoptado**

$B = b + 2(3 \text{ pulg})$

$B = 20 + 2(7.62 \text{ cm})$

$B = 35.24 \text{ cm}$

**B = 40 cm adoptado**

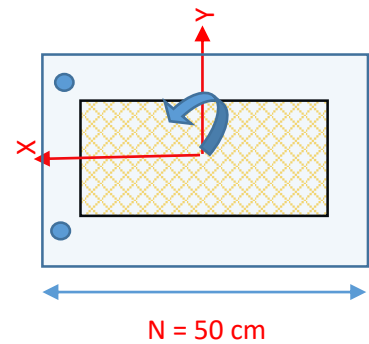


**Excentricidad**

$e_x = My/Pu = 452595/101436.73 = 4.5 \text{ cm}$

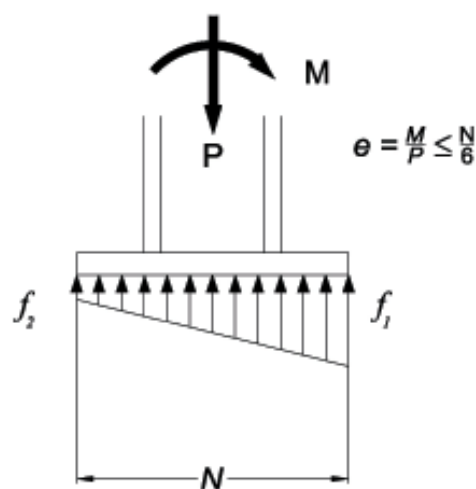
**excentricidad critica**

$e_{critica} = N/6 = 50/6 = 8.33 \text{ cm}$



**$e_x < e_{critica}$**

diseñar sin considerar tensiones en los pernos de anclaje



**Figura 2.34: Definición de Variables**

**Fuente: (AISC, 2006)**

### **Esfuerzo máximo admisible**

$$f_p = \Phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq \Phi \cdot 1.7 \cdot f_c$$

$$f_p = 0.6 \cdot 0.85 \cdot 210 \leq 0.60 \cdot 1.7 \cdot 210$$

$$f_p = 107.1 \leq 214.2 \text{ kg/cm}^2$$

### **Resistencia de hormigón**

$$\Phi P_p = f_p \cdot A_1$$

$$\Phi P_p = 107.1 \cdot 50 \cdot 40$$

$$\Phi P_p = 214200 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \Phi P_p \quad 101436,73 \leq 214200 \quad \text{OK}$$

### **Esfuerzo máximo de borde f<sub>1,2</sub>**

$$C = N/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

$$f_{1,2} = P / (B \cdot N) + M \cdot C / i$$

$$f_{1,2} = 101436,73 / (40 \cdot 50) + 4525,95 \cdot 25 / (40 \cdot 50^3 / 12)$$

$$f_{1,2} = 60 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{1,2} \leq f_p$$

$$60 \leq 107.1 \quad \text{OK}$$

### **Longitud crítica de voladizo**

Se escoge la variable mayor

$$m = (N - 0.95 h) / 2 = (50 - 0.95 \cdot 30) / 2 = 10.75 \text{ cm}$$

$$n = (B - 0.8 \cdot b) / 2 = (40 - 0.8 \cdot 20) / 2 = 12 \text{ cm}$$

$$l = 10.75 \text{ cm}$$

### **Esfuerzo crítico de la placa**

$$f_{crit} = f_{1,2} - 2(M / (B \cdot N^2 / 6)) \cdot (l / N)$$

$$f_{crit} = 60 - 2(4525,95 / (40 \cdot 50^2 / 6)) \cdot (10.75 / 50)$$

$$f_{crit} = 59.88 \text{ kg/cm}^2$$

### **Momento crítico de la placa en dirección m**

$$M_{crit} = f_{crit} * I^2/2 + (f_{1,2} - f_{crit}) * I^2/2$$

$$M_{crit} = 3466.88 \text{ kg.cm}$$

### **Momento crítico de la placa en dirección n**

$$M_{crit} = P/B * N * (n^2/2)$$

$$M_{crit} = 101436,73 / (40 * 50) * (12^2/2)$$

$$M_{crit} = 3651.72 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Rige}$$

### **Espesor de la placa base**

$$t_{req} = \sqrt{(4 * M_{crit}) / (\Phi * f_y)}$$

$$t_{req} = \sqrt{(4 * 3651.72) / (0.9 * 3515.28)}$$

$$t_{req} = 2.15 \text{ cm} \quad \text{entonces } t_{req} = 3 \text{ cm}$$

## **2.11.2.1 Diseño De Pernos Y Varillas De Anclaje**

Los pernos o varillas de anclaje generalmente permiten sujetar una o más piezas en una estructura, los mismos se diseñan en función de la fuerza de tensión a la que van a estar sometidos.

### **Distribución triangular de Esfuerzos**

#### **Diámetro de perno asumido**

N. Varilla = 6

Diámetro Nominal: 3/4 " >> 19,05 mm

No. Varilla	Díametro Nominal [plg]	Díametro Nominal [mm]
4	1/2	12,70
5	5/8	15,88
6	3/4	19,05
7	7/8	22,23
8	1	25,40
9	1 1/8	28,58
10	1 1/4	31,75
11	1 3/8	34,93
12	1 1/2	38,10
13	1 3/4	44,45
14	2	50,80
15	2 1/2	63,50

Figura 2.35: Diámetro Nominal de Pernos

Fuente: (AISC 360, 2010)

#### Distancia al borde del centro

$$d = 1'' \gg 2,54 \text{ cm}$$

$$d = 2'' = 5.08 \text{ cm}$$

Distancia Mínima al Borde [a], [in], desde el Centro del Agujero Estándar [b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Díametro Perno [in]	En bordes Cizallados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2[d]	1 1/8
1	1 3/4[d]	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 3/4 x d	1 1/4 x d

[a] Se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisficieren las disposiciones de la sección J8.10, de forma apropiada.  
[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver tabla J8.5  
[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8 cuando el agujero este en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.  
[d] Se permite que estas sean 1 1/8 in en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Figura 2.36: Distancia Mínima al Borde

Fuente: (AISC 360, 2010)

### Separación mínima entre pernos

$$S = 3 * \emptyset$$
$$S = 3 * \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)$$
$$S = 2,625'' \gg 6.67 \text{ cm}$$

### Resistencia al Aplastamiento de 1 perno

$$Rn = 1.2 * Lc * t * Fu \leq 2.4 * d * t * Fu$$

$$Lc = 2 - \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{8}}{2}$$

$$Lc = 3.97 \text{ cm}$$

$$Fu = 4569.871344 \text{ kg/cm}^2$$

$$Rn = 1.2 * 3.97 * 3 * 4569.871344 \leq 2.4 * 2.222 * 3 * 4569.871344$$

$$Rn = 65312.6 \leq 73117.21 \quad \text{OK}$$

$$\Phi Rn = 0.75 * 65312.6 = 48984.45 \text{ kg}$$

### Resistencia al cortante de 1 perno

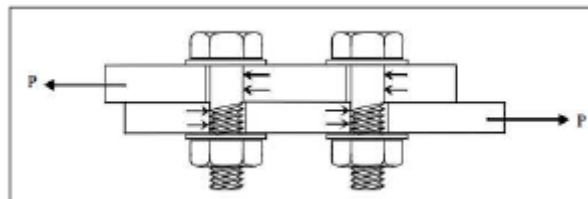


Figura 2.37: Distribución de Planos de Corte

$$Fnv = 4780.788483 \text{ kg/cm}^2$$

$$Rn = Fnv * Acorte * \# \text{planos de corte}$$

$$Rn = 4780.788483 * \left(\frac{\pi * (1.905)^2}{4}\right) * 1$$

$$Rn = 13626.35 \text{ kg}$$

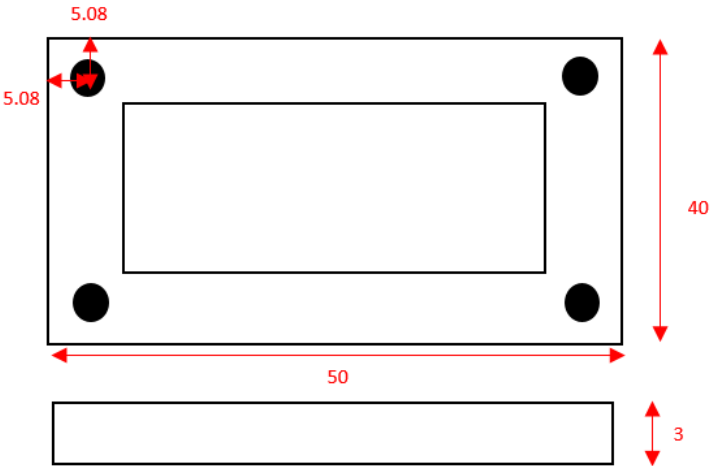
$$\Phi Rn = 0.75 * 13626.35 = 10219.76 \text{ kg} \quad \text{RIGE}$$

**Numero de tornillos requeridos**

# =  $25273,82 / 10219,76 = 2.47$  tornillos entonces se asume 4 pernos de 3/4 pulg

**2.11.2.2 Diseño Final**

Perno 3/4 pulgada, Perno A325 N



**Figura 2.38: Dimensión Final de Placa Base**

## 2.12 Resistencia De Empotramiento Del Concreto

hef = 30 cm asumido (longitud de varilla embebida)

### Metodo CCD

$$\Phi N_{cbg} = \Phi \cdot \Psi \cdot 16 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot hef^{1.67} \cdot Anc / Anco \quad \Psi = \text{factor de agrietamiento}$$

Anc = cono de ruptura del hormigón para el grupo de pernos (cm<sup>2</sup>)

Anco = cono de ruptura del hormigón para un perno (cm<sup>2</sup>)

$$Anc = (1.2 \cdot Dr + (\# \text{pernos} - 1) \cdot (3 \cdot Dr)) \cdot (6 \cdot Dr + 1.5 \cdot hef)$$

$$Anc = (1.2 \cdot 1.905 + (4 - 1) \cdot (3 \cdot 1.905)) \cdot (6 \cdot 1.905 + 1.5 \cdot 30)$$

$$Anc = 1096.49 \text{ cm}^2$$

$$Anco = (6 \cdot Dr + 1.5 \cdot hef)^2$$

$$Anco = (6 \cdot 1.905 + 1.5 \cdot 30)^2$$

$$Anco = 3184.35 \text{ cm}^2$$

$$\Phi N_{cbg} = 0.7 \cdot 1 \cdot 16 \cdot \sqrt{210} \cdot 30^{1.67} \cdot 1096.49 / 3184.35$$

$$\Phi N_{cbg} = 16372.1 \text{ kg}$$

Resistencia de extracción del hormigón de la varilla de anclaje,					
Diámetro de la Barra	Área de la Barra (Ab)	Área de Deslizamiento (Ab)	Resistencia de Extracción del Hormigón, $\Phi N_p$		
			$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 360 \text{ kg/cm}^2$
[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]			
15,88	197,93	444,52	5261,64	6985,29	8754,29
19,05	285,02	584,51	6894,57	9207,88	11521,19
22,23	387,95	787,10	9298,60	12383,01	15467,42
25,40	506,71	967,74	11430,47	15240,62	19050,78
28,58	641,30	1167,74	13789,14	18370,40	22997,01
31,75	791,73	1445,16	17100,34	22770,22	28485,45
38,10	1140,09	2019,35	23858,83	31796,66	39779,84
44,45	1551,79	2690,32	31751,30	42365,31	53070,03
50,80	2026,83	3451,61	40823,10	54430,80	68038,50
57,15	2565,21	4316,12	50802,08	68038,50	84821,33
63,50	3166,92	5270,96	62141,83	83006,97	103872,11
69,85	3831,98	6322,57	74842,35	99789,80	124283,66
76,20	4560,37	7354,82	86635,69	115211,86	144241,62
82,55	5352,10	8580,63	101150,57	134716,23	168735,48
88,90	6207,17	9870,95	116572,63	155581,37	194590,11
95,25	7125,57	11290,30	133355,46	178260,87	222712,69
101,6	8107,31967	12838,684	151499,06	201847,55	252649,63

Figura 2.39: Resistencia de Extracción del Hormigón

$$\Phi N_p = 6894.57 \text{ kg}$$

$$\Phi N_{cbg} \geq \Phi N_p$$

$$16372.1 \text{ kg} \geq 6894.57 \text{ kg} \quad \text{OK}$$



## 2.13 Diseño de Soldadura

### AWS D1.1 » Soldadura Filete

#### 2.13.1 Cateto mínimo

$$t > 20 \text{ mm} \gg W = 8 \text{ mm}$$

Mínimo Tamaño de Cateto en Soldadura de Filete Compatible con los espesores de Elementos o Partes Estructurales a ser Soldadas	
Esesor de material base (T) <sup>1</sup>	Cateto mínimo (E) <sup>2</sup>
mm	mm
T ≤ 6	3 <sup>3</sup>
6 < T ≤ 12	5
12 < T ≤ 20	6
20 < T	8

(1) Para procesos de no bajo hidrógeno sin precalentamiento calculado T es el espesor de la parte más gruesa a ser soldada. Soldadura de una sola pasada debe ser utilizada.  
 Para procesos de no bajo nitrógeno pero con cálculo de precalentamiento o procesos de bajo nitrógeno, T es igual a la parte más fina a ser soldada.  
 (2) No debe exceder el espesor de la parte más delgada a ser soldada.  
 (3) Cateto mínimo para estructuras cargadas cíclicamente, 5mm.

Figura 2.40: Tamaño Mínimo en Soldadura de Filete

Fuente: (AWS, 2015)

#### 2.13.2 Largo mínimo en filete

$$L_w \geq 4 (W)$$

$$L_w \geq 4 * 8 \text{ mm} = 32 \text{ mm} = 3.2 \text{ cm}$$

$$\text{Parte más delgada} = 8 \text{ mm}$$

$$L_w = 5 \text{ mm} = 0.5 \text{ cm}$$

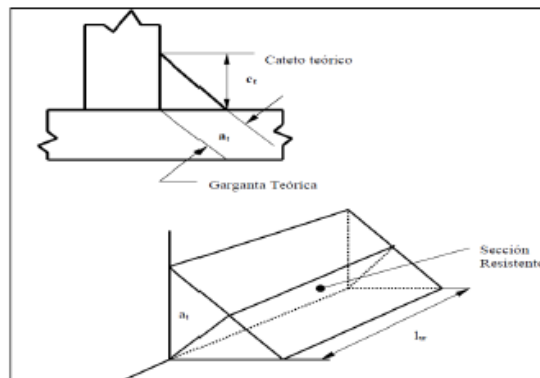


Figura 2.41: Geometría de Soldadura de Filete

Fuente: (AWS, 2015)

### 2.13.3 Selección Del Metal De Aportación

Se usará el electrodo adecuados al material base que se esté soldando, siguiendo las instrucciones de los parámetros como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente.

E60xx
E70xx
E80xx
E90xx
E100xx
E120xx

Figura 2.42: Números de Electrodo

Fuente: (AWS, 2015)

**Electrodo a usar: E60XX**

#### 2.13.3.1 Resistencia disponible por longitud para material base

$$Rn = \phi * 0,6 * fy * t$$

$$Rn = 0,9 * 0,6 * 3515,28 * 3$$

$$Rn = 5694,76 \text{ kg}$$

Fy = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte, [kg/cm<sup>2</sup>]

t = Espesor de placa base o placa de soporte, según sea el caso, [cm]

$\phi$  = 0.90 Factor de reducción de resistencia metal base LRFD

#### 2.13.3.2 Resistencia disponible por longitud material de aportación

$$Rn = \phi * 0,6 * 0,707 * w * fw$$

$$Rn = 0,75 * 0,6 * 0,707 * 0,8 * 4218,6$$

$$Rn = 1073,72 \text{ kg}$$

Número de Electrodo AWS	Fxx (ksi)	Fxx (kg/cm <sup>2</sup> )
E60xx	60	4218.6
E70xx	70	4921.7
E80xx	80	5624.8
E90xx	90	6327.9
E100xx	100	7031
E120xx	120	8437.2

**Figura 2.43: Esfuerzo por Tipo de Electrodo**

Fuente: (AWS, 2015)

### Resistencia predominante a corte

$$R_n \max \gg \{R_n \text{ mat. base}, R_n \text{ aportacion}\}$$

$$R_n = 5694.76 \text{ kg por centímetro de longitud (Material base)}$$

### Longitud disponible

HSS armados

$$L_d = 2 * h + 2 * b$$

$$L_d = 2 * 30 + 2 * 20 = 100 \text{ cm}$$

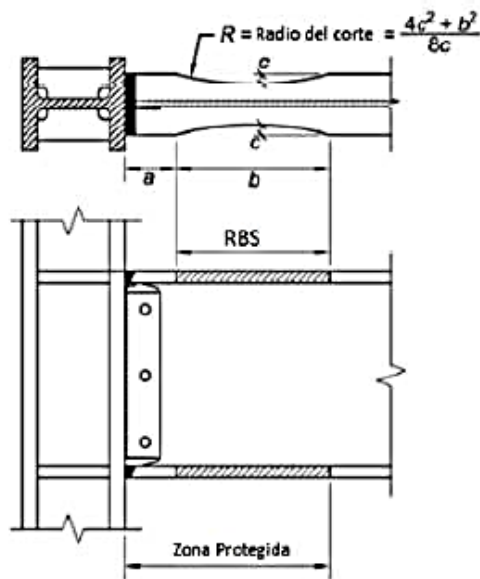
### Resistencia total a cortante

$$R_n = 5694.76 \text{ kg/cm} * 100 \text{ cm}$$

$$R_n = 569476 \text{ kg} \gg \gg \gg \gg \gg \quad V_y = 25768,37 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

## 2.14 Conexión Viga – Columna (RBS)

Esta conexión consiste en la unión de la viga y la columna por medio de una placa que se conecta por soldadura de penetración completa al alma de la viga y a los patines. La conexión RBS, contiene un corte de sección circular en los patines de la viga, haciendo menos crítica la zona soldada y desplazando la formación de la rótula plástica en dirección del corte.



**Figura 2.44: Conexión RBS**  
Fuente: AISC 358-10

Viga	
peralte	limitado a las vigas W36
peso	máximo de 447 kg/m
Espesor de patines	no mayores a 44 mm.
Relación luz-peralte	Mínimo 7 o mas
Columna	
La viga deberá ser conectada al patín de la columna.	
En las columnas tipo cajón no podrán tener ancho o peralte que excedo los 610 mm.	
No hay límite para el peso máximo de las columnas	
No hay límites para espesores de las columnas.	
Soldadura	
Los patines de la viga deberán ser conectados a la columna mediante soldadura de demanda crítica de ranura por penetración completa.	
El alma de la viga deberá ser conectado con la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa extendiendo la suelda hasta los huecos de acceso.	
Se deberá utilizar una placa de conexión, la cual deberá tener como mínimo un espesor del alma.	

**Figura 2.45: Parámetros RBS**  
Fuente: AISC 358-10

### 2.14.1 IPE 330 En Dirección Y

$$b_{bf} = 16 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm} \quad t_{bf} = 1.15 \text{ cm} \quad Z_x = 804 \text{ cm}^3$$

#### Sección reducida

##### Condición

$$0.5 b_{bf} \leq a \leq 0.75 b_{bf} \quad b_{bf} = \text{ancho del patín de la viga}$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d \quad d = \text{peralte de la viga}$$

$$0.1 b_{bf} \leq c \leq 0.25 b_{bf}$$

$$a = 0.5(16 \text{ cm}) = 8 \text{ cm}$$

$$b = 0.65(33 \text{ cm}) = 21.45 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

$$c = 0.1(16 \text{ cm}) = 1.6 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

#### Radio

$$R = (4(3 \text{ cm})^2 + 22^2) / 8 * 3 \text{ cm} = 21.67 \text{ cm}$$

#### Modulo plástico de RBS

$$Z_{RBS} = Z_x - 2c * t_{bf} * (d - t_{bf})$$

$$Z_{RBS} = 804 - 2(3)(1.15)(33 - 1.15)$$

$$Z_{RBS} = 584.235 \text{ cm}^3$$

#### Modulo Máximo Probable

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

$$\frac{50 + 65}{2(50)} \leq 1.2$$

$$1.15 \leq 1.2 \quad \text{ok}$$

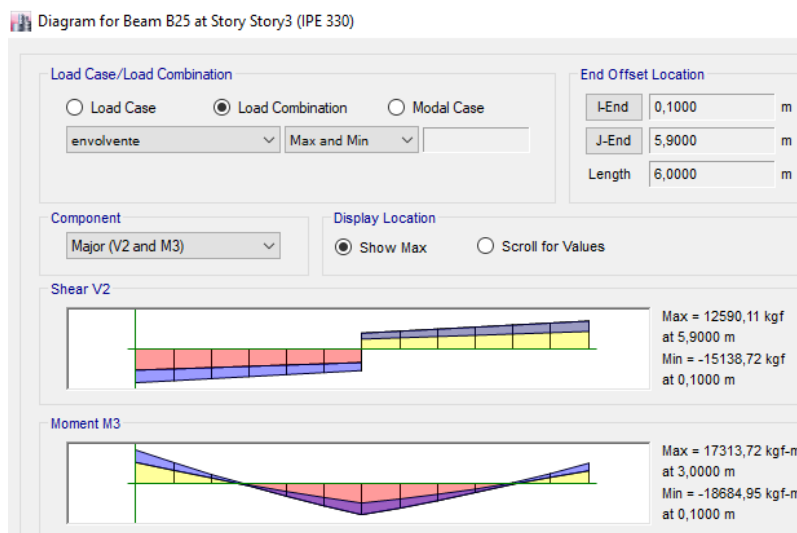
Norma ASTM	Grado	F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>
A36/A36M	36	2520	1.5
A572/A572M	42	2940	1.3
	50	3500	1.1
	55	3850	
A913/A913M	50	3500	1.1
	60	4200	
	65	4550	
A588/A588M	-	-	1.1
A992/A992M	-	-	1.1
A529/A529M	50	3500	1.2
	55	3850	1.1
A1043/A1043M	36	2520	1.3
	50	3500	1.2

**Figura 2.46: Factor de Fluencia Probable**  
Fuente: AISC 341-10

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * f_y * Z_{RBS}$$

$$M_{pr} = 1.15 ( 1.1 ) ( 3515.28 \text{ kg/cm}^2 ) ( 584.235 \text{ cm}^3 ) = 25979.93258 \text{ kg-m}$$

### Cortante en RBS



**Figura 2.47: Diagrama de Momento y Cortante IPE 330**  
Fuente: Etabs 2016

$V_{\text{gravedad}} = 15138.72 \text{ kg}$

$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot M_{pr}) / L'$        $L'$  = distancia entre rotulas plásticas de la viga

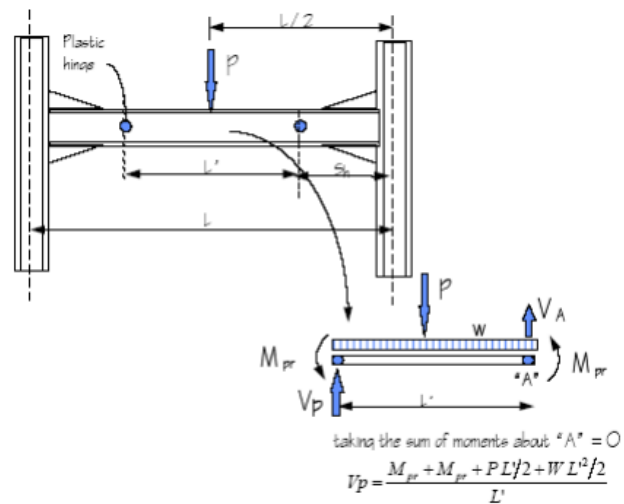
$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot 25979.93258 \text{ kg}\cdot\text{m}) / 5.7 \text{ m}$

$V_{\text{sismo}} = 9766.891946 \text{ kg}$

$V_{\text{RBS}} = V_{\text{gravedad}} + V_{\text{sismo}}$

$V_{\text{RBS}} = 24905.61195 \text{ kg}$

### Ubicación de la rótula plástica



**Figura 2.48: Rotulas Plásticas**  
**Fuente: FEMA 350**

$Sh = a + b/2$

$Sh = 8 + 22/2 = 19 \text{ cm}$

### Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} \cdot S_h$$

$$M_f = 25979.93258 \text{ kg-m} + 24905.61195 \text{ kg} \cdot 0.19 \text{ m}$$

$$M_f = 30711.99 \text{ kg-m}$$

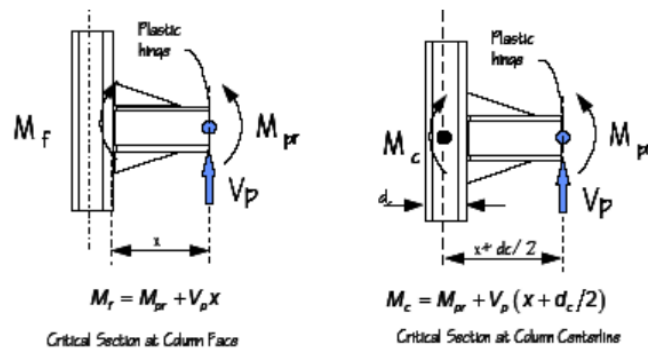


Figura 2.49: Momentos en la Cara de la Columna  
Fuente: FEMA 350

### Momento Plástico Esperado de la Viga

$$M_{pe} = R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$M_{pe} = 1.1(3515.28 \text{ kg/cm}^2)(804 \text{ cm}^3)$$

$$M_{pe} = 31089.136 \text{ kg-m}$$

### Condición

$$M_f \leq \Phi_d M_{pe} \quad 30711.99 \leq 1(31089.136) \quad \text{OK}$$



## Soldadura de penetración completa ala viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)

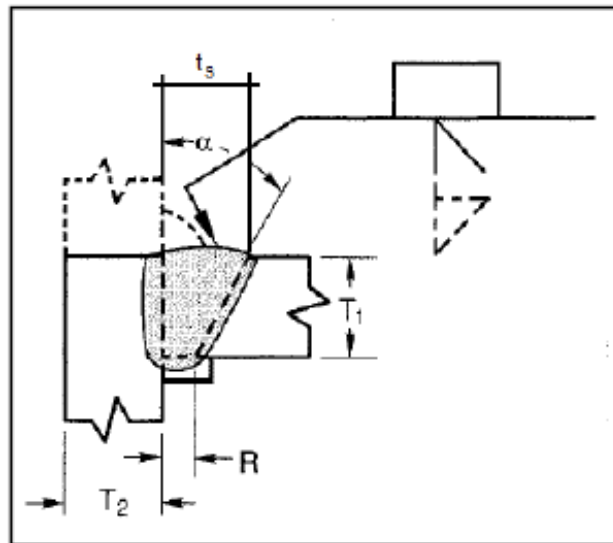


Figura 2.50: Soldadura en Ala Viga  
Fuente: AWS D1.1

$$\alpha = 45 \text{ grados} \quad t_s = t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad R = 0.5 \text{ cm}$$
$$t_{bf} = 1.15 \text{ cm} \quad t_{cf} = 0.8 \text{ cm} \quad d_b = 33 \text{ cm} \quad b_{bf} = 16 \text{ cm}$$

### Resistencia Requerida

#### Cargas en las alas de la viga

$$P_{uf} = M_u / d_b - t_{bf} = 18684.95 \text{ kg-m} / (0.33 - 0.0115)$$

$$P_{uf} = 58665.46 \text{ kg} \quad \underline{\text{DEMANDA}}$$

#### Dimensiones de la soldadura (material base)

$$L_w = b_{bf} = 16 \text{ cm}$$

$$t_w = t_{cf} = 0.8 \text{ cm}$$

### Estados Limites

#### Cedencia en el área bruta

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_g F_y$$

$$58665.46 \text{ kg} \leq 1 * 0.6 * 2 (16 * 1.15) * 3515.28$$

$$58665.46 \text{ kg} \leq 77617.38 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Ruptura en el área neta (cortante doble)

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_{nv} F_u$$

$$58665.46 \text{ kg} \leq 0.75 \cdot 0.6 \cdot 2(16 \cdot 1.15) \cdot 4569.87$$

$$58665.46 \text{ kg} \leq 75677.05 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Soldadura de penetración completa alma viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)

$$V_{RBS} = 24905.61195 \text{ kg}$$

### Capacidad a cortante de la viga

H neta = db – 2 tbf – 2 agujeros de acceso de soldadura

$$H \text{ neta} = 33 \text{ cm} - 2(1.15 \text{ cm}) - 2(3) = 24.7 \text{ cm}$$

$$A = H \text{ neta} \cdot t_{wb} = 24.7 \text{ cm} \cdot 0.75 \text{ cm} = 18.52 \text{ cm}^2 \quad C_v = 1$$

$$V_{RBS} \leq \Phi V_n = \Phi 0.6 A F_y C_v$$

$$24905.61195 \text{ kg} \leq 1 \cdot 0.6 \cdot 18.52 \cdot 3515.28 \cdot 1$$

$$24905.61195 \text{ kg} \leq 39061.79 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Placa de cortante

#### Espesor

$$t_{req} = t_{wb} \cdot (F_y / F_{yplaca})$$

$$t_{req} = 0.75 \cdot (3515.28 / 3515.28)$$

$$t_{req} = 0.75 \text{ cm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

#### soldadura

$$\text{altura de la placa} = H \text{ neta alma} + 1 \text{ cm superior} + 1 \text{ cm inferior} = 26 \text{ cm}$$

#### demanda

$$V_u = \Phi \cdot 0.6 \cdot h_{sp} \cdot t_{sp} \cdot F_y \cdot R_y$$

$$V_u = 1 \cdot 0.6 \cdot 26 \cdot 0.8 \cdot 3515.28 \cdot 1.1$$

$$V_u = 48257.76 \text{ kg}$$

### Capacidad ( Doble soldadura de filete, E60xx)

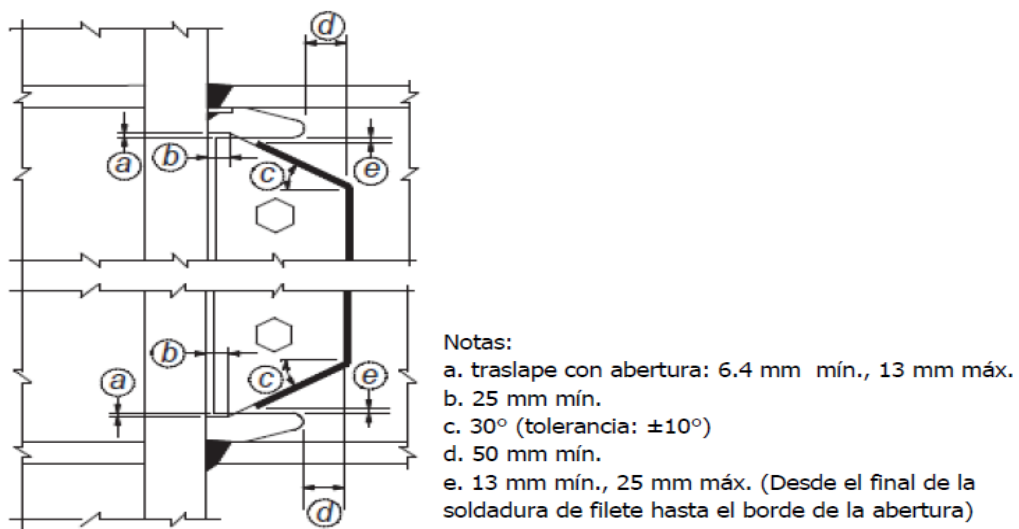
$$V_u \leq \Phi R_n = 2(\Phi * 0.707 * w * L_w * F_w)$$

$$W_{req} = 48257.76 / 2 * 0.75 * 0.707 * 26 * 0.6 * 4218.6$$

$$W_{req} = 0.6914 \text{ cm}$$

Usar soldadura de filete:  $w = 8 \text{ mm}$

### Detalle de placa de cortante



**Figura 2.51: Parámetros WUF-W**

**Fuente: AISC 358-10**

$a = 1 \text{ cm}$     $b = 5 \text{ cm}$     $c = 30 \text{ grados}$     $d = 5 \text{ cm}$     $e = 1.5 \text{ cm}$

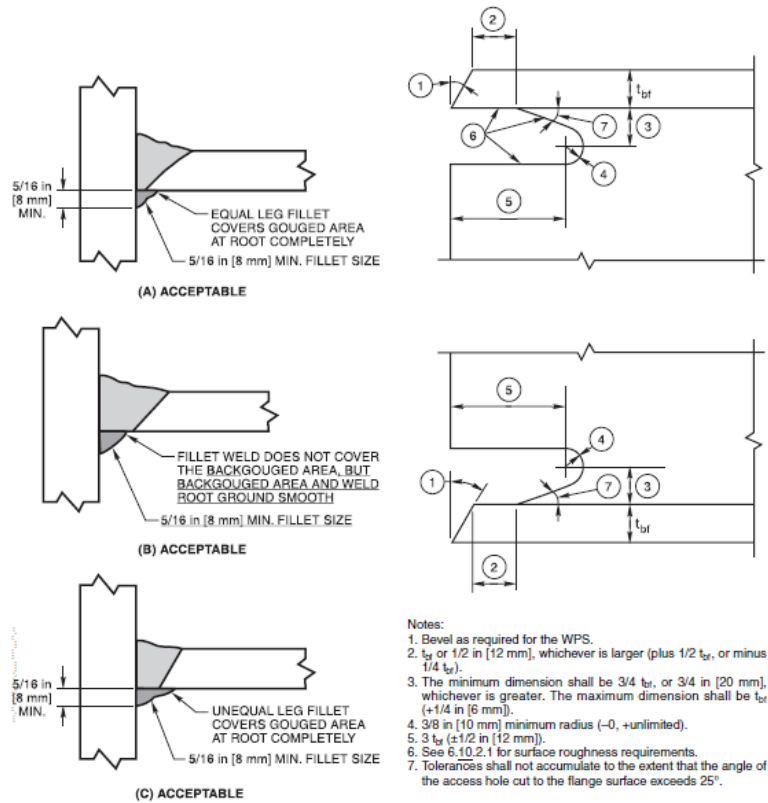


Figura 2.52: Geometría del orificio de acceso de soldadura  
Fuente: AWS D1.8

### 2.14.2 IPE 300 En Dirección Y

$$b_{bf} = 15 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad Z_x = 628 \text{ cm}^3$$

#### Sección reducida

##### Condición

$$0.5 b_{bf} \leq a \leq 0.75 b_{bf} \quad b_{bf} = \text{ancho del patín de la viga}$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d \quad d = \text{peralte de la viga}$$

$$0.1 b_{bf} \leq c \leq 0.25 b_{bf}$$

$$a = 0.5(15 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$b = 0.65(30 \text{ cm}) = 19.5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$c = 0.1(15 \text{ cm}) = 1.5 \text{ cm} = 2.5 \text{ cm}$$

## Radio

$$R = (4(2.5 \text{ cm})^2 + 20^2) / 8 * 2.5 \text{ cm} = 21.25 \text{ cm}$$

## Modulo plástico de RBS

$$Z_{RBS} = Z_x - 2c * t_{bf} * (d - t_{bf})$$

$$Z_{RBS} = 628 - 2(2.5)(1.07)(30 - 1.07)$$

$$Z_{RBS} = 473.22 \text{ cm}^3$$

## Modulo Máximo Probable

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

$$\frac{50 + 65}{2(50)} \leq 1.2$$

$$1.15 \leq 1.2 \quad \text{ok}$$

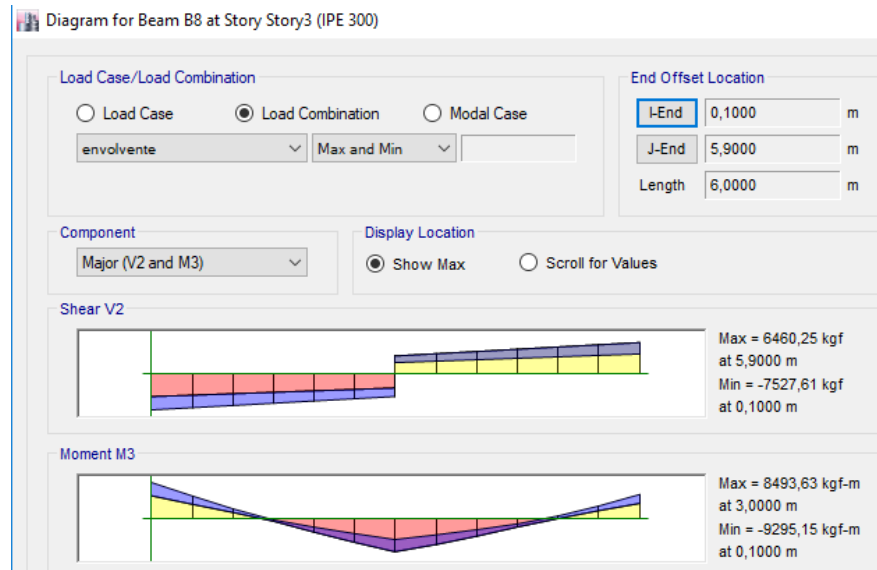
Norma ASTM	Grado	F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>
A36/A36M	36	2520	1.5
A572/A572M	42	2940	1.3
	50	3500	1.1
	55	3850	
A913/A913M	50	3500	1.1
	60	4200	
	65	4550	
A588/A588M	-	-	1.1
A992/A992M	-	-	1.1
A529/A529M	50	3500	1.2
	55	3850	1.1
A1043/A1043M	36	2520	1.3
	50	3500	1.2

**Figura 2.53: Factor de Fluencia Probable**  
Fuente: AISC 341-10

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * f_y * Z_{RBS}$$

$$M_{pr} = 1.15 ( 1.1 ) ( 3515.28 \text{ kg/cm}^2 ) ( 473.22 \text{ cm}^3 ) = 21043.485 \text{ kg-m}$$

## Cortante en RBS



**Figura 2.54: Diagrama de Momento y Cortante IPE 300**  
**Fuente: Etabs 2016**

$$V_{\text{gravedad}} = 7527.61 \text{ kg}$$

$$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot M_{\text{pr}}) / L' \quad L' = \text{distancia entre rotulas plásticas de la viga}$$

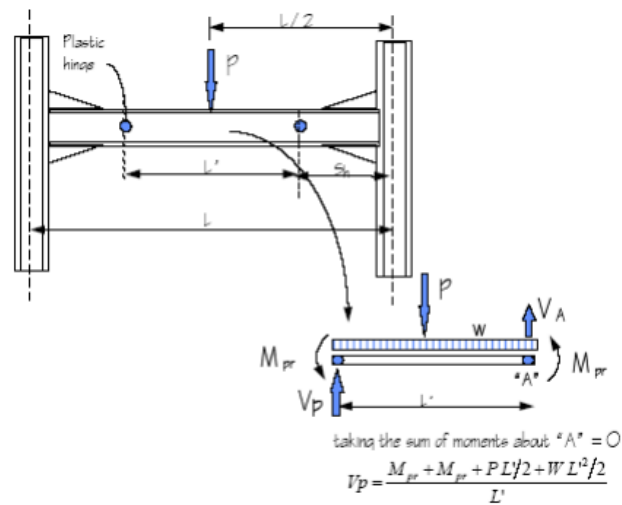
$$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot 21043.48 \text{ kg-m}) / 5.34 \text{ m}$$

$$V_{\text{sismo}} = 7881,45 \text{ kg}$$

$$V_{\text{RBS}} = V_{\text{gravedad}} + V_{\text{sismo}}$$

$$V_{\text{RBS}} = 15409.065 \text{ kg}$$

## Ubicación de la rótula plástica



**Figura 2.55: Rotulas Plásticas**  
Fuente: FEMA 350

$$Sh = a + b/2$$

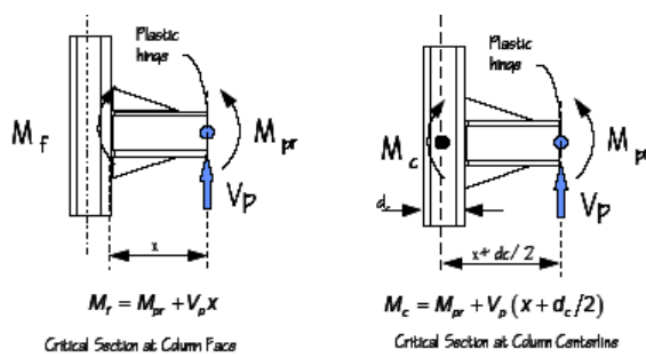
$$Sh = 8 + 20/2 = 18 \text{ cm}$$

## Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} \cdot Sh$$

$$M_f = 21043.48 \text{ kg-m} + 15409.065 \text{ kg} \cdot 0.18 \text{ m}$$

$$M_f = 23817.12 \text{ kg-m}$$



**Figura 2.56: Momentos en la Cara de la Columna**  
Fuente: FEMA 350

### **Momento Plástico Esperado de la Viga**

$$M_{pe} = R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$M_{pe} = 1.1(3515.28 \text{ kg/cm}^2)(628 \text{ cm}^3)$$

$$M_{pe} = 24283.55 \text{ kg-m}$$

### **Condición**

$$M_f \leq \Phi_d M_{pe} \quad 23817.12 \leq 1(24283.55) \quad \text{OK}$$



## Soldadura de penetración completa ala viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)

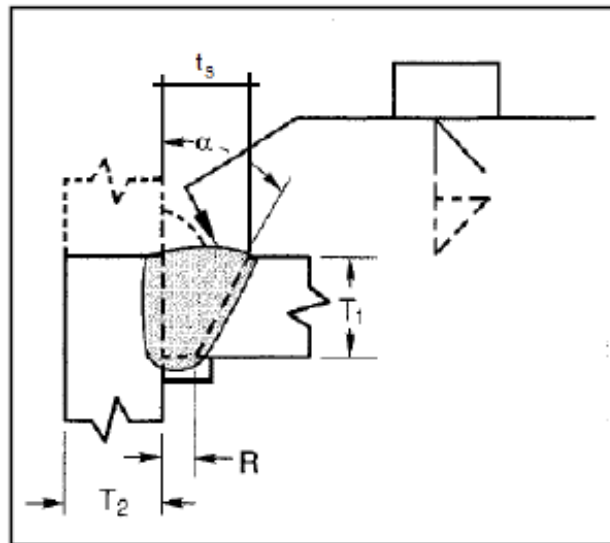


Figura 2.57: Soldadura en Ala Viga  
Fuente: AWS D1.1

$$\alpha = 45 \text{ grados} \quad t_s = t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad R = 0.5 \text{ cm}$$
$$t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad t_{cf} = 0.8 \text{ cm} \quad d_b = 30 \text{ cm} \quad b_{bf} = 15 \text{ cm}$$

### Resistencia Requerida

#### Cargas en las alas de la viga

$$P_{uf} = M_u / d_b - t_{bf} = 9295.15 \text{ kg-m} / (0.3 - 0.0107)$$

$$P_{uf} = 32129.79 \text{ kg} \quad \underline{\text{DEMANDA}}$$

#### Dimensiones de la soldadura (material base)

$$L_w = b_{bf} = 15 \text{ cm}$$

$$t_w = t_{cf} = 0.8 \text{ cm}$$

### Estados Limites

#### Cedencia en el área bruta

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_g F_y$$

$$32129.79 \text{ kg} \leq 1 * 0.6 * 2 (15 * 1.07) * 3515.28$$

$$32129.79 \text{ kg} \leq 67704.29 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### **Ruptura en el área neta (cortante doble)**

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_{nv} F_u$$

$$32129.79 \text{ kg} \leq 0.75 * 0.6 * 2 * (15 * 1.07) * 4569.87$$

$$32129.79 \text{ kg} \leq 66011.77 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### **Soldadura de penetración completa alma viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)**

$$V_{RBS} = 15409.065 \text{ kg}$$

### **Capacidad a cortante de la viga**

H neta = db – 2 tbf – 2 agujeros de acceso de soldadura

$$H \text{ neta} = 30 \text{ cm} - 2(1.07 \text{ cm}) - 2(3) = 21.86 \text{ cm}$$

$$A = H \text{ neta} * t_{wb} = 21.86 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm} = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_{RBS} \leq \Phi V_n = \Phi 0.6 A F_y C_v$$

$$15409.065 \text{ kg} \leq 1 * 0.6 * 15.52 * 3515.28 * 1$$

$$15409.065 \text{ kg} \leq 32735.55 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### **Placa de cortante**

#### **Espesor**

$$t_{req} = t_{wb} * (F_{yb} / F_{yplaca})$$

$$t_{req} = 0.71 * (3515.28 / 3515.28)$$

$$t_{req} = 0.71 \text{ cm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

#### **soldadura**

$$\text{altura de la placa} = H \text{ neta alma} + 1 \text{ cm superior} + 1 \text{ cm inferior} = 24 \text{ cm}$$

#### **demanda**

$$V_u = \Phi * 0.6 * h_{sp} * t_{sp} * F_y * R_y$$

$$V_u = 1 * 0.6 * 24 * 0.8 * 3515.28 * 1.1$$

$$V_u = 44545.63 \text{ kg}$$

### Capacidad ( Doble soldadura de filete, E60xx)

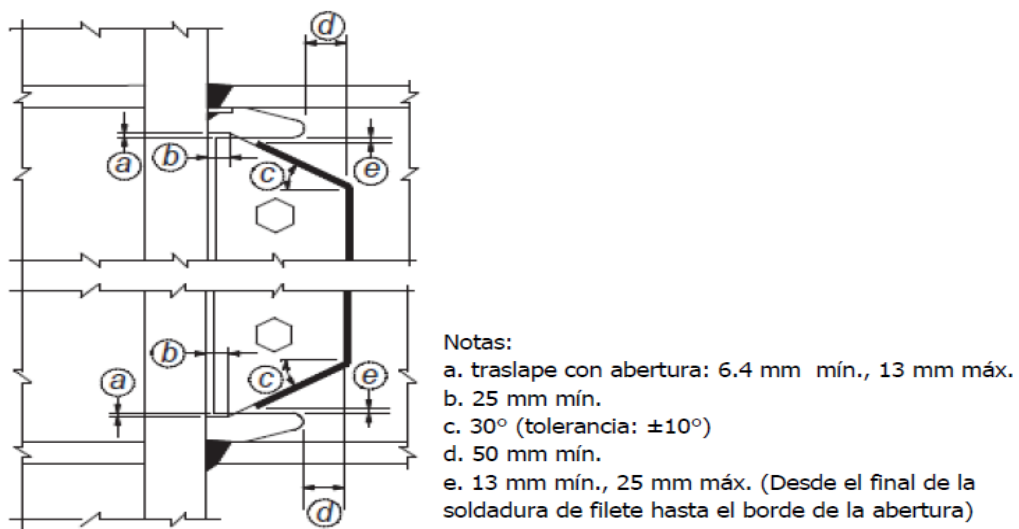
$$V_u \leq \Phi R_n = 2(\Phi * 0.707 * w * L_w * F_w)$$

$$W_{req} = 44545.63 / 2 * 0.75 * 0.707 * 24 * 0.6 * 4218.6$$

$$W_{req} = 0.69 \text{ cm}$$

Usar soldadura de filete:  $w = 8 \text{ mm}$

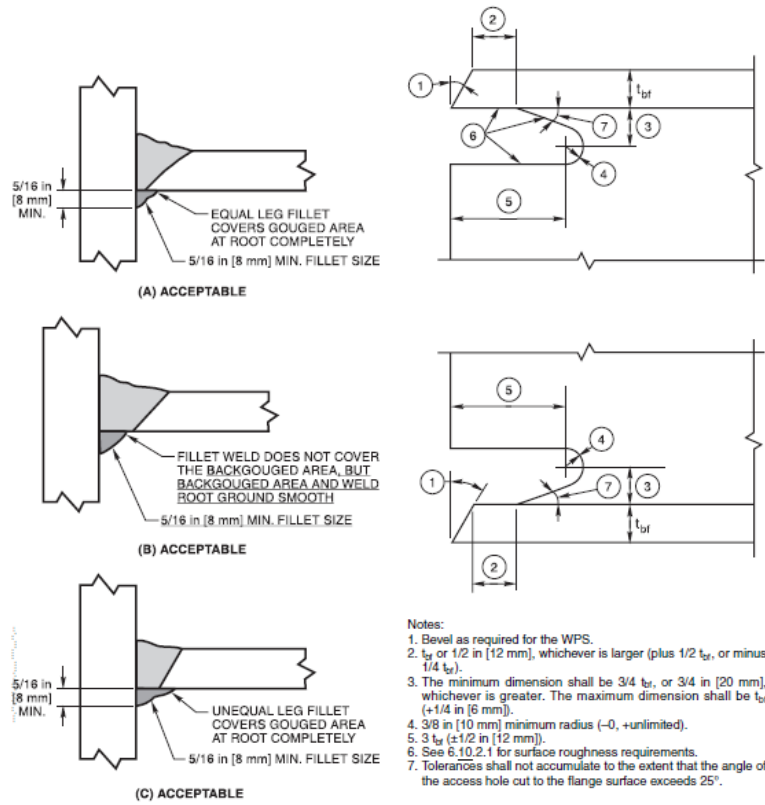
### Detalle de placa de cortante



**Figura 2.58: Parámetros WUF-W**

**Fuente: AISC 358-10**

$$a = 1 \text{ cm} \quad b = 5 \text{ cm} \quad c = 30 \text{ grados} \quad d = 5 \text{ cm} \quad e = 1.5 \text{ cm}$$



**Figura 2.59: Geometría del orificio de acceso de soldadura**  
**Fuente: AWS D1.8**

### 2.14.3 IPE 300 En Dirección X

$$b_{bf} = 15 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad Z_x = 628 \text{ cm}^3$$

#### Sección reducida

##### Condición

$$0.5 b_{bf} \leq a \leq 0.75 b_{bf} \quad b_{bf} = \text{ancho del patín de la viga}$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d \quad d = \text{peralte de la viga}$$

$$0.1 b_{bf} \leq c \leq 0.25 b_{bf}$$

$$a = 0.5(15 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$b = 0.65(30 \text{ cm}) = 19.5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$c = 0.1(15 \text{ cm}) = 1.5 \text{ cm} = 2.5 \text{ cm}$$

#### Radio

$$R = (4(2.5 \text{ cm})^2 + 20^2) / 8 * 2.5 \text{ cm} = 21.25 \text{ cm}$$

#### Modulo plástico de RBS

$$Z_{RBS} = Z_x - 2c * t_{bf} * (d - t_{bf})$$

$$Z_{RBS} = 628 - 2(2.5)(1.07)(30 - 1.07)$$

$$Z_{RBS} = 473.22 \text{ cm}^3$$

#### Modulo Máximo Probable

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2$$

$$\frac{50 + 65}{2(50)} \leq 1.2$$

$$1.15 \leq 1.2 \quad \text{ok}$$

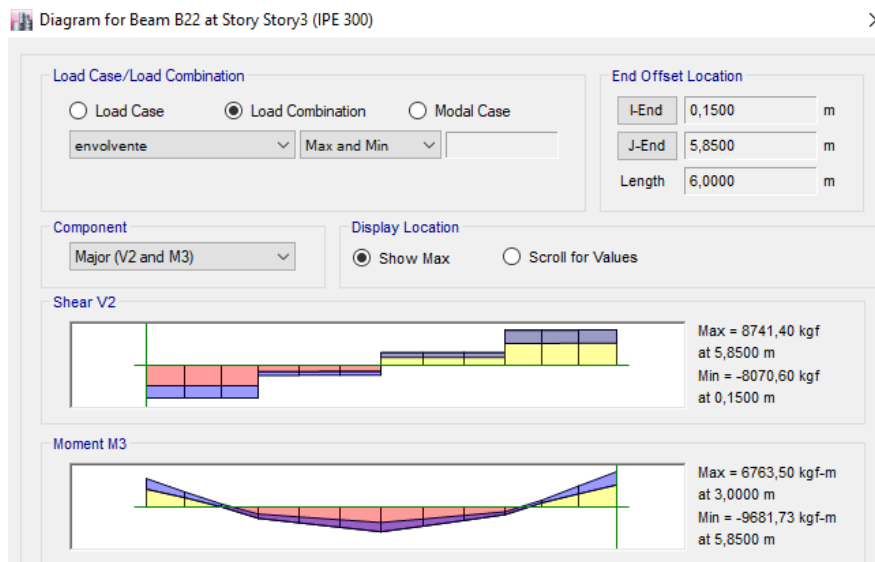
Norma ASTM	Grado	F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>
A36/A36M	36	2520	1.5
A572/A572M	42	2940	1.3
	50	3500	1.1
	55	3850	
A913/A913M	50	3500	1.1
	60	4200	
	65	4550	
A588/A588M	-	-	1.1
A992/A992M	-	-	1.1
A529/A529M	50	3500	1.2
	55	3850	1.1
A1043/A1043M	36	2520	1.3
	50	3500	1.2

**Figura 2.60: Factor de Fluencia Probable**  
Fuente: AISC 341-10

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * f_y * Z_{RBS}$$

$$M_{pr} = 1.15 ( 1.1 ) ( 3515.28 \text{ kg/cm}^2 ) ( 473.22 \text{ cm}^3 ) = 21043.485 \text{ kg-m}$$

### Cortante en RBS



**Figura 2.61: Diagrama de Momento y Cortante IPE 300**  
Fuente: Etabs 2016

$V_{\text{gravedad}} = 8741.40 \text{ kg}$

$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot M_{pr}) / L'$        $L' = \text{distancia entre rotulas plásticas de la viga}$

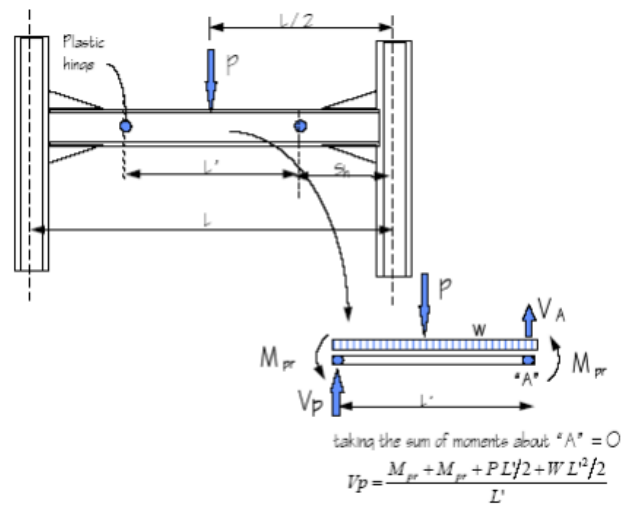
$V_{\text{sismo}} = (2 \cdot 21043.48 \text{ kg-m}) / 5.19 \text{ m}$

$V_{\text{sismo}} = 8109.243 \text{ kg}$

$V_{\text{RBS}} = V_{\text{gravedad}} + V_{\text{sismo}}$

$V_{\text{RBS}} = 16850.64 \text{ kg}$

### Ubicación de la rótula plástica



**Figura 2.62: Rotulas Plásticas**  
**Fuente: FEMA 350**

$Sh = a + b/2$

$Sh = 8 + 20/2 = 18 \text{ cm}$

### Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} \cdot S_h$$

$$M_f = 21043.48 \text{ kg-m} + 16850.6 \text{ kg} \cdot 0.18 \text{ m}$$

$$M_f = 24076.601 \text{ kg-m}$$

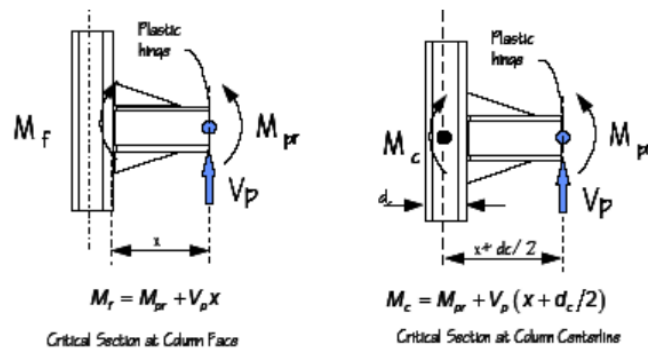


Figura 2.63: Momentos en la Cara de la Columna  
Fuente: FEMA 350

### Momento Plástico Esperado de la Viga

$$M_{pe} = R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$M_{pe} = 1.1(3515.28 \text{ kg/cm}^2)(628 \text{ cm}^3)$$

$$M_{pe} = 24283.55 \text{ kg-m}$$

### Condición

$$M_f \leq \Phi_d M_{pe} \quad 24076.601 \leq 1(24283.55) \quad \text{OK}$$



## Soldadura de penetración completa ala viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)

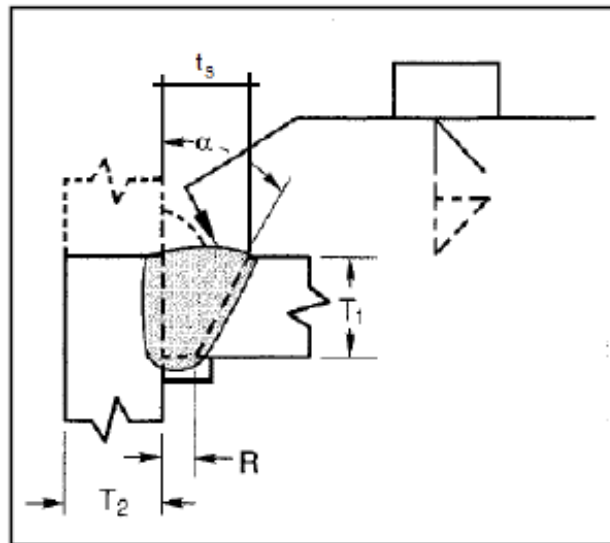


Figura 2.64: Soldadura en Ala Viga  
Fuente: AWS D1.1

$$\alpha = 45 \text{ grados} \quad t_s = t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad R = 0.5 \text{ cm}$$
$$t_{bf} = 1.07 \text{ cm} \quad t_{cf} = 0.8 \text{ cm} \quad d_b = 30 \text{ cm} \quad b_{bf} = 15 \text{ cm}$$

### Resistencia Requerida

#### Cargas en las alas de la viga

$$P_{uf} = M_u / d_b - t_{bf} = 9681.73 \text{ kg-m} / (0.3 - 0.0107)$$

$$P_{uf} = 33466.056 \text{ kg} \quad \underline{\text{DEMANDA}}$$

#### Dimensiones de la soldadura (material base)

$$L_w = b_{bf} = 15 \text{ cm}$$

$$t_w = t_{cf} = 0.8 \text{ cm}$$

### Estados Limites

#### Cedencia en el área bruta

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_g F_y$$

$$33466.056 \text{ kg} \leq 1 * 0.6 * 2 (15 * 1.07) * 3515.28$$

$$33466.056 \text{ kg} \leq 67704.29 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

### Ruptura en el área neta (cortante doble)

$$P_{uf} \leq \Phi R_n = 0.6 A_{nv} F_u$$

$$33466.056 \text{ kg} \leq 0.75 * 0.6 * 2(15 * 1.07) * 4569.87$$

$$33466.056 \text{ kg} \leq 66011.77 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Soldadura de penetración completa alma viga (Tabla J2.5 AISC 360-10)

$$V_{RBS} = 16850.64 \text{ kg}$$

### Capacidad a cortante de la viga

H neta = db – 2 tbf – 2 agujeros de acceso de soldadura

$$H \text{ neta} = 30 \text{ cm} - 2(1.07 \text{ cm}) - 2(3) = 21.86 \text{ cm}$$

$$A = H \text{ neta} * t_{wb} = 21.86 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm} = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_{RBS} \leq \Phi V_n = \Phi 0.6 A F_y C_v$$

$$16850.64 \text{ kg} \leq 1 * 0.6 * 15.52 * 3515.28 * 1$$

$$16850.64 \text{ kg} \leq 32735.55 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Placa de cortante

#### Espesor

$$t_{req} = t_{wb} * (F_{yb} / F_{yplaca})$$

$$t_{req} = 0.71 * (3515.28 / 3515.28)$$

$$t_{req} = 0.71 \text{ cm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

#### soldadura

$$\text{altura de la placa} = H \text{ neta alma} + 1 \text{ cm superior} + 1 \text{ cm inferior} = 24 \text{ cm}$$

#### demanda

$$V_u = \Phi * 0.6 * h_{sp} * t_{sp} * F_y * R_y$$

$$V_u = 1 * 0.6 * 24 * 0.8 * 3515.28 * 1.1$$

$$V_u = 44545.63 \text{ kg}$$

### Capacidad ( Doble soldadura de filete, E60xx)

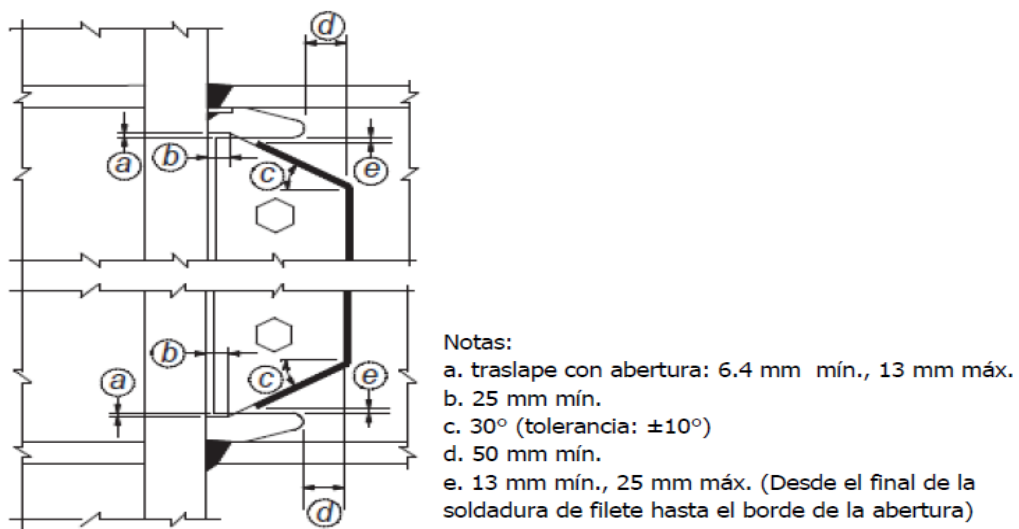
$$V_u \leq \Phi R_n = 2(\Phi * 0.707 * w * L_w * F_w)$$

$$W_{req} = 44545.63 / 2 * 0.75 * 0.707 * 24 * 0.6 * 4218.6$$

$$W_{req} = 0.69 \text{ cm}$$

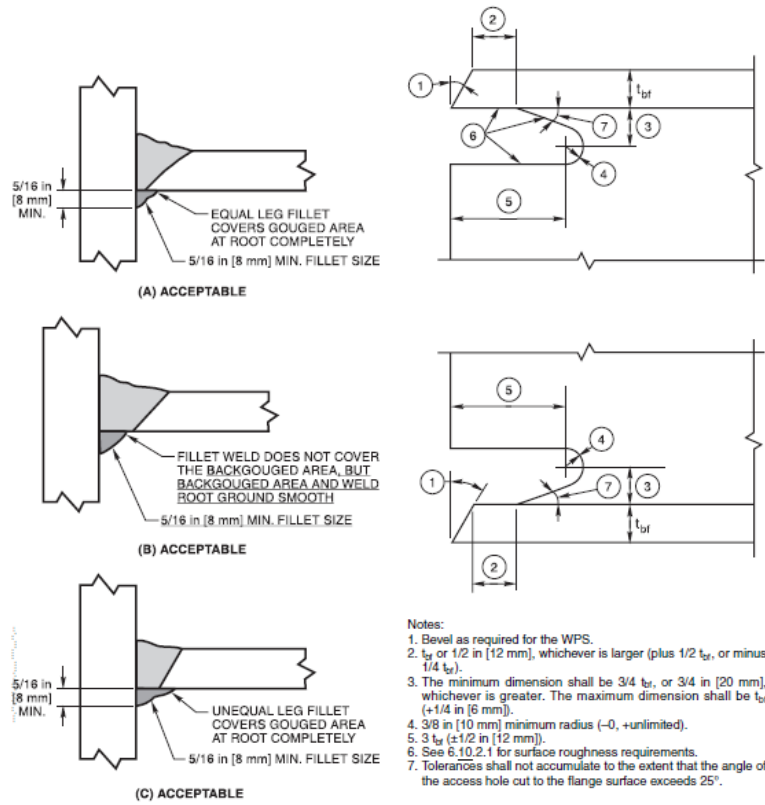
Usar soldadura de filete:  $w = 8 \text{ mm}$

### Detalle de placa de cortante



**Figura 2.65: Parámetros WUF-W**  
**Fuente: AISC 358-10**

$a = 1 \text{ cm}$     $b = 5 \text{ cm}$     $c = 30 \text{ grados}$     $d = 5 \text{ cm}$     $e = 1.5 \text{ cm}$



**Figura 2.66: Geometría del orificio de acceso de soldadura**  
Fuente: AWS D1.8

## 2.15 CONEXIÓN VIGA – VIGA

### 2.15.1 Cortante Simple IPE 300

#### Empernado y soldado

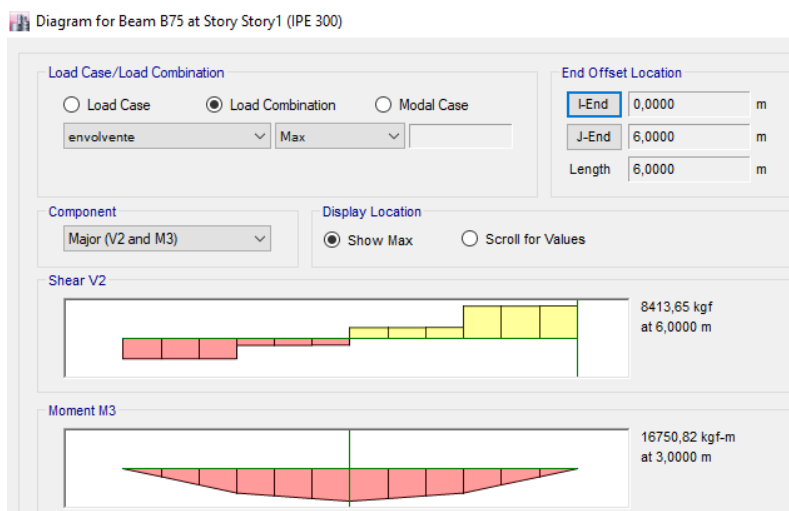


Figura 2.67: Diagrama de Momento y Cortante IPE 300  
Fuente: Etabs 2016

$$V_u = 8413.65 \text{ kg}$$

Tornillos A 307

$$F_{nv} = 27 \text{ ksi} = 1898.26 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{diámetro} = 5/8 \text{ pulg} = 1.5875 \text{ cm}$$

#### Diseno por aplastamiento

$$\Phi R_n = \Phi F_{nv} A_{perno}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 1898.26 * (n * 0.79375^2)$$

$$\Phi R_n = 2817.96 \text{ kg de un tornillo}$$

$$\text{Numero de tornillos} = V_u / \Phi R_n = 8413.65 / 2817.96$$

$$\text{Numero de tornillos} = 2.986 \text{ tornillos}$$

**Numero de tornillos = 3 tornillos**

#### Separación entre tornillos

$$3 \text{ Diámetro} = 3 * 1.5875 \text{ cm} = 4.76 \text{ cm}$$

**S = 5 cm**

### Distancia al borde

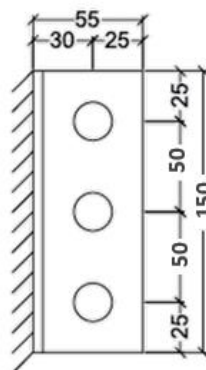
$d_b = 22 \text{ mm} = 2.2 \text{ cm}$

**$d_b = 2.5 \text{ cm}$**

estándar<sup>[b]</sup> al borde de la parte conectada, mm.

Diámetro del tornillo (mm)	Distancia mínima al borde (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayores de 36	$1.25d$

**Figura 2.68: Distancia al Borde**  
Fuente: McCormac



**Figura 2.69: Detalles de la Placa**

## Revisión Del Estado Límite De Fluencia Por Cortante

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_y A_{gv}$$

$$\Phi R_n \geq V_u \text{ condición}$$

$$\Phi 0.60 F_y A_{gv} \geq V_u$$

$$A_{gv} \geq V_u / \Phi 0.60 F_y \text{ de la viga}$$

$$A_{gv} \geq 8413.65 \text{ kg} / 0.75 * 0.6 * 3515.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{gv} \geq 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = h_{placa} * t_{placa}$$

$$t_{placa} = A_{gv} / h_{placa} = 5.32 / 15 = 0.355 \text{ cm}$$

$$t_{placa} = 0.4 \text{ cm} \text{ no cumple por fractura}$$

$$\underline{t_{placa} = 0.6 \text{ cm}} \text{ ok cumple}$$

## Revisión Del Estado Límite De Fractura Por Cortante

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_u A_{nv}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \# \text{ pernos} * (\text{diámetro} + 1/8 \text{ pulg}) * \text{espesor de placa}$$

$$A_{nv} = (15 * 0.6) - 3 * (1.5875 + 0.04921) * 0.4$$

$$A_{nv} = 6.054 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_u A_{nv}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 0.6 * 4569.87 * 6.054$$

$$\Phi R_n = 94707.36 \text{ kg} \text{ ok}$$

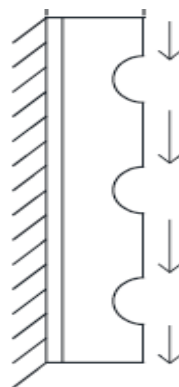


Figura 2.70: Falla Por Fractura

## Revisión Del Estado Límite De Aplastamiento Y Desgarre

$$\Phi R_n = \text{Aplastamiento} \leq \text{Desgarre}$$

$$\Phi R_n = \Phi 1.2 L_c (t) F_u N_{\text{pernos}} \leq \Phi 2.4 d_b (t) F_u N_{\text{pernos}}$$

$$L_c = 2.5 - (1.5875 + 0.3175) / 2$$

$$L_c = 1.55 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$L_c = 5 - (1.5875 + 0.3175)$$

$$L_c = 3.095 \text{ cm}$$

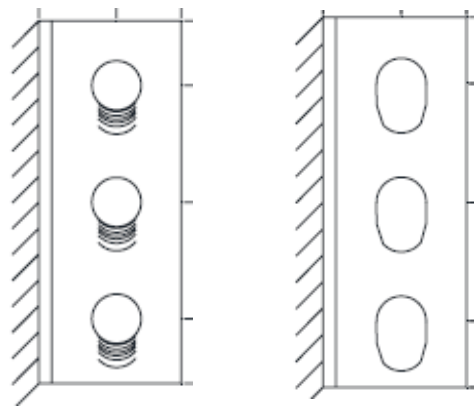


Figura 2.71: Falla por Desgarre

$$\Phi R_n = 0.75 * 1.2 * 1.55 * 0.6 * 4569.87 * 3 \leq 0.75 * 2.4 * 1.5875 * 0.6 * 4569.87 * 3$$

$$\Phi R_n = 11474.94 \text{ kg} \leq 23505.126 \text{ kg}$$

$$\Phi R_n \geq V_u$$

$$11474.94 \text{ kg} \geq 8413.65 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

## Revisión Del Estado Límite De Bloque De Corte

$$\Phi R_n = \Phi (0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \Phi (0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$A_{gv} = 12.5 * 0.6 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7.5 - 2.5 \text{ tornillos } (1.5875 \text{ cm}) * 0.6$$



$$A_{nv} = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2.5 - 1.5875/2 * 0.6$$

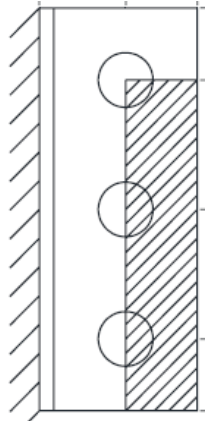
$$A_{nt} = 2.0237 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4569.87 * 5.12 + 1 * 4569.87 * 2.0237) \leq 0.75 * (0.6 * 3515.28 * 7.5 + 1 * 4569.87 * 2.0237)$$

$$\Phi R_n = 17465.015 \leq 25066.81$$

$$\Phi R_n \geq V_u$$

$$17465.015 \geq 8413.65 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$



**Figura 2.72: Falla por Bloque de Cortante**

### **Soldadura Filete**

**AWS D1.1**

### **Cateto mínimo**

$$t = 6 \text{ mm} \gg W = 3 \text{ mm}$$

Se asume un **w = 5mm**

Mínimo Tamaño de Cateto en Soldadura de Filete Compatible con los espesores de Elementos o Partes Estructurales a ser Soldadas	
Esesor de material base (T) <sup>1</sup>	Cateto mínimo (E) <sup>2</sup>
mm	mm
T ≤ 6	3 <sup>3</sup>
6 < T ≤ 12	5
12 < T ≤ 20	6
20 < T	8

(1) Para procesos de no bajo hidrógeno sin precalentamiento calculado T es el espesor de la parte más gruesa a ser soldada. Soldadura de una sola pasada debe ser utilizada.  
Para procesos de no bajo nitrógeno pero con cálculo de precalentamiento o procesos de bajo nitrógeno, T es igual a la parte más fina a ser soldada.

(2) No debe exceder el espesor de la parte más delgada a ser soldada.

(3) Cateto mínimo para estructuras cargadas cíclicamente, 5mm.

**Figura 2.73: Tamaño Mínimo de Cateto**  
Fuente: AWS D1.1

### Largo mínimo en filete

$$L_w \geq 4 (W)$$

$$L_w \geq 4 \cdot 5 \text{ mm} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

**V**

Parte más delgada = 6 mm

$$L_w = 3 \text{ mm} = 0.3 \text{ cm}$$

Se asume un **L<sub>w</sub> = 15 cm**

Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Esesor de la parte unida más delgada	Tamaño mínimo de soldadura de filete [a]
[mm]	[mm]
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.

**Figura 2.74: Tamaño Mínimo de Cordón de Soldadura**  
Fuente: AISC 360

## Selección Del Metal De Aportación

Se usará el electrodo adecuados al material base que se esté soldando, siguiendo las instrucciones de los parámetros como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente.

E60xx
E70xx
E80xx
E90xx
E100xx
E120xx

Figura 2.75: Números de Electroodos

Fuente: (AWS, 2015)

**Electrodo a usar: E60XX**

### Resistencia disponible por longitud para material base

$$Rn = \Phi * 0,6 * fy * t$$

$$Rn = 0,9 * 0,6 * 3515.28 * 0.6$$

$$Rn = 1138.95 \text{ kg}$$

Fy = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte, [kg/cm<sup>2</sup>]

t = Espesor de placa base o placa de soporte, según sea el caso, [cm]

Φ = Factor de reducción de resistencia del metal base aplicado en el método LRFD, 0.90

### Resistencia disponible por longitud para material de aportación

$$Rn = \Phi * 0,6 * 0,707 * w * fw$$

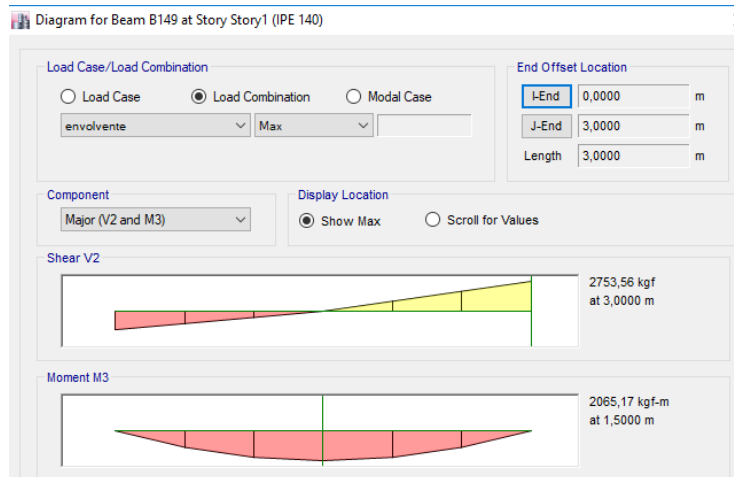
$$Rn = 0.75 * 0,6 * 0,707 * 0.5 * 4218.6$$

$$Rn = 671.074 \text{ kg}$$



## 2.15.2 Cortante Simple IPE 140

### Empernado y soldado



**Figura 2.77: Diagrama de Momento y Cortante IPE 140**  
Fuente: Etabs 2016

$$V_u = 2753.56 \text{ kg}$$

Tornillos A 307  $F_{nv} = 27 \text{ ksi} = 1898.26 \text{ kg/cm}^2$  diametro = 1/2 pulg = 1.27 cm

#### Diseño por aplastamiento

$$\Phi R_n = \Phi F_{nv} A_{perno}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 1898.26 * (n * 0.635^2)$$

$$\Phi R_n = 1803.49 \text{ kg de un tornillo}$$

$$\text{Numero de tornillos} = V_u / \Phi R_n = 2753.56 / 1803.49$$

$$\text{Numero de tornillos} = 1.53 \text{ tornillos}$$

**Numero de tornillos = 2 tornillos**

#### Separación entre tornillos

$$3 \text{Diametro} = 3 * 1.27 \text{ cm} = 3.81 \text{ cm}$$

$$S = 4 \text{ cm}$$

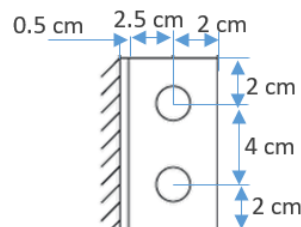
#### Distancia al borde

db= 20 mm = 2 cm

**db= 2cm**

Diámetro del tornillo (mm)	Distancia mínima al borde (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayores de 36	1.25d

**Figura 2.78: Distancia al Borde**  
**Fuente: McCormac**



**Figura 2.79: Detalles de la Placa**

### Revisión Del Estado Límite De Fluencia Por Cortante

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_y A_{gv}$$

$$\Phi R_n \geq V_u \text{ condición}$$

$$\Phi 0.60 F_y A_{gv} \geq V_u$$

$$A_{gv} \geq V_u / \Phi 0.60 F_y \text{ de la viga}$$

$$A_{gv} \geq 2753.56 \text{ kg} / 0.75 * 0.6 * 3515.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{gv} \geq 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = h_{placa} * t_{placa}$$

$$t_{placa} = A_{gv} / h_{placa} = 1.74 / 8 = 0.2175 \text{ cm}$$

$$t_{placa} = 0.4 \text{ cm}$$

### Revisión Del Estado Límite De Fractura Por Cortante

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_u A_{nv}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \# \text{ pernos} * (\text{diametro} + 1/8 \text{ pulg}) * \text{espesor de placa}$$

$$A_{nv} = (8 * 0.4) - 2 * (1.27 + 0.04921) * 0.4$$

$$A_{nv} = 2.145 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 F_u A_{nv}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 0.6 * 4569.87 * 2.145$$

$$\Phi R_n = 4411.07 \text{ kg } \mathbf{ok}$$



**Figura 2.80: Falla Por Fractura**

### Revisión Del Estado Límite De Aplastamiento Y Desgarre

$$\Phi R_n = \text{Aplastamiento} \leq \text{Desgarre}$$

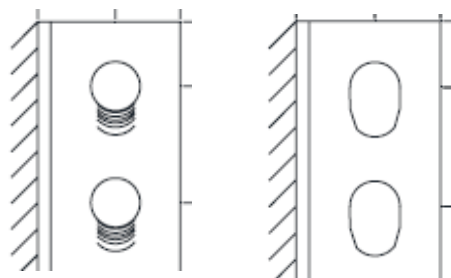
$$\Phi R_n = \Phi 1.2 L_c (t) F_u N_{\text{pernos}} \leq \Phi 2.4 d_b (t) F_u N_{\text{pernos}}$$

$$L_c = 2 - (1.27 + 0.3175) / 2$$

$$L_c = 1.21 \text{ cm } \mathbf{ok}$$

$$L_c = 4 - (1.5875 + 0.3175)$$

$$L_c = 2.1 \text{ cm}$$



**Figura 2.81: Falla por Desgarre**

$$\Phi R_n = 0.75 * 1.2 * 1.21 * 0.4 * 4569.87 * 2 \leq 0.75 * 2.4 * 1.27 * 0.4 * 4569.87 * 2$$

$$\Phi R_n = 3981.27 \text{ kg} \leq 8357.38 \text{ kg}$$

$$\Phi R_n \geq V_u$$

$$3981.27 \text{ kg} \geq 2753.56 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

### Revisión Del Estado Límite De Bloque De Corte

$$\Phi R_n = \Phi (0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \Phi (0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$A_{gv} = 6 * 0.4 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 2.4 - 1.5 \text{ tornillos } (1.27 \text{ cm}) * 0.4$$

$$A_{nv} = 1.638 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2 - 1.27/2 * 0.4$$

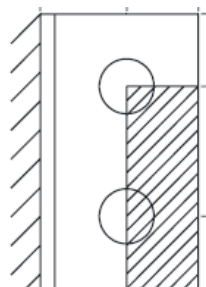
$$A_{nt} = 1.746 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4569.87 * 1.638 + 1 * 4569.87 * 1.746) \leq 0.75 * (0.6 * 3515.28 * 2.4 + 1 * 4569.87 * 1.746)$$

$$\Phi R_n = 9352.7 \leq 9780.75$$

### $\Phi R_n \geq V_u$

$$9352.7 \geq 2753.56 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$



**Figura 2.82: Falla por Bloque de Cortante**



## Soldadura Filete

### AWS D1.1

#### Cateto mínimo

$$t = 4 \text{ mm} \gg W = 3 \text{ mm}$$

Se asume un **w= 5mm**

Mínimo Tamaño de Cateto en Soldadura de Filete Compatible con los espesores de Elementos o Partes Estructurales a ser Soldadas	
Esesor de material base (T) <sup>1</sup>	Cateto mínimo (E) <sup>2</sup>
mm	mm
T ≤ 6	3 <sup>3</sup>
6 < T ≤ 12	5
12 < T ≤ 20	6
20 < T	8

(1) Para procesos de no bajo hidrógeno sin precalentamiento calculado  
T es el espesor de la parte más gruesa a ser soldada. Soldadura de una sola pasada debe ser utilizada.  
Para procesos de no bajo nitrógeno pero con cálculo de precalentamiento o procesos de bajo nitrógeno, T es igual a la parte más fina a ser soldada.

(2) No debe exceder el espesor de la parte más delgada a ser soldada.

(3) Cateto mínimo para estructuras cargadas cíclicamente, 5mm.

**Figura 2.83: Tamaño Mínimo de Cateto**  
Fuente: AWS D1.1

#### Largo mínimo en filete

$$Lw \geq 4 ( W )$$

$$Lw \geq 4 * 5 \text{ mm} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Parte más delgada} = 6 \text{ mm}$$

$$Lw = 3 \text{ mm} = 0.3 \text{ cm}$$

Se asume un **Lw= 8 cm**

Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Esesor de la 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

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.

**Figura 2.84: Tamaño Mínimo de Cordón de Soldadura**  
Fuente: AISC 360

### Selección Del Metal De Aportación

Se usará el electrodo adecuados al material base que se esté soldando, siguiendo las instrucciones de los parámetros como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente.

E60xx
E70xx
E80xx
E90xx
E100xx
E120xx

**Figura 2.85: Números de Electrodo**  
Fuente: (AWS, 2015)

**Electrodo a usar: E60XX**

**Resistencia disponible por longitud para material base**

$$Rn = \Phi * 0,6 * fy * t$$
$$Rn = 0,9 * 0,6 * 3515.28 * 0.4$$
$$Rn = 759.30 \text{ kg}$$

Fy = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte, [kg/cm<sup>2</sup>]

t = Espesor de placa base o placa de soporte, según sea el caso, [cm]

Φ = Factor de reducción de resistencia del metal base aplicado en el método LRFD, 0.90

### Resistencia disponible por longitud para material de aportación

$$Rn = \emptyset * 0,6 * 0,707 * w * fw$$

$$Rn = 0.75 * 0,6 * 0,707 * 0.5 * 4218.6$$

$$Rn = 671.074 \text{ kg}$$

Número de Electrodo AWS	Fxx (ksi)	Fxx (kg/cm <sup>2</sup> )
E60xx	60	4218.6
E70xx	70	4921.7
E80xx	80	5624.8
E90xx	90	6327.9
E100xx	100	7031
E120xx	120	8437.2

Figura 2.86: Esfuerzo por Tipo de Electrodo

Fuente: (AWS, 2015)

### Resistencia predominante a corte

$$Rn \text{ max} \gg \{Rn \text{ mat. base}, Rn \text{ aportacion}\}$$

$$Rn = 759.30 \text{ kg por centímetro de longitud (Material base)}$$

### Longitud disponible

$$Ld = 2 * h_{\text{platina}}$$

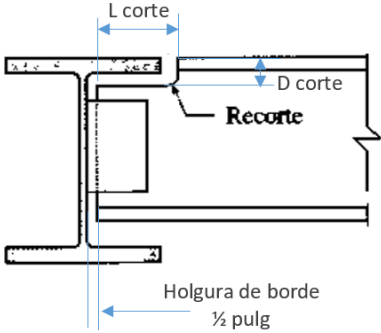
$$Ld = 2 * 8 = 16 \text{ cm}$$

### Resistencia total a cortante

$$Rn = 759.30 \text{ kg / cm} * 16 \text{ cm}$$

$$Rn = 12148.8 \text{ kg} \gggggg \text{ Vu} = 2753.56 \text{ kg} \text{ OK}$$

**Diseño final**



$$L_{\text{corte}} = b_{\text{viga grande}} / 2 - t_{\text{viga grande}} / 2$$

$$L_{\text{corte}} = 15 / 2 - 0.71 / 2$$

$$L_{\text{corte}} = 7.2 \text{ cm}$$

$$D_{\text{corte}} = t_{\text{viga grande}} + r_{\text{curvatura viga grande}}$$

$$D_{\text{corte}} = 1.07 + 1.5 = 2.6 \text{ cm}$$

## 2.16 Cimentación - Zapata Combinada

$Q_u = 19 \text{ ton / m}^2$  (ver anexo estudio geotécnico)

$F_s = 3$

$Q_{adm} = 19/3 = 6.33 \text{ ton/m}^2$

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

**Figura 2.87: Factores de Seguridad**

**Fuente: NEC-SE-GC**

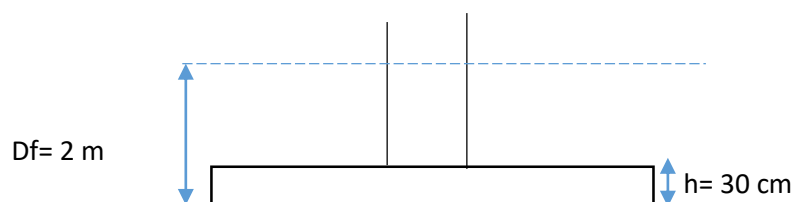
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$D_f = 2 \text{ m}$

### Medidas propuestas

$h = 35 \text{ cm}$     $b = 3 \text{ m}$



**Figura 2.88: Profundidad de Desplante**

### fuerzas totales sobre el terreno

$$P_{\text{edificio}} = 311473.41 \text{ kg}$$

$$P_{\text{zapata}} = 2400 \cdot 20 \cdot 3 \cdot 0.35 = 45360 \text{ kg}$$

$$P_{\text{columnas}} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot 1.65 \cdot 2400 = 4752 \text{ kg}$$

Relleno de EPS ( poliestireno expandido de alta resistencia)

$$P_{\text{relleno}} = 30 \text{ kg/m}^3 \cdot ((3 \cdot 20) - 4(0.5 \cdot 0.4)) \cdot 1.65 = 2613.6 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = 364.20 \text{ ton}$$

$$\text{Esfuerzo ultimo} = P_{\text{total}} / \text{Área} = 364.20 / 3 \cdot 20 = 6.07 \text{ ton/m}^2 \leq Q_{\text{adm}} \quad \text{OK}$$

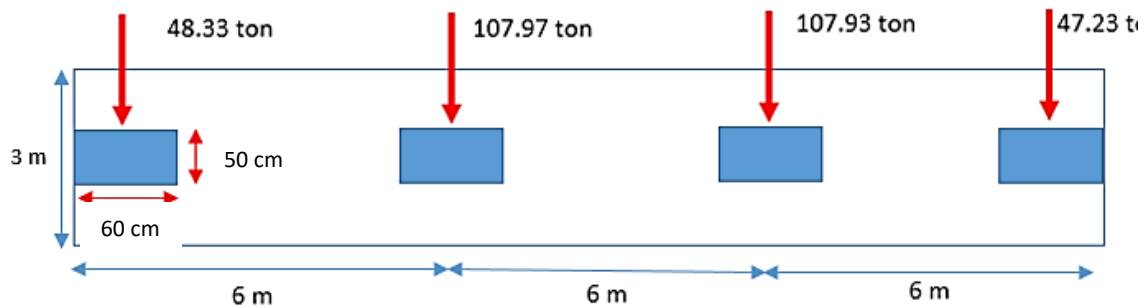


Figura 2.89: Vista en Planta de Cimentación

$$\text{Resultante} = 311.46 \text{ ton}$$

$$(0.25 \cdot 48.33) + (6 \cdot 107.97) + (12 \cdot 107.93) + (17.75 \cdot 47.23) = (x \cdot 311.46)$$

$$X = 8.97 \text{ m}$$

### 2.16.1 Chequeo De Cortante

Columna interior critica

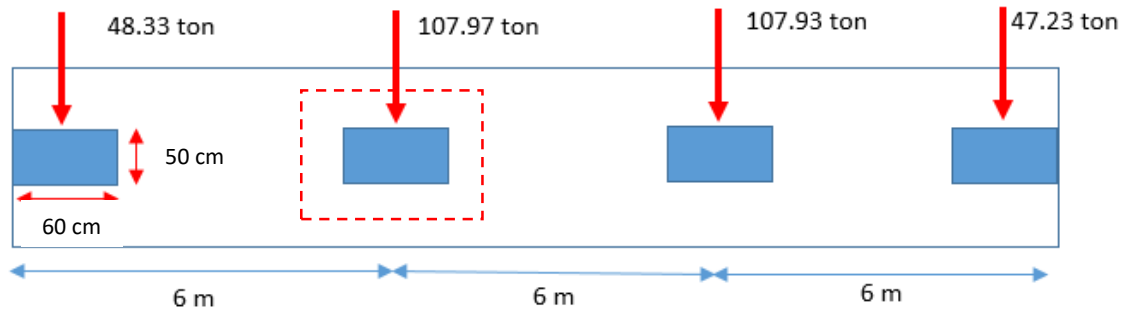


Figura 2.90: Área Crítica por Cortante

Peralte efectivo  $d = h - 7.5 \text{ cm} = 27.5 \text{ cm}$

Perímetro de la sección crítica  $b_o = 2 (0.5 + 0.275) + 2 (0.6 + 0.275) = 3.3 \text{ m}$

### 2.16.2 Esfuerzo De Corte Bidireccional Que Resiste El Hormigón $V_{cb}$

$v_c$	
El menor de (a), (b) y (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ (a)
	$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$ (b)
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$ (c)

Figura 2.91: Resistencia al Cortante del Hormigón

Fuente: ACI 318

$\lambda = 1$  factor de modificación       $\alpha_s = 40$  columna interior       $\beta = 60/50 = 1.2$

$a = 1.75 \text{ Mpa}$        $b = 2.4 \text{ Mpa}$        $c = 2.34 \text{ Mpa}$

**$V_{cb} = 1.75 \text{ Mpa} = 178.5 \text{ ton / m}^2$**

Esfuerzo actuante

$$V_{ub} = V_u / b_o * d = 107.97 / 3.3 * 0.275$$

**Vub = 118.97 ton / m<sup>2</sup>**

**Vcb ≥ Vub      OK**

### 2.16.3 Carga distribuida para el diseño de la zapata

$$W = (6 \text{ ton/m}^2) * 3 \text{ m} = 18 \text{ ton/m}$$

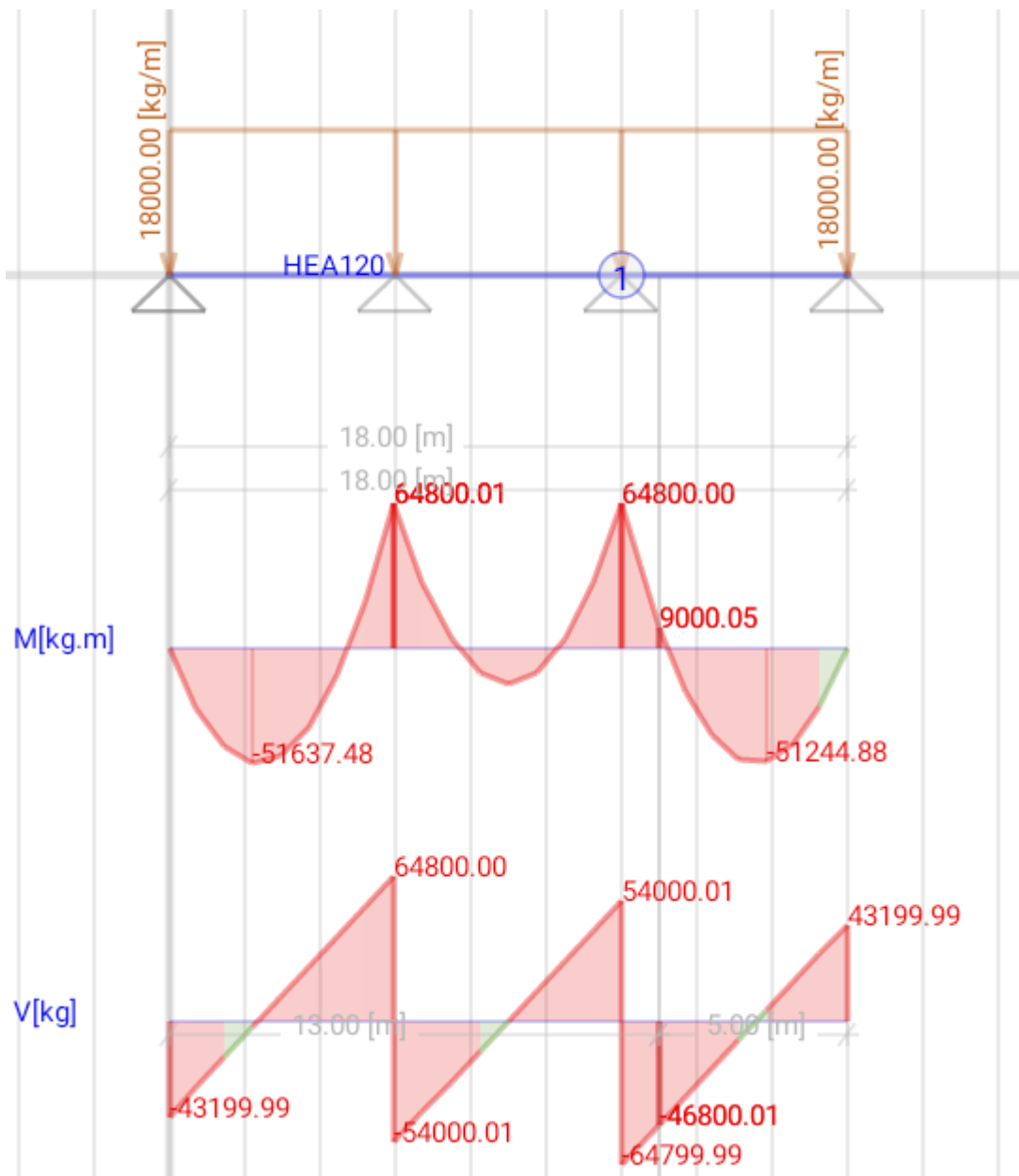


Figura 2.92: Diagramas de Momento y Cortante Cimentación

Fuente: Etabs 2016



#### 2.16.4 Chequeo Por Cortante De Viga

$$V_d = 610 \text{ kn} = 61.22 \text{ ton}$$

$$V_{actuante} = V_d/b*d = 61.22/3*0.275 = 74.21 \text{ ton/m}^2$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} = 0.17\sqrt{28} = 0.9 \text{ Mpa} = 91.78 \text{ ton/m}^2$$

$$\Phi V_c = 0.75(91.78) = 68.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\Phi V_c \leq V_{actuante} \quad \text{NO OK}$$

Se necesita un pedestal de 10 cm de altura por 1.5 m<sup>2</sup> en las columnas interiores

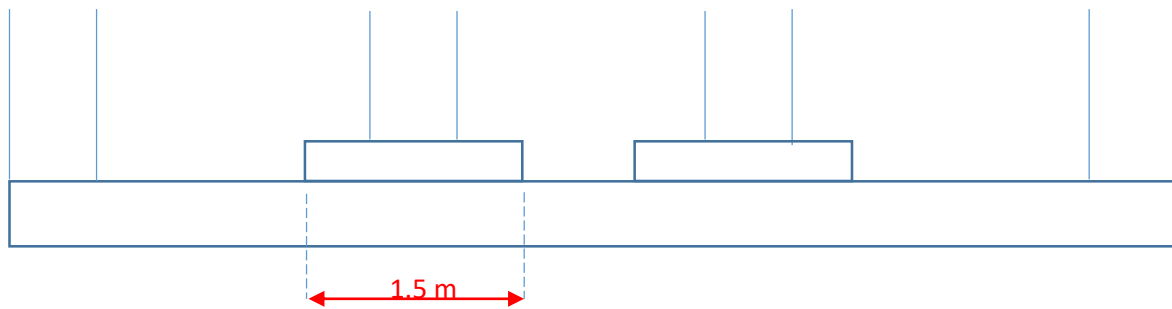


Figura 2.93: Capitel en Columnas Centrales

Comprobación

$$V_{actuante} = 61.22 / (3*0.275 + 1.5*0.10) = 62.79 \text{ ton/m}^2$$

$$\Phi V_c \geq V_{actuante} \quad \text{OK}$$

### 2.16.5 Acero Longitudinal

Mmax mitad del claro = 51637.48 kg m = 5163748 kg cm

Mmax en el apoyo de la columna interior = 64800 kg m = 6480000 kg cm

b= 3 m          d= 0.275 m

$$A_s \text{ min} \geq \begin{cases} ((0.25\sqrt{f_c})/f_y) \cdot b_w \cdot d = ((0.25\sqrt{28})/420) \cdot 3 \cdot 0.275 = 0.002598 \text{ m}^2 \text{ Ok} \\ (1.4/f_y) \cdot b_w \cdot d = (1.4/420) \cdot 3 \cdot 0.275 = 0.00275 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$A_s \text{ min} = 0.002598 \text{ m}^2 = 25.98 \text{ cm}^2$

$\rho_{\text{min}} = A_s/A_g = 25.98/300 \cdot 35 = 0.002474$

#### cuantía balanceada

$\rho_b = \Phi \cdot (6000/6000 + f_y) \cdot (0.85 \cdot f_c) / f_y$

$\rho_b = 0.85 \cdot (6000/6000 + 4200) \cdot (0.85 \cdot 280) / 4200$

$\rho_b = 0.02833$

#### cuantía máxima

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.02833) = 0.02125$

$$\rho \text{ necesario} \begin{cases} (0.85 f_c / f_y) (1 - \sqrt{1 - (2M_u / 0.85 \Phi f_c b d^2)}); & \Phi = 0.9 \\ (f_c / 1.18 f_y) (1 - \sqrt{1 - (2.36 M_u / \Phi f_c b d^2)}); & \Phi = 0.9 \end{cases}$$

### Mitad del claro

$$\rho \text{ necesario} = 0.00638167$$

$$A_s = \rho b d = 0.00638167 * 300 * 27.5 = 52.65 \text{ cm}^2$$

se escoge varilla # 16

$$A_{\text{varilla}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varilla} = 52.65 / 2.01 = 26.19 \text{ varillas} = 27 \text{ varillas} \quad \text{separadas } 9 \text{ cm}$$

### Apoyo interno

$$\rho \text{ necesario} = 0.008142$$

$$A_s = \rho b d = 0.008142 * 300 * 27.5 = 67.17 \text{ cm}^2$$

se escoge varilla # 16

$$A_{\text{varilla}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varilla} = 67.17 / 2.01 = 33.41 \text{ varillas} = 34 \text{ varillas} \quad \text{separadas } 6 \text{ cm}$$

### 2.16.6 Acero Transversal

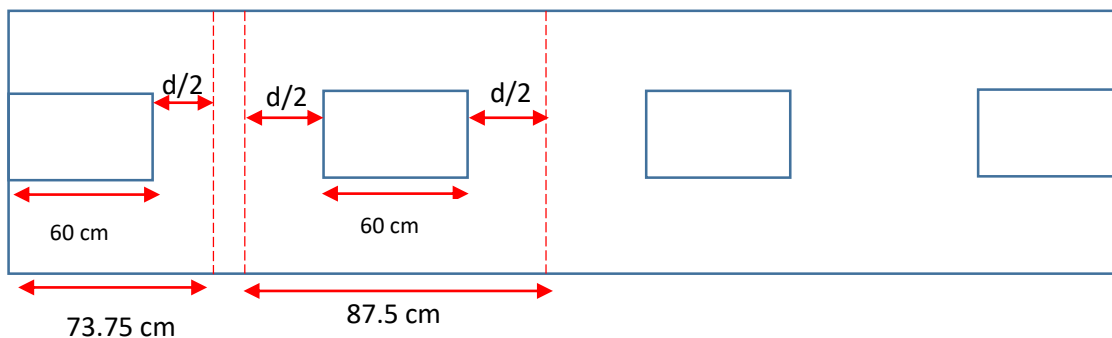


Figura 2.94: Área de Viga en Voladizo

### **Columna interior**

$$b = 87.5 \text{ cm} \quad d = 27.5 \text{ cm}$$

$$M_u = ((107.97 \text{ ton}/3 * 0.875) * (0.875) * ((3-0.5)/2)^2) / 2 = 28.11 \text{ ton.m} = 2811000 \text{ kg.cm}$$

$$\rho \text{ necesario} = (f'_c / 1.18 f_y) (1 - \sqrt{1 - (2.36 M_u / \Phi f'_c b d^2)})$$

$$\rho \text{ necesario} = 0.0126556 \quad \text{OK}$$

### **acero requerido**

$$A_s = \rho b h = 0.0126556 (87.5)(27.5) = 30.45 \text{ cm}^2$$

Se escoje varilla # 12

$$A_{\text{varilla}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varilla} = 30.45 / 1.13 = 26.94 \text{ varillas} = 27 \text{ varillas separadas } 3 \text{ cm}$$

### **Columna exterior**

$$b = 73.75 \text{ cm} \quad d = 27.5 \text{ cm}$$

$$M_u = ((48.33 \text{ ton}/3 * 0.7375) * (0.7375) * ((3-0.5)/2)^2) / 2 = 12.58 \text{ ton.m} = 1258000 \text{ kg.cm}$$

$$\rho \text{ necesario} = (f'_c / 1.18 f_y) (1 - \sqrt{1 - (2.36 M_u / \Phi f'_c b d^2)})$$

$$\rho \text{ necesario} = 0.006320$$

### **acero requerido**

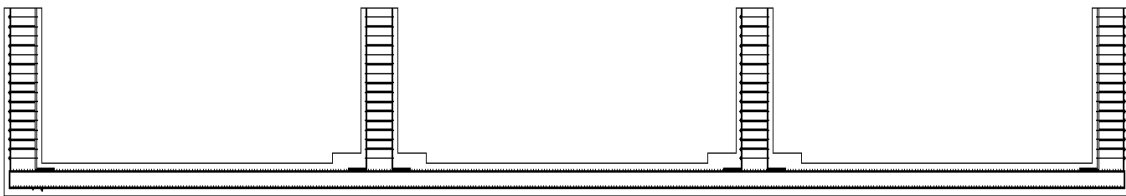
$$A_s = \rho b h = 0.0126556 (73.75)(27.5) = 25.667 \text{ cm}^2$$

Se escoje varilla # 12

Avarilla = 1.13 cm<sup>2</sup>

# varilla =  $25.667 / 1.13 = 22.71$  varillas = 23 varillas/metro separadas 3 cm

**Diseño final**

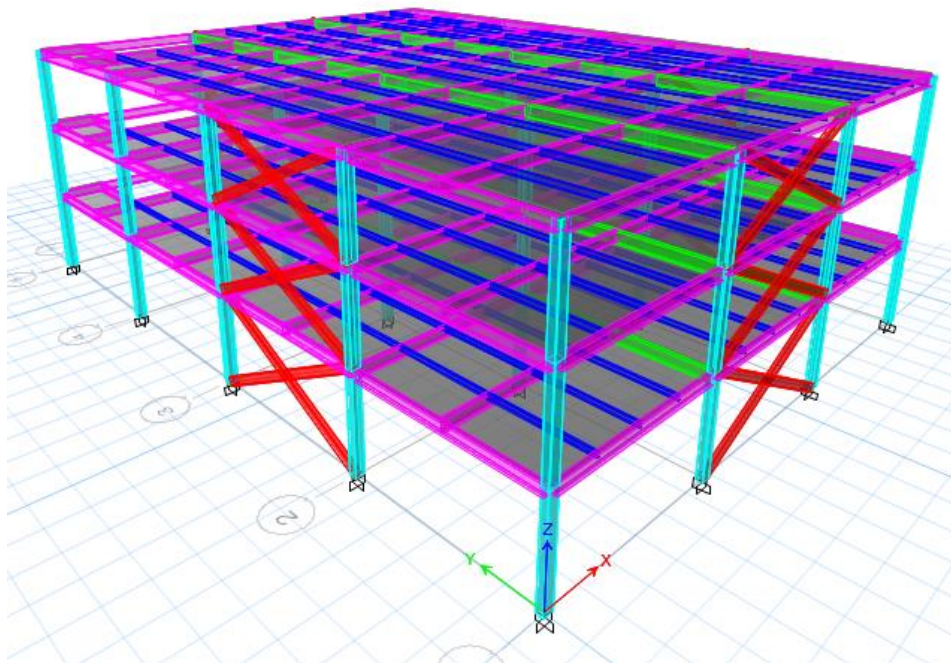


**Figura 2.95: Detalle de la Cimentación**

# CAPÍTULO 3

## 3 Resultados Y Análisis

### 3.1 Modelado en Etabs



**Figura 3.1: Modelado 3D Seminario Mayor**

**Fuente: Etabs 2016**

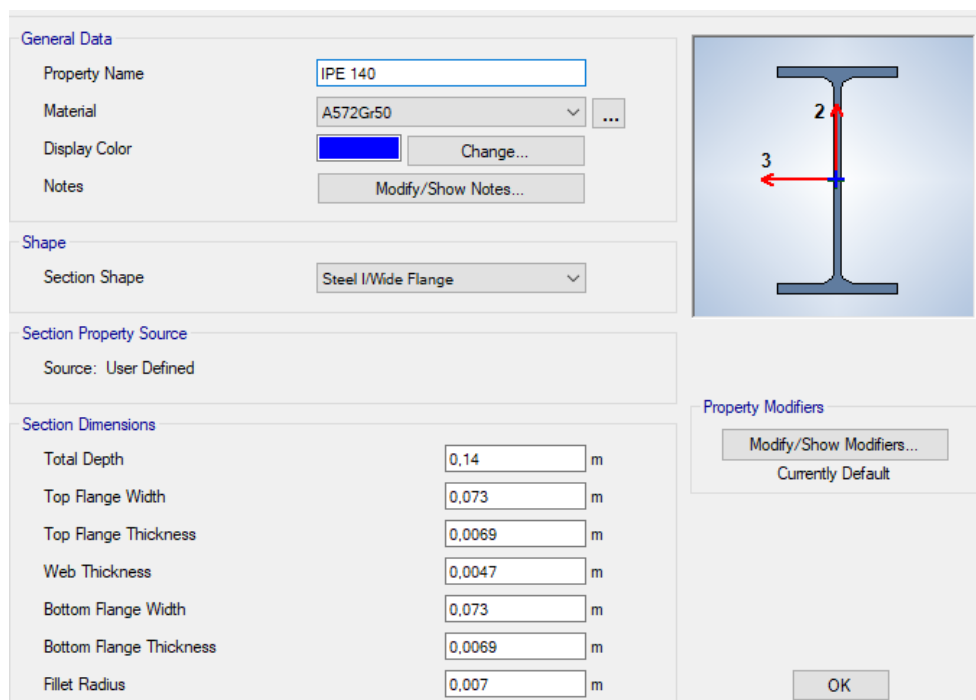
La alternativa estructural escogida, se la modelo en el software Etabs 2016, donde se pudo observar el comportamiento de la misma, con respecto a las cargas gravitacionales y sísmica; la cual demostró un comportamiento adecuado según los criterios de las normativas de construcción.

## 3.2 Secciones Propuestas De La Edificacion

Para el diseño de la estructura, según las cargas gravitacionales y sísmicas, se procedió a definir diferentes secciones, con el objetivo de satisfacer las demandas en cuanto al peso, derivas y modos de vibración.

### 3.2.1 Vigas

Las vigas metálicas fueron seleccionadas en función de su módulo plástico ( $Z_x$ ) y la disponibilidad en el mercado nacional.



General Data	
Property Name	IPE 140
Material	A572Gr50
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...

Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange

Section Property Source	
Source:	User Defined

Section Dimensions	
Total Depth	0,14 m
Top Flange Width	0,073 m
Top Flange Thickness	0,0069 m
Web Thickness	0,0047 m
Bottom Flange Width	0,073 m
Bottom Flange Thickness	0,0069 m
Fillet Radius	0,007 m

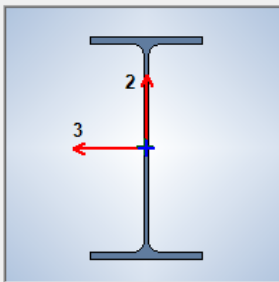
Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	Currently Default

OK

Figura 3.2: Viga IPE 140

Fuente: Etabs 2016

General Data	
Property Name	IPe 300
Material	A572Gr50
Display Color	<span style="background-color: magenta; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0,3 m
Top Flange Width	0,15 m
Top Flange Thickness	0,0107 m
Web Thickness	0,0071 m
Bottom Flange Width	0,15 m
Bottom Flange Thickness	0,0107 m
Fillet Radius	0,015 m

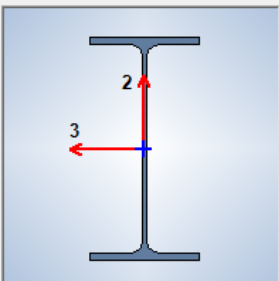


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

**Figura 3.3: Viga IPE 300**

**Fuente: Etabs 2016**

General Data	
Property Name	IPe 330
Material	A572Gr50
Display Color	<span style="background-color: lime; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0,33 m
Top Flange Width	0,16 m
Top Flange Thickness	0,0115 m
Web Thickness	0,0075 m
Bottom Flange Width	0,16 m
Bottom Flange Thickness	0,0115 m
Fillet Radius	0,018 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

**Figura 3.4: Viga IPE 330**

**Fuente: Etabs 2016**



### 3.2.2 Columna

Se definió una sección de columna compuesta rellena de hormigón con una resistencia de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

The image shows a software dialog box for defining a column section. It is divided into several sections:

- General Data:** Property Name: COLUMNA 30X20; Material: A572Gr50; Display Color: cyan; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Filled Steel Tube
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Total Depth: 0,3 m; Total Width: 0,2 m; Flange Thickness: 0,008 m; Web Thickness: 0,008 m; Corner Radius: 0 m
- Fill:** Fill Material: 3000Psi
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers...; Currently Default

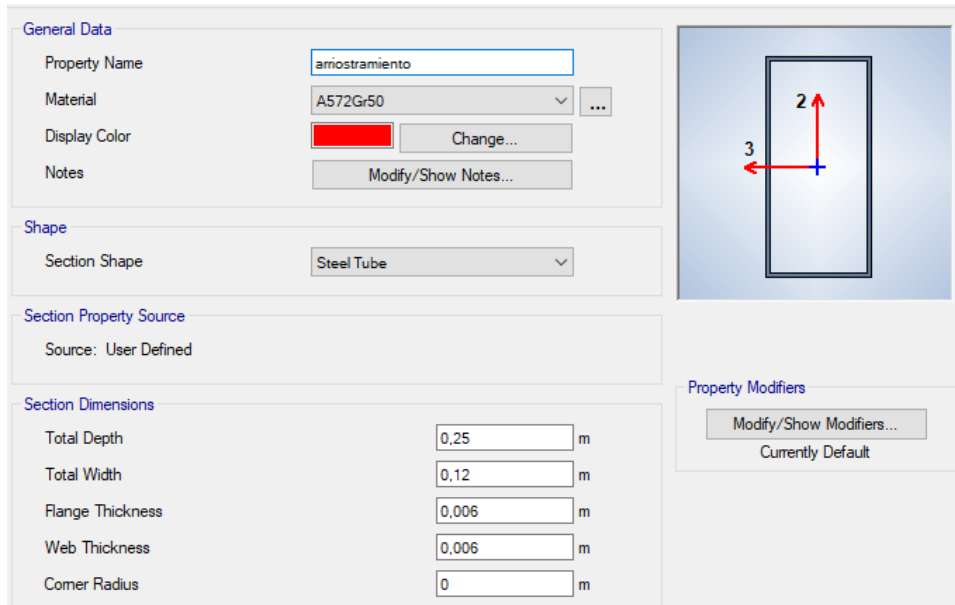
Buttons: Show Section Properties..., OK, Cancel

**Figura 3.5: Columna Compuesta HSS 300X200**

**Fuente: Etabs 2016**

### 3.2.3 Arrostramiento Concéntrico

Se definió arrostramientos con la finalidad de dar una mayor rigidez global a la estructura y controlar las derivas, haciendo a su vez las secciones de las columnas más esbeltas.



**Figura 3.6: Arrostramiento Rectangular**

**Fuente: Etabs 2016**

### 3.3 Materiales de las Secciones

En cuanto a los materiales se eligió un acero A572 Gr50 para los perfiles metálicos, hormigón de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para la columna compuesta y hormigón  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  para la cimentación.

The image shows a software interface for defining material properties. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data	
Material Name	A572Gr50
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...


Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7849,05 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	800,38 kgf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20389021320 kgf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117 1/C
Shear Modulus, G	7841931277 kgf/m <sup>2</sup>


Figura 3.7: Acero A572 Gr50

Fuente: Etabs 2016

General Data	
Material Name	4000Psi
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2402,77 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	245,014 kgf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2534563739 kgf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	1056068225 kgf/m <sup>2</sup>

**Figura 3.8: Hormigón f'c 280 kg/cm2**

**Fuente: Etabs 2016**

General Data	
Material Name	3000Psi
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2402,77 kgf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	245,014 kgf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2194996208 kgf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	914581753,28 kgf/m <sup>2</sup>

**Figura 3.9: Hormigón f'c 210 kg/cm2**

**Fuente: Etabs 2016**

### 3.4 Relaciones Ancho - Espesor

En cuanto a las relaciones ancho – espesor de la sección transversal que exige la normativa americana AISC 360, para controlar los problemas de pandeo local. Dicha normativa plantea diferentes intervalos en función de límites, los mismos que dividen las secciones en sísmicamente compacta, compacta, no compacta y esbelta. Para elementos principales, en pórticos especiales resistentes a momento, la normativa exhorta que sean sísmicamente compacto y para elementos secundarios solo compactos.

**Tabla 3.1 Clasificación de las Secciones según Ancho-Espesor**

Perfiles	Relación Ancho - Espesor
IPE 140	Sísmicamente Compacta
IPE 300	Sísmicamente Compacta
IPE 330	Sísmicamente Compacta
HSS 300 x 200	Compacta

Como se pudo observar las secciones propuestas en el diseño cumplen los requerimientos en cuanto a la relación Ancho – Espesor.

### 3.5 Comprobación De Periodos Dinámico Y Estático

Mode 1 - Period 0,374

$T_a \text{ modal} \leq 30 \% T_a \text{ estático}$

$$0.374 \leq 1.3 * 0.3602 \text{ seg}$$

$$\mathbf{0.374 \leq 0.4683 \quad OK}$$

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, señala que la estructura debe tener un periodo dinámico en un 30% superior al periodo fundamental estático; lo cual se puede observar que esta condicionante se cumple satisfactoriamente, dado que la estructura tuvo un periodo de vibración dinámica de 0.374 segundos, mucho menor al límite máximo permitido de 0.4683 segundos.

### 3.6 Comportamiento Dinámico De La Estructura

**Tabla 3.2 Participación Modal de la Masa**

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	0,374	0,0001	0,8943	0,0001	0,8943	0,0001	0,0001
2	0,366	0,8828	0,0001	0,8828	0,8944	0,0004	0,0005
3	0,226	0,0004	0,0001	0,8833	0,8945	0,8915	0,892
4	0,126	0,000001722	0,0928	0,8833	0,9873	0,00001102	0,892
5	0,121	0,0995	0,000001795	0,9827	0,9873	0,00004587	0,8921
6	0,08	0	0,0127	0,9827	1	0	0,8921
7	0,077	0,00003571	0,000007529	0,9828	1	0,0944	0,9865
8	0,073	0,0172	0	1	1	0	0,9865
9	0,049	0,00001327	0,000001269	1	1	0,0135	1

**Fuente: Etabs 2016**

Modal 1 = Rige Traslación UY = 0,8943

Modal 2 = Rige Traslación UX = 0,8828

Modal 3 = Rige Rotación RZ = 0,8915

Modal 1 = Rotación RZ = 0,0001 ≤ 0.1 **OK**

Modal 2 = Rotación RZ = 0.0004 ≤ 0.1 **OK**

La estructura tiene un comportamiento adecuado en cuanto a los modos de vibración en traslación y rotación; cumpliendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, donde señala que la participación de la masa deberá ser mayor en los primeros dos modos de vibración con desplazamiento traslacional, con una participación menor al 10% de desplazamiento rotacional, además la energía sísmica deberá ser disipada mínimo en 90% dentro los modos de vibración totales de la estructura, los mismo que están en función de los grados de libertad por piso.

Como se puede observar, el 89.43 % de la masa contribuyo en el primer modo de vibración, siendo este traslacional. Además, la contribución de la masa en el desplazamiento rotacional es menor al 10% y que la energía sísmica se a disipado mas del 90% a partir del 5 modo de vibración.

### 3.7 Derivas De Piso X

Deriva Elástica = 0.000948

Deriva Inelástica =  $0.000948 * 0.75 * 8 = 0.005688 * 100 = 0.57\%$

Deriva Admisible = 2% →  $0.57\% < 2\%$  Ok

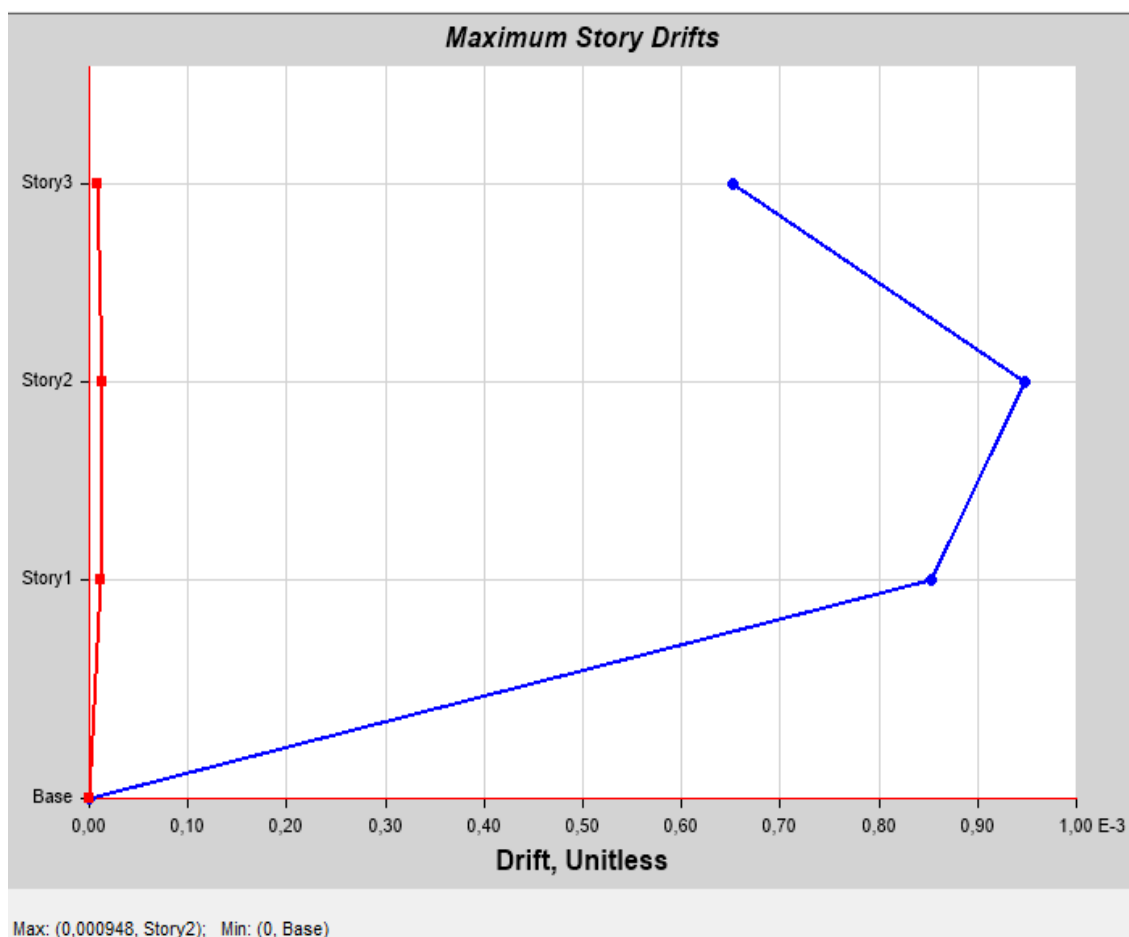


Figura 3.10: Deriva Elástica en X

Fuente: Etabs 2016



### 3.8 Derivas De Piso Y

Deriva Elástica = 0.000939

Deriva Inelástica =  $0.000939 \cdot 0.75 \cdot 8 = 0.005634 \cdot 100 = 0.563\%$

Deriva Admisible = 2% →  $0.563\% < 2\%$  Ok

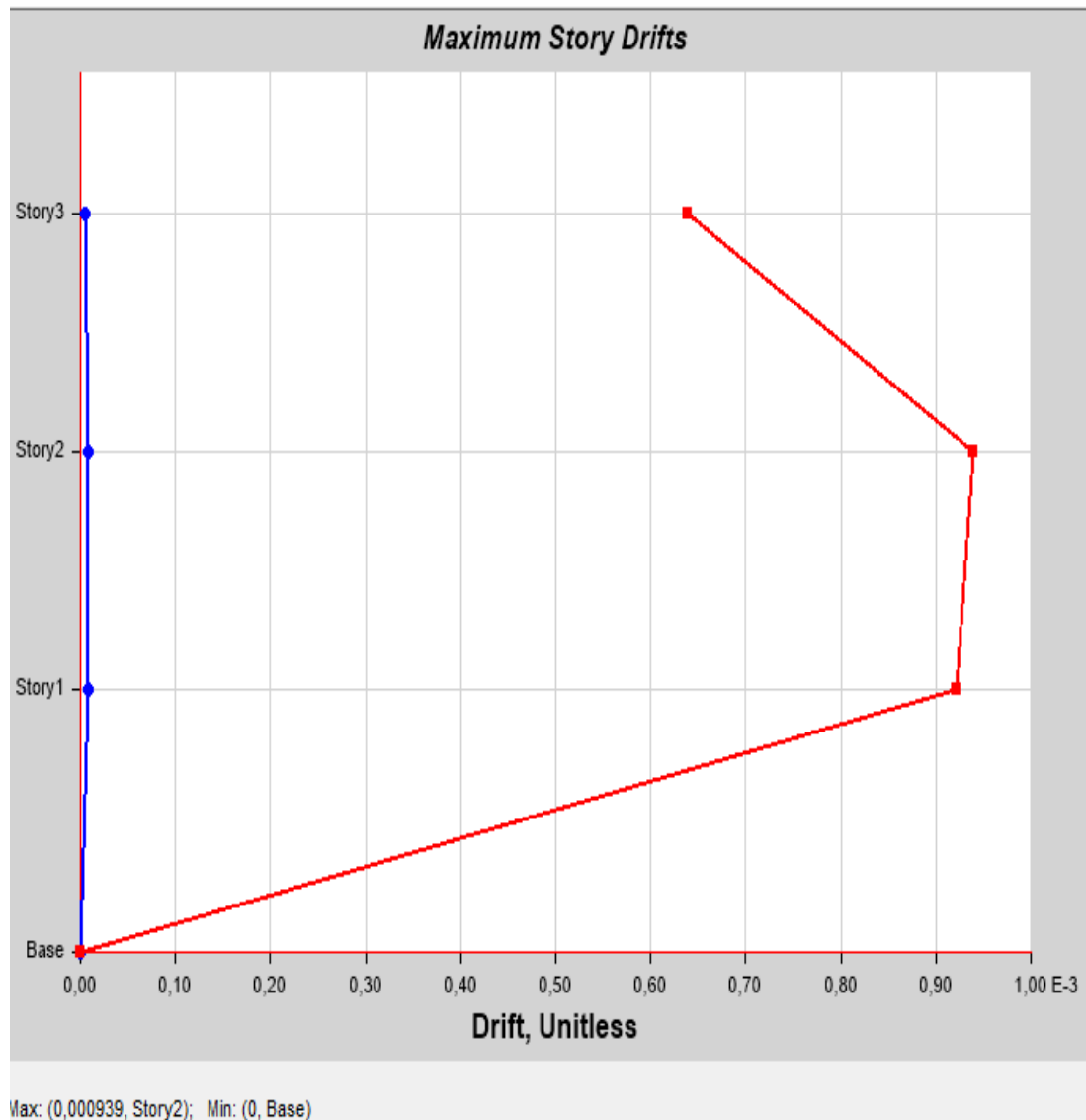


Figura 3.11: Deriva Elástica en Y

Fuente: Etabs 2016

En cuanto a las derivas de piso o desplazamientos laterales, se puede observar que la estructura tiene un desplazamiento de entre piso del 0.53 % en dirección X y de 0.56 % en dirección Y, lo cual se traduce en 1.6 cm; cumpliendo satisfactoriamente la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, que permite un desplazamiento lateral máximo del 2% de la altura de entrepiso.

### 3.9 Centro de Masas y Rigideces

**Tabla 3.3 Centro de Masas y Rigideces**

<b>Piso</b>	<b>Diafragma</b>	<b>XCM</b>	<b>YCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>	<b>Excentricidad</b>	<b>Excentricidad</b>
		cm	cm	cm	cm	X cm	Y cm
Piso1	D1	917,089	1165,376	900	1199,988	17,089	34,61
Piso2	D2	917,129	1165,306	900	1199,966	17,129	34,66
Piso3	D3	917,549	1165,007	900	1199,958	17,549	34,95

**Fuente: Etabs 2016**

En cuanto a los centros de masa vs los centros de rigideces se puede observar que las excentricidades de la estructura son conservadoras, esto hace que el efecto de la fuerza sísmica en cuanto a la rotación del edificio sea pequeño.

### 3.10 Peso De Acero Por m2 De Construcción

Tabla 3.4 Cuantía de Acero de la Estructura

Sección	# Piezas	área cm2	volumen por placa cm3	volumen total cm3	Longitud Total m	Peso Total kg
COLUMNA 300X200	60				168	10235,8608
IPE 300	108				639	26371,91
arriostramiento	24				158,9379	5359,31
IPE 330	24				144	6890,4
IPE 140	207				621	8040,28
perno 3/4x1 1/2	222				15 kg / 100 unid con tuerca	33,3
pernos 5/8 x 1 1/2	828				23,7 kg /100 unid con tuerca	196,236
placa 66 x 176x 6 mm	74	106	63,6	4706,4	0.0078534 kg/cm3 densidad	36,96124176
placa 60x100x6 mm	414	55	33	13662	0.0078534 kg/cm3 densidad	107,2931508
placa 240x110x8 mm	138	243	194,4	26827,2	0.0078534 kg/cm3 densidad	210,6847325
placa 260x110x8 mm	48	265	212	10176	0.0078534 kg/cm3 densidad	79,9161984
placa base 500x400x30mm	20	1970	5910	118200	0.0078534 kg/cm3 densidad	928,27188
Peso total de acero						58490,42 kg
Área total de pisos						1296 m2
Peso de acero por m2						45,1315 kg/m2

Como podemos observar la cuantía de acero por metro cuadrado de construcción es de 45,13 kg/m<sup>2</sup>; lo que nos indica un peso optimo y económico en cuanto al diseño estructural.

### 3.11 Presupuesto

#### 3.11.1 Análisis de Precio Unitario

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT	TOTAL
<b>PRELIMINARES</b>					
0001	LIMPIEZA Y DESBROCE	M2	625.00	0.71	443.75
0002	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	432.00	0.82	354.24
0003	CASETA PROVISIONAL	M2	52.00	15.25	793.00
0004	INSTALACIONES PROVICIONALES	U	1.00	431.23	431.23
0005	CERRAMIENTO PROVICIONAL	M2	505.60	1.31	662.34
<b>SUB-TOTAL 1</b>			<b>2,684.56</b>		
<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>					
0006	EXCAVACION SIN CLASIFICAR Y DESALOJO A MAQUINA	M3	648.00	4.60	2,980.80
0007	DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA 5Km CARGADO	M3	648.00	2.92	1,892.16
0008	MATERIAL FILTRANTE CLASE 2	M3	432.00	19.39	8,376.48
0009	RELLENO DE SUB-BASE CLASE III (INCLUYE COMPACTACION Y	M3	864.00	15.09	13,037.76
<b>SUB-TOTAL 2</b>			<b>26,287.20</b>		
<b>ESTRUCTURA</b>					
0010	HORMIGON CICLOPEO 180kg/cm2	M3	44.64	170.99	7,632.99
0011	REPLANTILLO DE H.S e=0.10m F'C=180 Kg/cm2	M2	74.40	11.57	860.81
0012	HORMIGON PREMEZCLADO F'C=240 Kg/cm2 EN CIMENTACION	M3	71.61	226.77	16,239.00
0013	HORMIGON PREMEZCLADO F'C=240 Kg/cm2 EN LOSA, VIGAS Y	M3	161.52	243.65	39,354.35
0014	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	3,343.20	2.06	6,886.99
0015	HORMIGON SIMPLE F'C=210 Kg/cm2 EN COLUMNETAS Y VIGUETAS INC	M3	7.92	214.36	1,697.73
0016	MESONES DE H. ARMADO 1,00x0,60x0,10	ML	13.41	43.53	583.74
0017	PLACA DE ANCLAJE 200x200x10mm (Incluido instalación)	U	14.41	54.25	781.74
0017	BORDILLO DE H.SIMPLE F'C= 210Kg/cm2	ML	84.00	22.70	1,906.80
0018	MALLA ELECTROSOLDADA 5,5-15 EN TERRAZA	M2	1,336.00	7.75	10,354.00
0019	BASE DE H.S. F'c=210 Kg/mc2 PARA TRANSFORMADOR	U	1.00	202.49	202.49
0020	ACERO ESTRUCTURAL	Kg	1,103.04	4.00	4,412.16
<b>SUB-TOTAL 3</b>			<b>90,912.80</b>		
<b>CONTRAPISOS</b>					
0021	CONTRAPISO Y ACERA DE H.S e=0.10m	M2	432.00	18.99	8,203.68
0022	MALLA ELECTROSOLDADA 6-15 EN CONTRAPISO Y ACERA	M2	432.00	8.82	3,810.24
<b>SUB-TOTAL 4</b>			<b>12,013.92</b>		
<b>MAMPOSTERIA</b>					
0023	MAMPOSTERIA DE BLOQUE (e=10cm)	M2	1,409.69	14.52	20,468.70
<b>SUB-TOTAL 5</b>			<b>20,468.70</b>		
<b>ENLUCIDOS</b>					
0024	ENLUCIDO VERTICAL	M2	2,819.58	7.94	22,387.47
<b>SUB-TOTAL 6</b>			<b>22,387.47</b>		
<b>RECUBRIMIENTO DE PISOS Y PAREDES</b>					
0025	CERAMICA DE PAREDES	M2	454.34	26.14	11,876.45
0026	PORCELANATO DE ALTO TRAFICO	M2	1,624.27	31.43	51,050.81
0027	PLANCHA DE GRANITO PULIDO EN MESON	ML	7.31	74.72	546.20
0028	FACHALETA TIPO PLAQUETA DE 7X20	M2	108.00	29.51	3,187.08
<b>SUB-TOTAL 7</b>			<b>66,660.54</b>		
<b>PINTURA</b>					
0029	PINTURA DE CAUCHO INCLUYE EMPASTE Y SELLADO	M2	2,719.58	9.84	26,760.67
0030	PINTURA DE ACEITE INCLUYE EMPASTE Y SELLADO (h=1,40m)	M2	180.00	9.26	1,666.80
0031	PINTURA NEGRA PARA TUMBADO DE CAUCHO	M2	1,336.00	6.31	8,430.16
<b>SUB-TOTAL 8</b>			<b>36,857.63</b>		

<b>CERRAJERIA</b>					
0032	VERJAS DE TUBO RECTANGULAR	M2	196.66	58.67	11,538.04
0033	PUERTA ALISTONADA DE MADERA (0.90x2,00) CON VISOR DE VIDRIO	U	7.00	349.33	2,445.31
0034	PUERTA DE MADERA (0,80x2,00)	U.	14.00	306.20	4,286.80
0035	PUERTA DE MADERA (0.90x2,00)	U.	17.00	311.00	5,287.00
0036	PUERTA DE MADERA (0,70x2,00)	U.	23.00	190.39	4,378.97
0037	ESTRUCTURA METALICA Y CUBIERTA DE POLICARBONATO TIPO 2	U	1.00	736.55	736.55
0038	PASAMANO CON TUBO MONEL EN ESCALERA-DUCTO	ML	144.00	48.00	6,912.00
<b>SUB-TOTAL 9</b>			<b>35,584.67</b>		

<b>INSTALACIONES HIDROSANITARIAS</b>					
0039	PUNTO DE AA.SS. 50mm INC. ACCESORIOS	PTO	35.00	34.01	1,190.35
0040	PUNTO DE AA.SS. 110mm INC. ACCESORIOS	PTO	20.00	37.90	758.00
0041	PUNTO DE AA.PP. 1/2" INC. ACCESORIOS	PTO	55.00	38.44	2,114.20
	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 50mm PARA DESAGUE DE AA.SS. Y AA.LL. TIPO B				
	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 110mm PARA DESAGUE DE AA.SS. Y AA.LL. TIPO B				
0044	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 75mm PARA DESAGUE DE AA.LL. TIPO B	ML	32.46	6.96	225.92
0045	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 1" PARA AA.PP.	ML	30.00	11.39	341.70
0046	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 3/4" PARA AA.PP.	ML	60.00	7.13	427.80
0047	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUB. PVC DE 1/2" PARA AA.PP.	ML	150.00	6.69	1,003.50
0048	INODORO TANQUE BAJO	U.	20.00	106.56	2,131.20
0049	LAVABO CON PEDESTAL Y LLAVE PRESMAIC	U	21.00	157.02	3,297.42
0050	LLAVE DE PASO DE 1/2"	U.	18.00	33.38	600.84
	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA H.G. DE 2 1/2" GALVANIZADA DE ALTA RESISTENCIA				
0052	TOMA SIAMESA DE LATON CROMADA(SUMINISTRO E INSTALACION)	U	1.00	579.35	579.35
0053	EMPATE A SIAMESA	U	1.00	571.22	571.22
0054	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA H.G. DE 1 1/2"	ML	30.00	40.08	1,202.40
0055	CAJA DE REVISION DE 0,70 x 0,70 (INCL. TAPA DE H.A. CON CERCO	U.	13.00	154.09	2,003.17
0056	SISTEMA HIDRONEUMATICO (TANQUE DE PRESION 120GL. Y BOMBA	U	1.00	1,103.32	1,103.32
0057	CISTERNA 12 M3	U	1.00	5,850.00	5,850.00
<b>SUB-TOTAL 10</b>			<b>25,749.66</b>		

<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>					
0058	PUNTO LAMPARA - FOCO	PTO.	76.00	41.44	3,149.44
0059	TOMACORRIENTE DE 110 V POLARIZADO	PTO.	80.00	42.70	3,416.00
0060	TOMACORRIENTE DE 220 V POLARIZADO	PTO.	18.00	89.94	1,618.92
0061	ELECTRODO QUIMICO 1,50M	U.	4.00	587.03	2,348.12
0062	PANEL LED EMPOTRABLE 24W	U	82.00	29.81	2,444.42
0063	ACOMETIDA PRINCIPAL 3/0	ML	70.00	79.25	5,547.50
0064	TABLERO DE DISTRIBUCION PRINCIPAL	U	1.00	8,129.50	8,129.50
0065	PROTECCION Y SECCIONAMIENTO EN MEDIO VOLTAJE	U	1.00	1,321.76	1,321.76
0066	TRANSICION DE RED AEREA A SUBTERRANEA M.V.	U	1.00	1,213.90	1,213.90
0067	TABLERO DE DISTRIBUCION DE EQUIPOS DE AIRES ACONDICIONADO	U	2.00	1,471.00	2,942.00
0068	PUNTO ESPECIAL - LUCES DE EMERGENCIA	U	10.00	40.45	404.50
0069	TRANSFORMADOR TRIFASICO DE 250 KVA, TIPO PEDESTAL	U.	1.00	9,376.89	9,376.89
0070	TABLEROS DE DISTRIBUCION PARA BOMBA DE PRESION	U	1.00	644.54	644.54
<b>SUB-TOTAL 11</b>			<b>42,557.49</b>		

<b>VARIOS</b>					
0071	VENTANA DE ALUMINIO Y VIDRIO	M2	196.66	83.54	16,428.98
0072	SECADOR AUTOMATICO DE MANOS	U	5.00	150.44	752.20
0073	DISPENSADOR DE JABON LIQUIDO	U	6.00	37.04	222.24

0074	DISPENSADOR DE PAPEL HIGIENICO INC. ROLLO DE PAPEL HIGIENICO	U	20.00	90.44	1,808.80
0075	GABINETE CONTRA INCENDIOS SUMINISTRO E INSTALACION	U	3.00	900.00	2,700.00
0076	FREGADERO CON ESCURRIDERO DE UN POZO DE 100X50mm	U.	2.00	199.53	399.06
0077	MUEBLES DE COCINA	M2	22.05	81.57	1,798.62
0078	EXTINTORES	U	3.00	146.66	439.98
0078	PIZARRA LIQUIDA	U	8.00	214.77	1,718.16
	<b>SUB-TOTAL 12</b>		<b>26,268.04</b>		
					<b>408,432.68</b>
					<b>49,011.92</b>
					<b>457,444.60</b>

SON: CUATROCIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y CUATRO DOLARES CON 60/100 USD INCLUIDO IVA

### 3.12 Análisis de Impacto Ambiental

# **CAPÍTULO 4**

## **4 Conclusiones Y Recomendaciones**

### **Conclusiones**

En la zona que comprende desde los patines de la viga hasta 300 mm arriba y abajo en cada caso, las soldaduras de la columna tipo cajon deberan ser de ranura de penetracion completa (ver Figura 45). Fuera de esta zona, podran ser soldaduras continuas de filete o de ranura de penetracion parcial.

### **Recomendaciones**

# BIBLIOGRAFÍA

- AISC. (2006). Obtenido de <https://www.aisc.org/Design-Guide-1-Base-Plate-and-Anchor-Rod-Design-Second-Edition#.XC1ErlwzblU>
- AISC. (2010). *aisc.org*. Obtenido de <https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-10-Fourth-Printing-22015#.XCfpBFwzblU>
- AISC 360. (2010). Obtenido de <https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-16-1#.XC1Hk1wzblU>
- AWS. (2015). Obtenido de [https://pubs.aws.org/Download\\_PDFS/D1.1-2015-SPA-PV.pdf](https://pubs.aws.org/Download_PDFS/D1.1-2015-SPA-PV.pdf)
- BURGOS, M. A. (Noviembre de 2013). *Biblioteca Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala*. Obtenido de [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/02\\_1897.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/02/02_1897.pdf)
- Capa, V. (2014). Edificios vulnerables en zonas sísmicas. Loja, Ecuador.
- Choca Simbaña, F. I. (2016). *ESCUELA POLITECNICA NACIONAL*. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16815>
- GUZMÁN, Á. A. (2014). *UNIVERSIDAD RICARDO PALMA*. Obtenido de [http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/812/1/Tong\\_AA.pdf](http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/812/1/Tong_AA.pdf)
- INIGEMM, I. N. (2018). *geoinvestigacion*. Obtenido de [https://www.geoinvestigacion.gob.ec/mapas/100K\\_r/HOJAS\\_GEOLOGICAS\\_100k/GUAYAS\\_PSAD56\\_Z17S\\_reducido.pdf](https://www.geoinvestigacion.gob.ec/mapas/100K_r/HOJAS_GEOLOGICAS_100k/GUAYAS_PSAD56_Z17S_reducido.pdf)
- IPAC. (2018). *ipac-acero*. Obtenido de <http://www.ipac-acero.com/producto-detalle.php?id=74>
- Liliana Barros Bastidas, M. P. (2015). Análisis Comparativo Económico - Estructural Entre un Sistema Aporticado, un Sistema Aporticado con Muros Estructurales y un Sistema de Paredes en un Edificio de 10 Pisos. Quito, Ecuador.
- McCormac. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Alfaomega.
- Michalón Raul, R. J. (17 de Agosto de 2009). *dspace*. Obtenido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6740/7/CAPITULO%202.pdf>
- MIDUVI. (2015). *habidad y vivienda*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- MIGUEL DAVID ROJAS LOPEZ, J. J. (14 de Enero de 2013). *Portal de Revistas de la Universidad de Colombia*. Obtenido de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1739/11577>



- NEC-SE-DS. (2015). *habitat y vivienda*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- NOVACERO. (2018). *NOVACERO*. Obtenido de <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html#novalosa-55>
- Pontificia Universidad Católica de Chile, I. C. (s.f.). *La Ingeniería Sismorresistente*. Chile.
- Rodriguez Val, J. (2005). *Estructuras de la Edificación en Hormigón*. CERSA.
- Rodríguez, H. S. (2014). *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.* Obtenido de [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_12/te\\_01/ar\\_17.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_12/te_01/ar_17.pdf)
- SIRVE. (2018). *SEISMIC PROTECTION TECHNOLOGIES*. Obtenido de <http://www.sirve.cl/servicio/rehabilitacion-estructural/>
- Universidad Central de Venezuela, F. d. (29 de Agosto de 2010). *La Ingeniería Antisísmica*. Obtenido de <http://www.masterieg.uc.cl/docs/Ingenieria.pdf>
- VÉLEZ, C. A. (2012). *UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA*. Obtenido de <http://www.bdigital.unal.edu.co/3609/1/8220216.2004.pdf>
- Vera Nuñuvero, A. V. (2016). *UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU*. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/7283>
- Vivienda, M. d. (29 de Diciembre de 2018). *habitat y vivienda*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

# APÉNDICES

## 5 APÉNDICE A

Story	Joint	Load Case/Combo	FZ	Peso por Pórtico en X
			kgf	Kgf
Base	1	combinación natural	14407,94	
Base	2	combinación natural	34498,17	
Base	3	combinación natural	52873,66	
Base	4	combinación natural	23643,33	125423,1
Base	5	combinación natural	47353,49	
Base	6	combinación natural	108678,39	
Base	7	combinación natural	100846,84	
Base	8	combinación natural	44331,97	301210,69
Base	9	combinación natural	47015,5	
Base	10	combinación natural	105278,46	
Base	11	combinación natural	105766,79	
Base	12	combinación natural	48210,36	306271,11
Base	13	combinación natural	48335,02	
Base	14	combinación natural	107972,37	
Base	15	combinación natural	107930,99	
Base	16	combinación natural	47235,03	311473,41
Base	17	combinación natural	23686,8	
Base	18	combinación natural	52794,86	
Base	19	combinación natural	52368,26	
Base	20	combinación natural	23649,81	152499,73

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ		
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	ex	ey
Base	1	envolvente Max	1516,46	27,82	19186,26	2539,16	3089,57	8,51	16,1030342	13,2342624
Base	2	envolvente Max	25049,24	-1004,51	86312,14	3613,15	3756,02	8,51	4,35167058	4,18614346
Base	3	envolvente Max	19674,54	-1833,66	106885,52	4436,51	3105,18	8,51	2,90514562	4,1507119
Base	4	envolvente Max	472,8	-244,49	31776,77	2830,21	2070,72	8,51	6,51645841	8,9065377
Base	5	envolvente Max	-407,03	1146,56	63941,44	1864,33	1175,83	8,51	1,83891698	2,91568348
Base	6	envolvente Max	1568,84	1395,52	147195,58	1696,27	3104,72	8,51	2,10924812	1,15239194
Base	7	envolvente Max	1441,94	781,19	136536,04	2292,08	2980,83	8,51	2,18318182	1,67873625
Base	8	envolvente Max	2952,74	873,33	59822,59	2106,36	4455,7	8,51	7,44818972	3,52101104
Base	9	envolvente Max	-441,38	20730,77	101905,89	1899,49	1115,77	8,51	1,09490237	1,86396488
Base	10	envolvente Max	1527,95	1093,68	142580,43	1949,37	3028,81	8,51	2,12428171	1,36720727
Base	11	envolvente Max	1401,52	1135,26	143245,11	1898,77	2905,39	8,51	2,0282647	1,32553914
Base	12	envolvente Max	2924,19	20254,38	102628,12	1871,2	4384,33	8,51	4,27205526	1,82328196
Base	13	envolvente Max	-378,94	25768,37	103275,1	1993,75	1255,35	8,51	1,21553985	1,93052343
Base	14	envolvente Max	1601,67	891,23	146234,13	2192,79	3179,57	8,51	2,1743009	1,49950631
Base	15	envolvente Max	1477,18	879,2	146177,8	2194,44	3058,03	8,51	2,09199345	1,50121291
Base	16	envolvente Max	2988,72	25273,82	101436,73	1988,06	4525,95	8,51	4,46184533	1,95990151
Base	17	envolvente Max	529,32	1993,74	31835,74	655,79	2211,51	8,51	6,94662665	2,05991756
Base	18	envolvente Max	19957,67	3584,43	108471,64	-856,58	3286,53	8,51	3,02985186	0,78968106
Base	19	envolvente Max	25492,09	3579,18	107993,7	-860,29	3221,28	8,51	2,98284067	0,79661128
Base	20	envolvente Max	2236,94	1978,54	31785,44	647,95	3878,52	8,51	12,2021907	2,03851197

CRONOGRAMA	OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE			
	1 Sem	2 Sem	3 Sem	4 Sem	1 Sem	2 Sem	3 Sem	4 Sem	1 Sem	2 Sema	3 Sem	4 Sem
Revisión de planos existentes	■											
Elaboración de planos arquitectónicos del seminario.		■	■									
Realizar estudios de suelo en la zona.				■	■							
Selección de las alternativas estructurales					■							
Prediseño de la estructura					■	■						
Diseño de la estructura (ETABS)						■	■					
Elaboración de planos eléctricos e hidrosanitarios							■	■				
Elaboración de planos estructurales.								■	■			
Elaboración de planos de detalles (3D).										■		
Cálculo de volúmenes de obra										■		
Elaboración de presupuestos (APU).											■	
Elaboración de Cronograma valorado											■	
Elaboración de un Plan de Manejo Ambiental.											■	■

