

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN SISTEMA
TRADICIONAL APORTICADO Y UN SISTEMA ESTRUCTURAL LIVIANO
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS”**

AUTOR:

CRISTHIAN ALEXANDER CÁCERES GAIBOR

DIRECTOR:

ING. MARCELO GUERRA A.

QUITO, 2018

DEDICATORIA

A mis padres:

Como un pequeño reconocimiento a su
esfuerzo y apoyo incondicional a lo largo
de mi vida

A mi hermana:

Por ser mi más grande inspiración, siempre
recibiendo de ti palabras de aliento.

A ustedes debo este logro.

Cristhian Cáceres

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres y hermana por siempre haber confiado en mí.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y a todos los docentes que impartieron sus conocimientos durante la carrera.

De manera especial al Ing. Marcelo Guerra, por haberme brindado su apoyo y haberme guiado en la realización del presente trabajo.

A mis amigos y compañeros.

RESUMEN

La presente disertación busca comparar tanto técnica como económicamente, el sistema tradicional aporticado y el sistema estructural liviano denominado “Steel Framing” con el objetivo de proponer nuevas técnicas constructivas para viviendas en el mercado ecuatoriano. Si bien la tecnología no es nueva, en el país este método ha sido muy poco utilizado, no obstante, en los últimos años ha empezado a ganar impulso.

Por la creciente demanda de vivienda en el país es fundamental buscar nuevos sistemas constructivos que sean rápidos de ejecutar, económicos y seguros. El Steel Framing al ser una tecnología muy poco conocida, goza de escasa o incluso inexistente aceptación, siendo esto lo que se busca cambiar, demostrando que este sistema puede tener un comportamiento sísmico incluso mejor que la del hormigón armado y con la ventaja de que puede resultar más barato.

En el Capítulo I se habla sobre las generalidades de la disertación, como por ejemplo una breve introducción del tema, el planteamiento del problema y los objetivos a tratar, mientras que en el Capítulo II se desarrolla el marco teórico el cual pretende aclarar mejor el tema que se está investigando. Así como proporcionar un pequeño resumen de los manuales que existen para el Steel Framing.

En el Capítulo III y IV se procede a realizar el análisis y diseño estructural de la vivienda planteada en hormigón armado y Steel Framing respectivamente, comprobando mediante un cálculo manual el modelado realizado en computadora. Posteriormente en el Capítulo V se ejecuta el análisis económico de los dos sistemas únicamente con rubros referentes a obra gris, para lo cual se realizan los análisis de precios unitarios respectivos.

En el Capítulo VI se efectúa el análisis comparativo técnico económico cuya importancia reside en determinar cuál sistema estructural es mejor garantizando un adecuado comportamiento durante un evento sísmico de consideración, cumpliendo con los parámetros establecidos en la NEC y que además sea lo más económico posible. Por último, en el en el Capítulo VII se exponen las conclusiones y recomendaciones que se obtuvieron al realizar el presente trabajo.

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN.....	IV
INDICE DE CONTENIDO	V
INDICE DE ILUSTRACIONES	XI
INDICE DE TABLAS	XIII
CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	15
1.1. INTRODUCCIÓN	15
1.2. JUSTIFICACIÓN	16
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.4. OBJETIVOS.....	18
1.4.1. Objetivo General.....	18
1.4.2. Objetivos Específicos	18
CAPÍTULO 2	
MARCO TEORICO.....	19
2.1. STEEL FRAMING	19
2.2. HISTORIA	20
2.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	23
2.3.1. Ventajas y Beneficios.....	23
2.3.2. Desventajas y Déficits.....	24
2.4. APLICACIONES	25
2.5. PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO	29
2.5.1. Perfiles Utilizados en el Steel Framing	29
2.6. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS	31
2.6.1. Fabricación “in situ”	31
2.6.2. Paneles Prefabricados	31
2.6.3. Unidades modulares	32
2.7. CIMENTACIÓN.....	33
2.7.1. Zapatas corridas	33
2.7.2. Losa de Cimentación	34
2.7.3. Anclaje a la cimentación	35

2.8.	PANELES	36
2.8.1.	Paneles Estructurales	36
2.8.1.1.	Rigidización de paneles	39
2.8.2.	Paneles No Estructurales	41
2.8.3.	Revestimiento	42
2.9.	ENTREPISOS	45
2.9.1.	Entrepiso húmedo	46
2.9.2.	Entrepiso seco	47
2.9.3.	Voladizos	47
2.9.4.	Escaleras	48
2.10.	CUBIERTAS	50
2.10.1.	Cubiertas inclinadas	50
2.10.2.	Cubiertas planas	52
CAPÍTULO 3		
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO		53
3.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	53
3.1.1.	Descripción Arquitectónica	53
3.1.2.	Descripción Geométrica	55
3.2.	DETERMINACIÓN DE CARGAS	57
3.2.1.	Carga viva	57
3.2.2.	Carga muerta	57
3.3.	ESPECTRO DE DISEÑO	59
3.3.1.	Determinación de valor Z	59
3.3.2.	Tipo de perfil de suelo	59
3.3.3.	Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s	60
3.3.4.	Determinación de límites T_o y T_c	61
3.3.5.	Determinación de factores η y r	61
3.3.6.	Gráficos y datos obtenidos	61
3.4.	CORTANTE BASAL	63
3.4.1.	Coeficiente de importancia I	63
3.4.2.	Factor de reducción de resistencia sísmica R	63
3.4.3.	Coeficientes de configuración en planta ϕ_P y elevación ϕ_E	63
3.4.4.	Periodo de vibración T	64
3.4.5.	Determinación de factor $S_a(T_a)$	64
3.4.6.	Determinación de cortante basal	65
3.5.	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE CORTANTE BASAL	65

3.6.	DIMENSIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	65
3.7.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	66
3.7.1.	Modelación de la estructura	66
3.7.1.1.	Propiedades de los materiales:	66
3.7.1.2.	Combinaciones de carga:.....	66
3.7.1.3.	Inercia de secciones agrietadas:	66
3.7.2.	Modelo	67
3.7.3.	Derivas de piso	68
3.7.4.	Dimensiones definitivas de elementos estructurales	68
3.8.	DISEÑO ESTRUCTURAL	68
3.8.1.	Vigas	69
3.8.1.1.	Diseño a flexión.....	70
3.8.1.2.	Diseño a corte.....	71
3.8.1.3.	Armado longitudinal y transversal de viga	72
3.8.2.	Columnas.....	73
3.8.2.1.	Diseño a flexo-Compresión	74
3.8.2.2.	Diseño a corte.....	75
3.8.2.3.	Armado longitudinal y transversal de columna.....	76
3.8.3.	Cimentación	77
3.8.3.1.	Datos	77
3.8.3.2.	Cargas de servicio	77
3.8.3.3.	Área de cimentación.....	77
3.8.3.4.	Excentricidad.....	77
3.8.3.5.	Revisión de esfuerzos	78
3.8.3.6.	Cargas últimas	78
3.8.3.7.	Esfuerzos últimos	78
3.8.3.8.	Corte unidireccional.....	78
3.8.3.9.	Corte bidireccional.....	79
3.8.3.10.	Momento último	80
3.8.3.11.	Revisión de altura por flexión	81
3.8.3.12.	Acero de refuerzo	81
3.8.3.13.	Longitud de desarrollo.....	82
3.8.3.14.	Armadura de refuerzo	82
CAPÍTULO 4		
	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING	83
4.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	83

4.2.	DETERMINACIÓN DE CARGAS	85
4.2.1.	Carga viva	85
4.2.2.	Carga muerta	85
4.3.	ESPECTRO DE DISEÑO	88
4.3.1.	Gráficos y datos obtenidos	88
4.4.	CORTANTE BASAL	89
4.4.1.	Factor de reducción de resistencia sísmica R	89
4.4.2.	Periodo de vibración T	89
4.4.3.	Determinación de factor $S_a(T_a)$	90
4.4.4.	Determinación de cortante basal.....	90
4.5.	DISTRIBUCION VERTICAL DE CORTANTE BASAL	90
4.6.	DIMENSIÓN DE PERFILES	91
4.7.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	92
4.7.1.	Modelación de la estructura	92
4.7.1.1.	Propiedades de los materiales:	92
4.7.1.2.	Combinaciones de carga:.....	92
4.7.2.	Modelo	92
4.7.3.	Derivas de piso	93
4.8.	DISEÑO ESTRUCTURAL	94
4.8.1.	Diseño a flexión	94
4.8.1.1.	Calculo de secciones efectivas:	94
4.8.1.2.	Calculo de eje neutro con secciones efectivas:	99
4.8.1.3.	Momento de inercia de la sección lineal:	100
4.8.1.4.	Momento de inercia de la sección total.....	101
4.8.1.5.	Módulo de sección con respecto a la fibra extrema superior.....	101
4.8.1.6.	Momento de Diseño	101
4.8.1.7.	Comprobación de resistencia	101
4.8.2.	Diseño a corte.....	102
4.8.2.1.	Comprobación de resistencia	102
4.8.3.	Miembros comprimidos	102
4.8.3.1.	Resistencia al pandeo por flexión con respecto al eje débil.	103
4.8.3.2.	Calculo de secciones efectivas:	104
4.8.3.3.	Área efectiva:.....	108
4.8.3.4.	Carga de diseño:	109
4.8.3.5.	Comprobación de resistencia	109
4.8.4.	Riostras.....	110

4.8.5.	Cimentación	111
4.8.5.1.	Datos	111
4.8.5.2.	Ubicación de la resultante.....	112
4.8.5.3.	Excentricidad	112
4.8.5.4.	Revisión de esfuerzos	112
4.8.5.5.	Cargas últimas	113
4.8.5.6.	Esfuerzos últimos	113
4.8.5.7.	Cálculo de altura efectiva	114
4.8.5.8.	Momento último	114
4.8.5.9.	Acero de refuerzo	114
CAPÍTULO 5		
ANÁLISIS ECONÓMICO		116
5.1.	GENERALIDADES.....	116
5.2.	ANÁLISIS ECONOMICO DE LA ESTRUCTURA EN H.A.	116
5.2.1.	Presupuesto referencial.....	116
5.2.2.	Costo por metro cuadrado de construcción.....	116
5.2.3.	Cantidades de Obra.....	117
5.2.4.	Análisis de precios unitarios	119
5.3.	TIEMPO ESTIMADO DE CONSTRUCCIÓN EN H.A.	120
5.3.1.	Duración de actividades.	120
5.3.2.	Tiempo constructivo de cada rubro	120
5.4.	ANÁLISIS ECONOMICO DE LA ESTRUCTURA EN S.F.	121
5.4.1.	Presupuesto referencial.....	121
5.4.2.	Costo por metro cuadrado de construcción.....	121
5.4.3.	Cantidades de Obra.....	121
5.4.4.	Análisis de precios unitarios	123
5.5.	TIEMPO ESTIMADO DE CONSTRUCCIÓN EN S.F.	123
5.5.1.	Tiempo constructivo de cada rubro	123
CAPÍTULO 6		
ANÁLISIS COMPARATIVO		124
6.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUTURAL.....	124
6.1.1.	Carga viva	124
6.1.2.	Carga muerta	124
6.1.3.	Espectro de diseño	125
6.1.4.	Factores para el cálculo del cortante basal.....	126
6.1.5.	Cortante basal y peso de la estructura	126

6.1.6.	Derivas de piso	128
6.1.7.	Elementos estructurales	129
6.1.7.1.	Elementos a compresión	129
6.1.7.2.	Elementos a flexión.....	130
6.1.7.3.	Losas	130
6.1.7.4.	Cimentación	131
6.1.8.	Vida útil de la estructura	132
6.2.	ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO	133
6.2.1.	Costo total de la estructura	133
6.2.2.	Costo por metro cuadrado	134
6.2.3.	Tiempo de construcción	134
6.2.4.	Volúmenes de obra	135
6.2.5.	Incidencia por materiales.....	135
6.2.6.	Incidencia por rubros	136
6.2.7.	Incidencia de materiales y mano de obra	137
CAPÍTULO 7		
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		138
BIBLIOGRAFIA		141
ANEXOS		
1.1.	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN H.A.	142
1.2.	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN S.F.....	153

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Ejemplo de Steel Framing.	19
Ilustración 2: Esquema de vivienda con Steel Framing.	20
Ilustración 3: Ballon Frame	21
Ilustración 4: Prototipo de residencia en Light Steel Framing en la Exposición Mundial de Chicago en 1933.	22
Ilustración 5: Vivienda residencial.	25
Ilustración 6: Viviendas de interés social.	26
Ilustración 7: Edificación de 5 pisos.	26
Ilustración 8: Modulo prefabricado de baño.	27
Ilustración 9: Planta extra.	28
Ilustración 10: Galpón con perfiles galvanizados.	28
Ilustración 11: Vivienda construida “in situ”.	31
Ilustración 12: Paneles prefabricados.	32
Ilustración 13: Piso prefabricado.	32
Ilustración 14: Esquema de zapata corrida.	34
Ilustración 15: Esquema de losa de cimentación.	34
Ilustración 16: Efectos de la carga del viento en la estructura: a) traslación y b) volcamiento.	35
Ilustración 17: Esquema de varilla roscada tipo “J”.	35
Ilustración 18: Panel Típico.	37
Ilustración 19: Ejemplos de tornillos utilizados en SF.	37
Ilustración 20: “in line Framing”	38
Ilustración 21: Esquema de panel estructural con ventana.	39
Ilustración 22: Esquema del extremo de una riostra.	40
Ilustración 23: Esquema de configuración K.	41
Ilustración 24: Pared curva con paneles no portantes.	42
Ilustración 25: Conformación interna del panel curvo.	42
Ilustración 26: Esquema de acabado exterior.	44
Ilustración 27: Esquema de entrepiso.	45
Ilustración 28: Distancias mínimas y detalle de perforación.	45
Ilustración 29: Esquema de entrepiso húmedo.	46
Ilustración 30: Esquema de entrepiso seco.	47
Ilustración 31: Esquema de voladizos.	48
Ilustración 32: Esquema de escalera con viga inclinada.	48
Ilustración 33: Esquema de escalera con panel inclinado.	49
Ilustración 34: Esquema de voladizos.	49
Ilustración 35: Esquema de cubierta conformado por cabios.	51
Ilustración 36: Piezas que conforman una cercha.	51
Ilustración 37: Armaduras típicas para techo.	52
Ilustración 38: Esquema de cubierta plana.	52
Ilustración 39: Render de vivienda.	53
Ilustración 40: Primer Piso.	54
Ilustración 41: Segundo Piso.	54
Ilustración 42: Vista en 3D de la estructura.	55
Ilustración 43: Detalle de las escaleras.	56
Ilustración 44: Vista en planta de la estructura.	56

Ilustración 45: Esquema planta y corte de losa alivianada.	57
Ilustración 46: Detalle de mampostería.	58
Ilustración 47: Espectro sísmico de diseño.	59
Ilustración 48: Espectro sísmico elástico.	61
Ilustración 49: Espectro sísmico Inelástico.	62
Ilustración 50: Modelo y planta de la estructura.	67
Ilustración 51: Acero en vigas.	69
Ilustración 52: Refuerzo de viga.	72
Ilustración 53: Acero en columnas.	73
Ilustración 54: Diagrama de interacción en sentido X.	74
Ilustración 55: Diagrama de interacción en sentido Y.	74
Ilustración 56: Refuerzo de columna.	76
Ilustración 57: Sección crítica para cortante unidireccional.	79
Ilustración 58: Diagrama para cálculo de momento último.	80
Ilustración 59: Armadura de refuerzo en zapata.	82
Ilustración 60: Vista en 3D de la estructura.	83
Ilustración 61: Vista frontal de la estructura.	84
Ilustración 62: Vista en planta de la estructura.	84
Ilustración 63: Detalle del entrepiso seco.	85
Ilustración 64: Detalle del entrepiso húmedo.	86
Ilustración 65: Detalle de panel estructural estándar.	87
Ilustración 66: Espectro sísmico Inelástico.	88
Ilustración 67: Perfiles tipo G y C.	91
Ilustración 68: Modelo 3D de la estructura en Steel Framing.	92
Ilustración 69: Vista en planta del modelo en Steel Framing.	93
Ilustración 70: Diseño de agujeros en montantes.	107
Ilustración 71: Base de estructura.	111
Ilustración 72: Comparación de espectros inelástico.	125
Ilustración 73: Comparación de los dos sistemas estructurales.	127
Ilustración 74: Comparación de derivas de piso en X y Y.	128
Ilustración 75: Detalle panel estructural.	129
Ilustración 76: Detalle de columna.	129
Ilustración 77: Detalle de entrepiso.	130
Ilustración 78: Detalle de viga.	130
Ilustración 79: Detalle de anclaje.	131
Ilustración 80: Comparación económica.	133
Ilustración 81: Costo por metro cuadrado.	134
Ilustración 82: Incidencia por materiales.	136
Ilustración 83: Incidencia por rubros.	136
Ilustración 84: Incidencia de materiales y mano de obra.	137

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Perfiles más utilizados y aplicaciones.	30
Tabla 2: Índice de reducción acústica de la fibra de vidrio.	43
Tabla 3: Calificación de aislamiento acústico.	43
Tabla 4: Carga viva.	57
Tabla 5: Carga muerta.	58
Tabla 6: Valores de factor Z.	59
Tabla 7: Resumen “Clasificación de los perfiles de suelo”.	59
Tabla 8: coeficientes de Fa.	60
Tabla 9: coeficientes de Fd.	60
Tabla 10: coeficientes de Fs.	60
Tabla 11: Datos del espectro de diseño.	61
Tabla 12: Datos del espectro de diseño Inelástico.	62
Tabla 13: Resumen “Tipo de uso, destino e importancia de la estructura”.	63
Tabla 14: Resumen “Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles”.	63
Tabla 15: Resumen “Coeficientes de irregularidad en planta”.	63
Tabla 16: Resumen “Configuraciones estructurales recomendadas”.	64
Tabla 17: Coeficientes para periodo de vibración.	64
Tabla 18: Distribución vertical de cortante basal.	65
Tabla 19: Dimensión de elementos estructurales.	66
Tabla 20: Control de derivas de piso.	68
Tabla 21: Dimensión de elementos estructurales.	68
Tabla 22: Datos de viga.	69
Tabla 23: Datos de columna.	73
Tabla 24: Carga viva S.F.	85
Tabla 25: Carga muerta S.F.	87
Tabla 26: Datos del espectro de diseño Inelástico.	88
Tabla 27: Resumen “Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada”.	89
Tabla 28: Coeficientes para periodo de vibración.	89
Tabla 29: Distribución vertical de cortante basal Steel Framing.	90
Tabla 30: Dimensión de perfiles estructurales.	91
Tabla 31: Control de derivas de piso Steel Framing.	93
Tabla 32: Refuerzo de labio simple.	96
Tabla 33: Eje neutro con secciones efectivas.	100
Tabla 34: Refuerzo de labio simple.	105
Tabla 35: Datos para losa de cimentación.	111
Tabla 36: Ubicación de resultante.	112
Tabla 37: Presupuesto referencial en H.A.	116
Tabla 38: Volumen de excavación.	117
Tabla 39: Volumen de hormigón de replantillo.	117
Tabla 40: Volumen de hormigón en plintos.	117
Tabla 41: Volumen de hormigón en cadena de amarre.	117
Tabla 42: Acero de refuerzo cimentación.	117
Tabla 43: Volumen de hormigón en columnas.	118
Tabla 44: Volumen de hormigón en vigas.	118

Tabla 45: Acero de refuerzo vigas.....	119
Tabla 46: Volumen de H.S. en losas.	119
Tabla 47: Cantidad de bloques.	119
Tabla 48: N° de planchas de malla electrosoldada.	119
Tabla 49: Duración constructiva por rubro.....	120
Tabla 50: Presupuesto referencial de S.F.	121
Tabla 51: Volumen de excavación para losa	121
Tabla 52: Área de tendido, conformación y compactación.	121
Tabla 53: Volumen de hormigón de replantillo.....	122
Tabla 54: Volumen de hormigón de losa.....	122
Tabla 55: N° de planchas de malla electrosoldada.	122
Tabla 56: Cantidad de perfiles.....	122
Tabla 57: Unidades de placas colaborantes.	122
Tabla 58: Volumen de H.S. losa aligerada.	122
Tabla 59: N° de planchas de malla electrosoldada.	123
Tabla 60: Tiempo constructivo para Steel Framing.....	123
Tabla 61: Comparación carga viva.	124
Tabla 62: Comparación carga muerta.....	124
Tabla 63: Compasión de paredes divisorias.	125
Tabla 64: Comparación de costo total.	133
Tabla 65: Volúmenes de obra.	135
Tabla 66: Incidencia por materiales.....	135
Tabla 67: Incidencia por rubros.....	136
Tabla 68: Incidencia de materiales y mano de obra.....	137

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

La presente disertación busca comparar tanto técnica como económicamente, el sistema tradicional aporticado y el sistema estructural liviano denominado “Steel Framing” con el objetivo de proponer nuevas técnicas constructivas para viviendas familiares en el mercado ecuatoriano, si bien la tecnología no es nueva, en el país este método ha sido muy poco utilizado, no obstante, en los últimos años ha empezado a ganar impulso.

Al ser una tecnología muy poco conocida, goza de escasa o incluso inexistente aceptación, sobre todo en el campo de construcción de vivienda, ya que hasta ahora se lo viene utilizando más en el campo industrial como por ejemplo en construcción de galpones, donde se ha visto sus beneficios y cualidades, las cuales podrían ser aprovechadas para la construcción de vivienda.

Las cualidades más importantes que podemos mencionar del “Steel Framing” son: precisión y velocidad de construcción, versatilidad para cualquier diseño arquitectónico, durabilidad, flexibilidad en acabados, ecológico, y disminución de costos. Sobre todo, esta última va a ser comprobada con la respectiva comparación de costos con el sistema tradicional de hormigón armado.

El sistema tiene aún muchas más cualidades que se las irán nombrando a lo largo del trabajo, pero como toda tecnología tienes sus pros y contras, este sistema también los tienes y entre los más importantes tenemos: al ser una estructura de acero es un excelente conductor térmico por lo cual se debe aislar para protegerlo del fuego. Y la incertidumbre que se tiene ante una nueva tecnología sin conocer cuál es su comportamiento sobre todo ante un sismo.

Y es por eso que el otro objetivo de este trabajo es analizar la estructura y compararla con el hormigón armado y dependiendo de los resultados, saber si es factible o no cambiar el

sistema tradicional, por el “Steel Framing” como opción de construcción de vivienda sismo resistentes.

Si se logra obtener resultados de comportamiento sísmico iguales o incluso mejores que el hormigón armado y si su construcción llega a ser más barata, este trabajo servirá para fomentar e impulsar el uso de este sistema en el país a gran escala, logrando que los ciudadanos lo vean como una opción válida al momento de construir sus viviendas.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Para la construcción de una vivienda algunas personas no consideran necesario el análisis y diseño estructural por parte de un ingeniero Civil capacitado, debido al desconocimiento de que no es el costo sino la seguridad lo importante en una obra civil, otro factor importante es la creencia que con el conocimiento empírico y la práctica de los albañiles es suficiente para la construcción de una vivienda. Además, creen que les favorece ahorrarse ese dinero, grave error, debido a que es un porcentaje mínimo al costo total del proyecto y sobre todo seguridad.

Por lo tanto, al analizar la estructura en hormigón armado y compararlo técnica y económicamente con el “Steel Framing”, se tendrá la certeza que se puede ofrecer el nuevo sistema al mercado, con la misma calidad y seguridad a los futuros propietarios de estas nuevas viviendas. Utilizando para aquello los conocimientos debidos y aplicando las normas vigentes de construcción que rigen en nuestro país.

Además del costo y la seguridad, no todos los diseños estructurales de vivienda o cualquier obra civil se parecen, ya que las condiciones de los proyectos son únicos, parecidos sí, pero no iguales, por lo tanto, cada obra civil necesita su análisis correspondiente para diseñar y elaborar los precios unitarios de acuerdo con la región del país donde se vaya a construir.

Un manejo de costos adecuado permite cuantificar y planificar las etapas de la obra con seguridad para llevar a cabo una correcta planificación tanto temporales como económicos: ingresos y egresos, que sirve para prever y agilizar sin contratiempos el desarrollo de la obra.

Una razón básica para desarrollar el presente trabajo es considerar que puede ser una referencia para todas aquellas personas interesadas en aplicar este nuevo sistema y manejar con más facilidad los rubros de la obra para el análisis de costos correspondiente, ayudando a desarrollar y facilitar propuestas complementarias al tema. Esto impulsaría la implementación del nuevo sistema al mercado ecuatoriano, logrando un beneficio no sólo para el dueño del proyecto sino también para el futuro contratista que se vea en la necesidad inmediata de llevar a cabo un presupuesto y que tenga este trabajo como una herramienta de ayuda.

Contribuyendo así también, con un amplio sector de la población, que está en buscando de un hogar, proporcionando alternativas más económicas y de calidad para satisfacer una necesidad básica como es la obtención de una vivienda digna; lo cual aportaría significativamente al mejoramiento de la calidad de vida del país.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La demanda de vivienda está determinada, entre otras variables, por el crecimiento poblacional y la formación de nuevos hogares. Todos los habitantes, todas las familias, tiene derecho a una solución habitacional, que les permita no solo protegerse del medio ambiente, sino también desarrollar una serie de actividades cotidianas que son indispensables para el bienestar social. La vivienda representa por lo tanto una necesidad básica, que además debe ser de una calidad adecuada.

Pero por la versatilidad del sistema no solo se puede usar en viviendas de interés social, sino también en cualquier tipo proyecto. Incluso llegando a ser una opción muy interesante para gente con mayor facilidad de endeudamiento, debido al crecimiento económico que se vivió en el país en los últimos tiempos mucha gente salió de la pobreza, generando una clase media más numerosa, que se caracteriza por tener mayor poder adquisitivo, causando que este sector de la sociedad sea más exigente en el momento de adquirir un bien, resultando ser rentable dirigir un proyecto con estándares de mayor calidad para satisfacer la demanda.

Por otro lado, el análisis de costos se dedica a crear metodologías que reduzcan o eliminen la posibilidad de pérdidas, ya sean financieras o sociales, por lo que podemos decir que al realizar una evaluación del proyecto se cuenta con una base probada que sustente las

inversiones que se realizarán, observando un panorama fehaciente de la conducta que tendrá la inversión y por supuesto con los elementos necesarios para tomar decisiones, es decir tener las alternativas de mover las estrategias financieras para obtener la rentabilidad deseada en los tiempos estimados o en su defecto acabar con el proyecto por no ofrecer expectativas atractivas.

El presente trabajo, aun cuando se enfoca y se apega a los aspectos técnicos y económicos que derivan de este nuevo sistema estructural y sus cualidades para competir con otros sistemas más tradicionales como el hormigón armado, contribuye a su vez a la solución de un enorme problema social, representado por el déficit de vivienda y la creciente demanda habitacional.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Realizar el análisis comparativo técnico-económico entre el sistema tradicional aporticado de hormigón armado y el sistema estructural liviano “Steel Framing” de una vivienda, para determinar cuál es más económico y demostrar cuál tiene mejor comportamiento sísmico, con el fin de establecer alternativas de construcción en nuestro medio.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Modelar una vivienda aplicando los dos sistemas constructivos propuestos con la ayuda de software especializado.
- Comparar los dos sistemas mediante análisis estructural para determinar cuál tiene un mejor desempeño sísmico según las normas de diseño NEC 2015.
- Obtener mediante análisis de precios unitarios con rubros referentes a obra gris el presupuesto de construcción para los dos sistemas.
- Realizar la comparación de costos para determinar cuál sistema es más económico.
- Proponer nuevos sistemas constructivos en nuestro país.
- Incentivar el uso del Steel Framing en ampliación y restauración de viviendas preexistentes.

CAPÍTULO 2

MARCO TEORICO

2.1. STEEL FRAMING

El Steel Framing que traducido al español: “Steel = acero” y “Framing = enmarcado”. Es un tipo de sistema estructural liviano que se caracteriza por utilizar perfiles formados en frío de acero galvanizado, para conformar paneles y cualquier otro tipo de elemento estructural que actúan como esqueleto dando forma a la estructura y a su vez soportando las cargas solicitadas. Reemplaza parcial o totalmente el uso de hormigón armado; a excepción de la cimentación, en la construcción de estructuras.



Ilustración 1: Ejemplo de Steel Framing.

Fuente: <http://www.clioengenharia.com.br/construir-com-light-steel-framing>

El manual Alacero Steel Framing para arquitectura lo define como: “Proceso por el que se compone un esqueleto estructural en acero formado por diversos elementos individuales unidos entre sí, que así funcionan en conjunto para resistir las cargas que solicitan al edificio y a la estructura y le dan su forma”. (pág. 12)

En la siguiente imagen se puede apreciar esquemáticamente la estructura y los subsistemas de una vivienda construida con Steel Framing. Conformada básicamente por paneles, losas y cubierta. Los cuales trabajando conjuntamente soportan los esfuerzos a los que está sometida la estructura y posibilitan su integridad estructural.

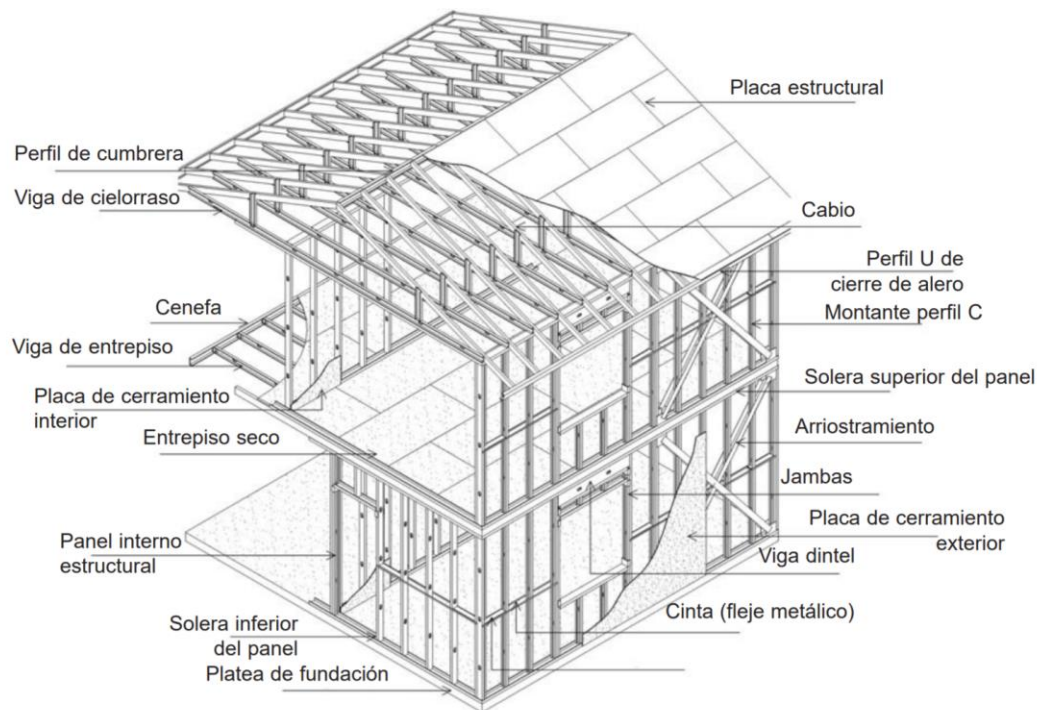


Ilustración 2: Esquema de vivienda con Steel Framing.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 14)

2.2. HISTORIA

El Steel Framing nace como la evolución del uso de la madera para la construcción de viviendas, este material de fácil acceso y rápida ejecución fue muy utilizado por los colonos norteamericanos en su proceso de expansión durante el siglo XVIII. A medida que iban conquistando territorio tenían la necesidad de construir más viviendas debido al crecimiento poblacional, por lo tanto, tenían que utilizar los recursos más abundantes a su alcance y la madera era el material ideal para este fin.

Desarrollaron un método denominado “Ballon Frame” que traducido al español sería armazón de globo, este curioso nombre fue debido a que a diferencia del método tradicional de vigas y columnas de madera los cuales era muy pesados y necesitaba mano de obra cualificada,

el “Ballon Frame” hacia uso de tablas de madera mucha más ligeros y de simple ejecución para cualquier ciudadano.

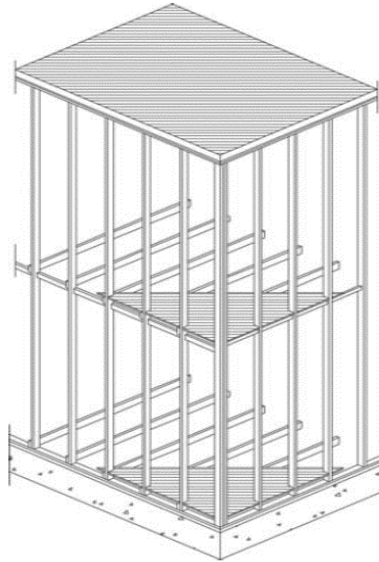


Ilustración 3: Ballon Frame
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 13)

Este método se popularizo tanto que llego a ser el más utilizado en Canadá y Estado Unidos. incluso en la actualidad, se pueden ver casas construidas con su variante “Platform Frame”, el cual sigue siendo uno de los métodos más extendidos a nivel residencial.

A finales del siglo XIX e inicios del XX gracias al gran desarrollo industrial que tuvo estados unidos y sobre todo a la industria metalúrgica, era cada vez más fácil la obtención de acero para diferentes ámbitos una de ellas la construcción. Fue en este lapso que empezaron a surgir los primeros rascacielos aprovechando las propiedades del acero forjado.

Pero a igual a lo que ocurrió en la época colonial las vigas y columnas eran muy pesadas y necesitaba mucha gente para el remachado de las conexiones es así como en 1933 en la feria mundial de Chicago surgió el primer prototipo de “Steel Framing” de uso residencial el cual remplazaba la madera por perfiles de acero.

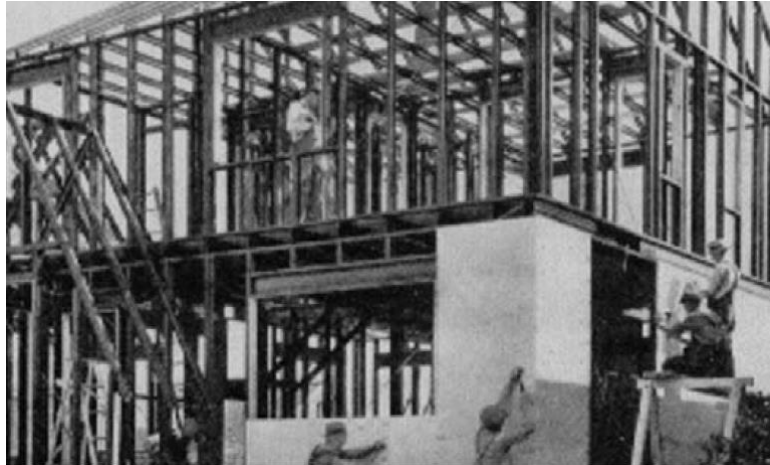


Ilustración 4: Prototipo de residencia en Light Steel Framing en la Exposición Mundial de Chicago en 1933.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 13).

La idea fue ganando poco a poco cierta popularidad sobre todo porque el acero solucionaba los problemas que la madera tiene como: mayor capacidad para resistir cargas; lo que se traducía en mayor resistencia a desastres naturales como huracanes, terremotos, etc. Resistencia al fuego, grave problema en las estructuras de madera, y sobre todo mayor vida útil, la madera se terminaba pudriendo o teniendo problema de plagas, el acero no sufre por ninguno de estos males, su único inconveniente era el óxido el cual luego fue corregido con el galvanizado.

Convirtiéndose en una de las metodologías constructivas más difundidas en países industrializados, entre ellos, uno de los más importantes Japón que después de la segunda guerra mundial quedo devastado a nivel de infraestructura debido al bombardeo que sufrieron. Por lo que el gobierno japonés para reconstruir el país busco una alternativa rápida, resistente y barata, en la cual la madera no era una opción, porque buscaban proteger sus recursos forestales y en caso de una nueva guerra las viviendas tengan mayor capacidad para resistir el fuego.

Es así como el Steel Framing fue la alternativa electa y su industria del acero fue la más beneficiada, llevando con ello nuevas tecnologías y desarrollando aún más el sistema constructivo, convirtiendo hoy a Japón en el país donde más extensamente se utiliza este método, mientras tanto en Estados Unidos paradójicamente es la madera el material predilecto.

Como se puede apreciar el Steel Framing no se puede considerar una tecnología nueva, lo que sucede es que en Latinoamérica tuvo muy poca acogida, y es en las últimas décadas donde

países como Brasil, Chile y Argentina introdujeron esta metodología a sus mercados y poco a poco expandiéndose a otros países, en Ecuador es solo en los últimos años que empieza a tener reconocimiento, pero sigue siendo muy poco en comparación al uso del hormigón armado sobre todo en la construcción de vivienda.

2.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

2.3.1. Ventajas y Beneficios

- Sus elementos son estandarizados lo que facilita su producción, abarata costos y a traviesan por rigurosos controles de calidad.
- El uso de acero garantiza que no va a existir escasez de producto.
- Al ser relativamente fácil de manufacturar, ayudaría a desarrollar la industria local.
- Larga vida útil solo por el hecho de ser de acero, pero más aún al ser galvanizado haciéndolo resiste al oxido y ataques químicos.
- Gracias a su bajo peso facilita su transporte y montaje, pero mucho más importante excelente respuesta sismo resistente.
- Su montaje es denominado “construcción en seco” debido a que no necesita agua para ninguna etapa de construcción, haciendo una obra más limpia.
- Fácil manejo de conductos para instalaciones eléctricas y sanitarias. Consecuentemente facilitando futuros mantenimientos.
- Bajos tiempos de obra entre otras cosas por utilizar materiales prefabricados y realizar varias tareas de forma simultánea.
- Ningún material es considerado 100% resistente al fuego, pero el acero tiene un mejor desempeño en comparación a otros materiales como la madera.
- Bajo impacto ambiental y amigable con el medio ambiente ya que sus excedentes se los puede reutilizar, sus desechos se los puede reciclar fácilmente e innumerables veces sin perder sus propiedades y no necesita ningún tipo de encofrado.
- Excelente flexibilidad constructiva ya que se puede acoplar a cualquier estilo arquitectónico.
- Cuenta con una gran versatilidad ya que se puede combinar con cualquier otro sistema constructivo, ya sea hormigón, madera o estructura metálica tradicional. Y a nivel de

acabados admite gran variedad de posibilidades internas y externas como bloque, ladrillo, piedra, madera, baldosa, vidrio, etc.

- Fácil reparación y ampliación ya que sus elementos son totalmente desmontables.
- la reducción de costos es notable, como indicábamos antes emplea materiales prefabricados lo que reduce tiempos de ejecución, necesita menor cantidad de mano de obra y el desperdicio de material llega a ser muy bajo.
- Aplicable a cualquier tipo de clima ya que no sufre de plagas ni por ninguna inclemencia meteorológica.

2.3.2. Desventajas y Déficits

Como se podrá observar se habla mucho sobre el aislamiento que se debe aplicar a la estructura: fuego, conductividad térmica, ruidos y vibraciones. Cabe aclarar que no se debe aplicar aislamiento tras aislamiento, sino que existen soluciones que protegen de todos estos inconvenientes con una sola aplicación.

- La mayor desventaja con el que cuenta esta tecnología son los estigmas y prejuicios de las personas de nuestro país hacia sistemas prefabricados asociados exclusivamente a viviendas de escasos recursos lo que conlleva a dar la fama de baja calidad a estos productos. Cuando en realidad cuenta con mayores controles que los métodos tradicionales y debido a la mala reputación desaprovechando las cualidades y beneficios de la tecnología.
- Aunque el acero es un material ignífugo, en caso de incendio el acero pierde rápidamente su capacidad de resistir cargas debido el aumento de temperatura por lo hay q protegerlo del fuego para enfrentar mejor un caso de emergencia.
- El sistema sufre de una pobre aislación de ruidos y vibraciones, los cuales se los puede controlar, pero nunca llegar a la aislación del sistema tradicional sin perder una de sus cualidades principales la ligereza.
- El método está restringido en términos de altura a no poder construirse por encima de los 5 pisos.
- Se habló de la reducción de costos del cual este método presume, pero es importante mencionar que el acero galvanizado tiene un costo más elevado.

- La conductividad térmica del acero lo hace pésimo para el confort de los habitantes dentro de la vivienda, en caso de frío excesivo la temperatura interna se puede perder fácilmente, y en caso de calor intenso aumentaría rápidamente la temperatura interior, por lo que para evitar lo que se conoce como “puente térmico” se debe aislar la estructura térmicamente.
- En nuestro medio se puede considerar como desventaja la escasez de fábricas que se encarguen de manufacturar los elementos necesarios y de empresas que se dediquen a la construcción de viviendas con este método.

2.4. APLICACIONES

Gracias a su gran versatilidad el Steel Framing se puede utilizar en muchos tipos de proyectos, entre los más notables se puede mencionar:

- **Viviendas Residenciales**

La vivienda construida con este sistema permite ejecutar cualquier tipo de construcción sin importar su diseño arquitectónico con mejor control de calidad, obteniendo un producto final notablemente superior a la construcción tradicional, optimizando tiempos y costos sin afectar la satisfacción final del propietario.



Ilustración 5: Vivienda residencial.
Fuente: http://www.frametech.co.za/example_projects

- **Viviendas de Interés Social**

A más de lo mencionado anteriormente, debido a su rápida ejecución lo hace un método propicio para este tipo de construcciones, los perfiles pueden ser fabricados en el mismo sitio de la obra conformando paneles y otros elementos rápidamente, ahorrando gran cantidad de tiempo, costos, recursos y mano de obra.



Ilustración 6: Viviendas de interés social.

Fuente: <http://www.iucose.com.uy/espanol/2do-congreso-de-steel-frame-en-san-pablo-14?nid=22>

- **Edificaciones**

Con este método se puede construir edificaciones para diferentes fines ya sean residenciales, hoteles, hospitales, establecimientos educacionales, etc. Que no superen los 5 pisos de altura.



Ilustración 7: Edificación de 5 pisos.

Fuente: <http://cssbi.ca/products/steel-studs>

- **Unidades Modulares**

Por su cualidad de componentes prefabricado pueden ser utilizados como unidades modulares, ya sea para elementos individuales como por ejemplo instalación de paredes o pisos, como también para diseños más elaborados como cuartos de baño, oficinas, tiendas, etc.



Ilustración 8: Modulo prefabricado de baño.
Fuente: <http://aslainca.it/multi-gallery/galleria.htm>

- **Ampliación y Remodelación**

Si hay necesidad de ampliar y/o remodelar de una estructura ya sea por razones estéticas o funcionales, el Steel Framing es el método ideal. Por su excelente compatibilidad con otros sistemas constructivos, por ejemplo, en el levantamiento de una planta extra, esta aporta menor peso a la estructura existente.

En el caso de remodelación de un inmueble se puede utilizar para revestimiento de fachadas, sustitución de techos, etc. La ejecución de cambios es un proceso cómodo para sus habitantes, escasos residuos y suciedad, menos ruidos y las reformas son sustancialmente rápidas.



Ilustración 9: Planta extra.

Fuente: <http://www.solucionesespeciales.net>

- **Estructuras Industriales**

Hoy en día este es el campo donde más se utiliza el Steel Framing en nuestro medio, se lo emplea en la construcción de bodegas, galpones y cubiertas. Propiamente dicho se emplea los perfiles de acero galvanizado como estructura secundaria: cordones, montantes y diagonales. Sin embargo, en luces no muy grandes se puede emplear los perfiles para toda la estructura.

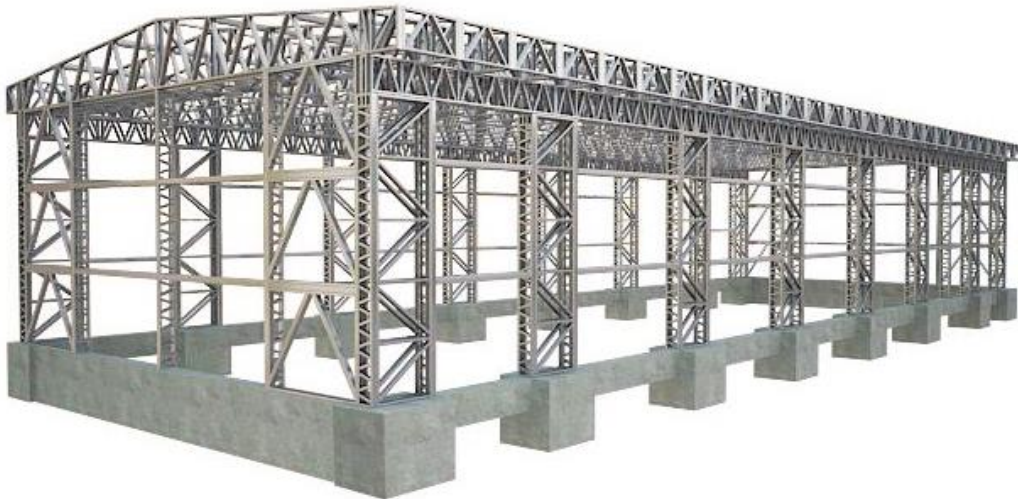


Ilustración 10: Galpón con perfiles galvanizados.

Fuente: <http://www.rotarex.ro/en/industrial-buildings-foundation/>

2.5. PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO

Este tipo de perfil es producido a partir de láminas de acero de diferentes espesores, para obtener las diferentes formas de los perfiles las láminas de acero son dobladas en una prensa hidráulica o perfiladas en una máquina de rodillos rotatorios, el término “conformado en frío” proviene del hecho que estas operaciones ocurren con el acero a temperatura ambiente.

Las conexiones entre los elementos estructurales son generalmente atornilladas. Las soldaduras son poco frecuentes debido a que las altas temperaturas provocan deformaciones significativas en perfiles de bajo espesor, afectando también la capa protectora de galvanizado. Por otra parte, esta capa tiene como principal objetivo prevenir la oxidación, el procedimiento más utilizado consiste en sumergir el acero en un baño de zinc a 450 °C.

Algunas de las ventajas principales de este tipo de perfil son: facilidad en la creación de secciones poco usuales, elementos mucho más livianos en comparación a perfiles conformados en caliente, facilita el proceso constructivo y aumenta la seguridad en obra. Todo esto se traduce en construir a un costo relativamente más bajo.

2.5.1. Perfiles Utilizados en el Steel Framing

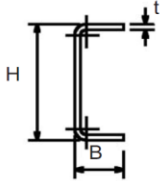
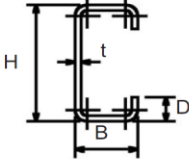
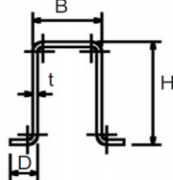
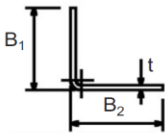
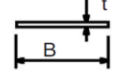
En el Steel Framing los perfiles más comúnmente utilizadas son los que se denominan “C” y “U” con los cuales se conforman los paneles característicos del sistema.

Los perfiles “C” debido a su forma tienen una mayor área transversal y rigidez, con espesores que van de 0,8 a 3,2 mm, son mayormente utilizados como miembros estructurales, soportando las cargas que solicita la estructura y transmitiéndolas uniformemente a la cimentación, espaciados uno del otro entre 40 y 60 cm, se los emplea tanto en elementos horizontales como verticales conformando vigas, montantes, entrepisos, paneles, techos, etc.

Mientras que el perfil “U” no poseen función estructural, su espesor disminuye hasta los 0,4 mm como máximo, se lo emplea como canal de sujeción y enlazamiento en los extremos superior e inferior de los perfiles “C”, ayudando a que estos se mantengan en la posición adecuada y su unión se logra mediante pernos auto perforantes, conformando así paneles estructurales.

Para el galvanizado de los perfiles el manual Alacero menciona: “Las masas mínimas de revestimiento se encuentran entre los 100 y los 150 gramos por m² computado en ambas caras”. Y en cuanto a la resistencia del perfil: “Depende de la dimensión, forma y límite de elasticidad del acero. El límite de elasticidad de los perfiles de acero cincado no debe ser inferior a 230 MPa” (Pág. 22).

A más de los perfiles mencionados, existen otros tipos de secciones que cumplen variadas funciones, la siguiente tabla muestra ejemplos de ellos e indica su uso más común.

SECCIÓN TRANSVERSAL	Designación	Utilización
	Perfil U $H \times B \times t$	Solera Puntal Bloqueador Cenefa Atiesador
	Perfil C $H \times B \times D \times t$	Montante Viga Puntal Atiesador Bloqueador Correa Cabio Larguero
	Perfil Galera $H \times B \times D \times t$	Correa Larguero Puntal
	Angulo Conector $B_1 \times B_2 \times t$	Conector Atiesador Puntal
	Cinta Fleje $B \times t$	Riostras Tensores Diagonales

Designaciones: H Altura del alma (web)
B Ancho del ala (flange)
t Espesor (thickness)
D Ancho de pestaña (lip)

Tabla 1: Perfiles más utilizados y aplicaciones.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 23).

2.6. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

El Steel Framing concretamente tiene 3 métodos constructivos:

2.6.1. Fabricación “in situ”

Como su nombre lo indica, los perfiles o cualquier otro elemento conformado por estos son elaborados y ensamblados en el mismo lugar de la obra, los subsistemas posteriores como cerramientos, acabados e instalaciones hidrosanitarias son colocados una vez terminada la estructura principal, este método tiene la ventaja de ser utilizado donde no existan empresas especializadas en prefabricados con este material, adicionalmente su transporte es más sencillo aunque implica un aumento en el tiempo de construcción.



Ilustración 11: Vivienda construida “in situ”.
Fuente: <http://cayopalmbeach.com.ec/#!/galeria3>

2.6.2. Paneles Prefabricados

En este método los paneles, entresijos y techos una vez construidos en fábrica son transportados a la obra y montados, incluso estas piezas ya pueden incluir algún tipo de acabado, facilitando el trabajo en la construcción de los subsistemas posteriores, reduciendo sustancialmente la mano de obra y los tiempos de instalación, debido a que el proceso de prefabricado cuenta con altos estándares de calidad se garantiza una mayor precisión en medidas y conexiones que in situ no se puede lograr.

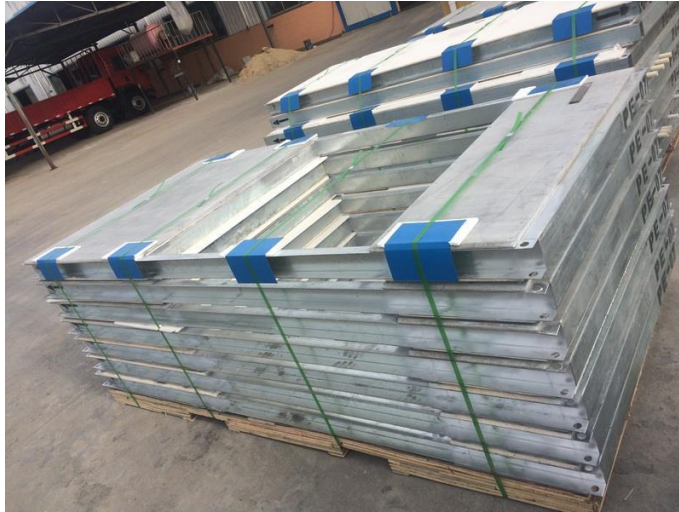


Ilustración 12: Paneles prefabricados.

Fuente: <http://www.alquimodul-peru.com/noticias/viviendas-sociales-prefabricadas/>

2.6.3. Unidades modulares

Son espacios tridimensionales completamente prefabricados incluyendo todo tipo de acabado externos e internos, incluso equipados para el fin que fue concebido como por ejemplo muebles sanitarios en el caso de baños con sus respectivas instalaciones hidrosanitarias, listo para ser colocado en obra, son especialmente requeridos cuando se tiene la necesidad inmediata de cualquier tipo de espacio, tiene como desventajas que su transporte es más dificultoso y dependiendo el caso se necesita una grúa para ser montado.



Ilustración 13: Piso prefabricado.

Fuente: <http://revistasim.ne10.uol.com.br/2017/04/creche-sera-erguida-em-um-dia-no-recife/>

2.7. CIMENTACIÓN

El Steel Framing hace uso de una cimentación tradicional de hormigón armado, pero tomando en cuenta dos consideraciones, la primera es que debido al bajo peso de su estructura y resto de subsistemas no necesita cimentaciones voluminosas de gran espesor, y la segunda es debido a que sus cargas se distribuyen a lo largo de la base de los paneles estructurales, la cimentación tiene que ser corrida y no aislada lo que a su vez se traduce en una mayor rigidez para la estructura evitando asentamientos diferenciales que generan sobre esfuerzos a las estructura y un gran problema para el Steel Framing debido a que hace uso estricto de la perpendicularidad para que el sistema trabaje eficientemente.

A esto también se debe añadir los fundamentos comunes para cualquier tipo de cimentación: topografía, tipo de suelo, nivel freático, capacidad portante, etc. Esto se obtiene a partir de un estudio de suelos previo, el cual se lo debería realizar al inicio de cualquier proyecto, esto nos garantizara saber con precisión que tipo de cimentación es la adecuada para las solicitudes de la estructura y su interacción con el suelo.

Teniendo en cuenta todo lo descrito los tipos de cimentación más utilizadas en el Steel Framing son losas de cimentación y zapatas corridas, a continuación, se detalla cómo funcionan cada una de ellas y cuáles son los tipos de anclajes que se utiliza.

2.7.1. Zapatas corridas

Este tipo de cimentación es comúnmente utilizado para soportar muros estructurales y como el Steel Framing básicamente trabaja con el mismo principio, distribuyendo la carga a lo largo de la base de los paneles esta cimentación trabaja muy bien con el sistema.

Las zapatas corridas se emplean cuando se tiene una capacidad portante de media a alta por lo que requiere suelos más competentes que una losa de cimentación, como ventaja se tiene que es posible combinar con otro tipo de materiales como bloque, piedras etc. Para construir la cimentación lo que resulta un ahorro muy importante en su costo final.

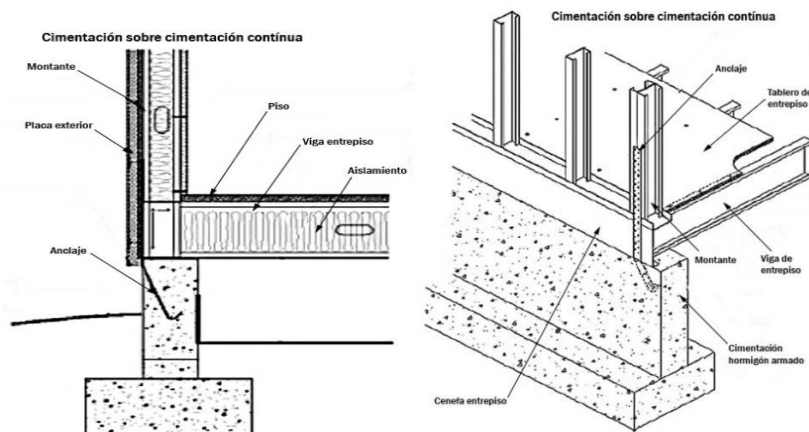


Ilustración 14: Esquema de zapata corrida.

Fuente: <http://www.solucionesespeciales.net/Index/Noticias/01Noticias/373892-Como-cimentamos-una-construccion-en-seco-steel-framing.aspx>

2.7.2. Losa de Cimentación

Este tipo de cimentación como su nombre lo indica consiste en una losa o placa de espesor constante que va apoyada sobre el terreno repartiendo las cargas de la estructura uniformemente sobre la superficie de contacto, son ideales para suelos poco homogéneos o de baja capacidad portante.

De ser necesario también existe la posibilidad de usar losas alivianadas para ahorro de material en el caso de áreas muy extensas o losas nervadas en el caso que la estructura exija más rigidez a lo largo de sus paneles estructurales.

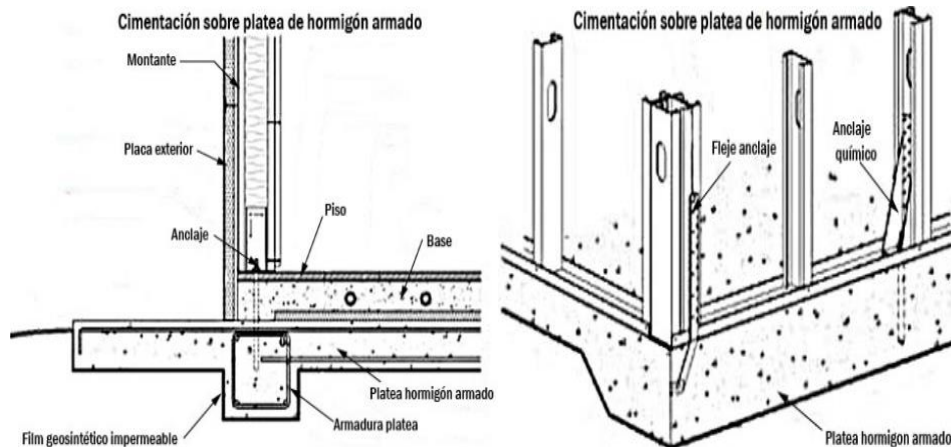


Ilustración 15: Esquema de losa de cimentación.

Fuente: <http://www.solucionesespeciales.net/Index/Noticias/01Noticias/373892-Como-cimentamos-una-construccion-en-seco-steel-framing.aspx>

2.7.3. Anclaje a la cimentación

El anclaje es una parte muy importante de la cimentación ya que la estructura a lo largo del tiempo va a estar sometida a cargas laterales de importancia como son el viento y sismos. Por lo tanto, es mediante calculo estructural que se define sus dimensiones y separación, su eficiencia dependerá de las condiciones climáticas del lugar, peligro sísmico, solicitaciones propias de la estructura y tipo de cimentación.

El Steel Framing al ser un sistema estructural liviano no sufre tanto por la carga sísmica más bien hay que tener especial cuidado con la acción de los vientos fuertes los cuales puedes causar translaciones y desprendimientos del anclaje volcando la estructura.

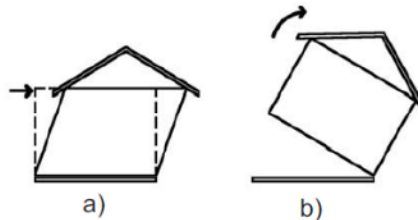


Ilustración 16: Efectos de la carga del viento en la estructura: a) traslación y b) volcamiento.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 27).

Los tipos de anclaje se dividen en 2 grupos si los clasificamos en el momento de su implementación, antes y después del colado del hormigón. Previo al colado tenemos: anclaje de paneles, flejes para anclaje y varillas roscadas tipo “J”. Una vez fraguado el hormigón el más utilizado es el uso de varillas roscadas fijadas con resina epoxica.

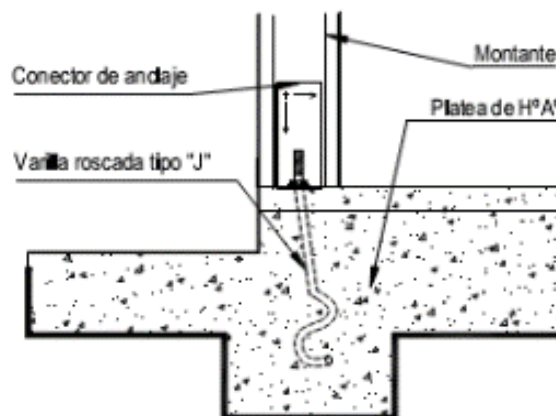


Ilustración 17: Esquema de varilla roscada tipo “J”.
Fuente: http://consulsteel.com/tonillos_anclajes/

2.8. PANELES

Los paneles son uno de los componentes más importantes del Steel Framing debido a que son estos los encargados de soportar todas las cargas que demanda la estructura, esta es la principal diferencia que se tiene con sistemas constructivos tradicionales ya sea de hormigón armado o estructura metálica donde las cargas son soportadas por vigas y columnas.

Pero no solo tienen una función estructural o portante, sino también funciona como paredes o elementos de separación tanto al interior de la edificación como al exterior de esta. Por lo tanto, los paneles portantes tienen una configuración diferente, un poco más entramada que un panel de separación, la cual se explica a continuación.

2.8.1. Paneles Estructurales

Estos paneles cumplen una doble función, la más importante trabajan como muro de carga resistiendo cargas verticales que provienen del peso propio, cubiertas, entrepisos, cargas vivas y muertas. Cargas horizontales originadas por vientos y sismos, transmitiéndolas a la cimentación. Y una vez cubierto con el revestimiento apropiado actúa como elemento de separación interior o como aislantes de la intemperie para paneles exteriores de la estructura.

Por lo general estos paneles están conformados por perfiles tipo “C” para los montantes con separaciones que van de 40 a 60 cm, aunque en el caso de ser necesario se puede bajar a 20 cm para cargas grandes concentradas. Y por perfiles tipo “U” para soleras o canales de sujeción en la parte superior e inferior de los montantes fijándolos y permitiendo que las cargas se distribuyan uniformemente, las distancias y espesores resultaran del respectivo cálculo estructural.

Los perfiles “C” presentan perforaciones en sus almas las cuales facilitan la colocación de tuberías para instalaciones hidrosanitarias, las cuales no afectan su integridad estructural y por el contrario ayudan en mantenimientos y reparaciones futuras sin tener que picar paredes como en el caso de la mampostería tradicional.

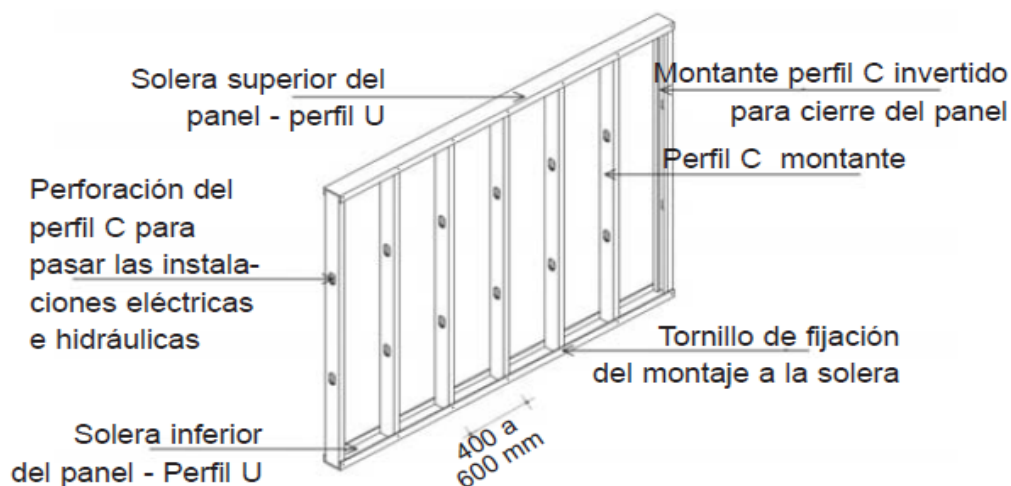


Ilustración 18: Panel Típico.

Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 31).

Los perfiles se fijan uno con otros por medio de pernos auto perforantes, este es el método extensamente más utilizado por su facilidad, aunque también existen otros métodos como apoyos o soldadura, la cual necesita especial cuidado ya que el calor que genera hace perder la capa de galvanizado de los perfiles teniendo que volver a dar una capa de tratamiento, procedimiento complejo una vez colocada la pieza, por lo cual este método es escasamente utilizado.

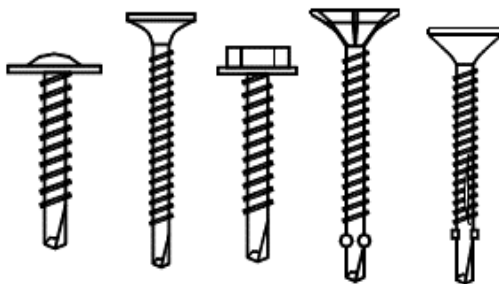


Ilustración 19: Ejemplos de tornillos utilizados en SF.

Fuente: http://consulsteel.com/tonillos_anclajes/

Cuando se coloca un panel sobre otro nace un concepto que se lo conoce como “in line Framing”, el cual consiste en que las almas de los montantes superior e inferior deben coincidir para evitar cargas excéntricas con la finalidad de ahorrar material, ya que en el caso de que no coincidan se deberá colocar una viga dintel para transmitir uniformemente las cargas en el panel inferior

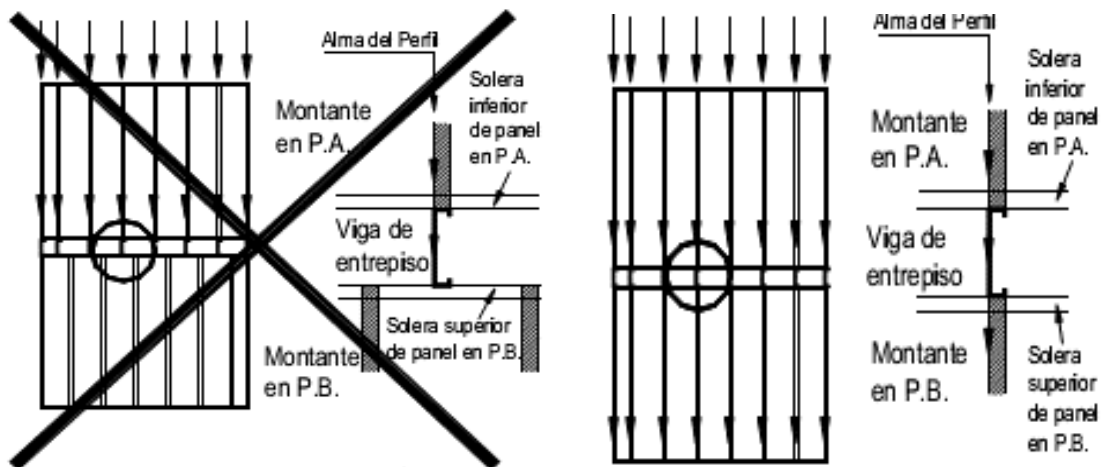


Ilustración 20: "in line Framing".

Fuente: http://consulsteel.com/4_paneles/

Donde se vayan a colocar puertas y ventanas se debe aumentar otros elementos estructurales que delimitan el espacio abierto, como vigas dintel en plano horizontal para distribuir los esfuerzos de los montantes superiores, y puntales en el plano vertical para dar soporte a los dinteles y remplazando a los montantes faltantes.

Los dinteles generalmente están conformados igual que los paneles, dos perfiles "C" uno sobre otro dispuestos de manera horizontal fijados en los extremos con perfiles "U", esta pieza estructural se coloca siempre pegada a la cara inferior de la solera superior del panel en donde se requiere la abertura y es soportada en sus extremos por puntales.

Los puntales son perfiles tipo "C" dispuestas de manera vertical en los bordes laterales de la abertura que van pegadas a los montantes sobrantes del panel, los puntales trabajan a modo de montante, por lo tanto, es mediante calculo estructural que se determina cuantas se requieren para soportar las cargas superiores. Aunque se las puede calcular aproximadamente de la siguiente manera: "el número de puntales a cada lado de la abertura es igual al número de montantes interrumpidos por el dintel dividido para 2, cuando el resultado es un número impar deberá sumarse un puntal" (pág. 33).

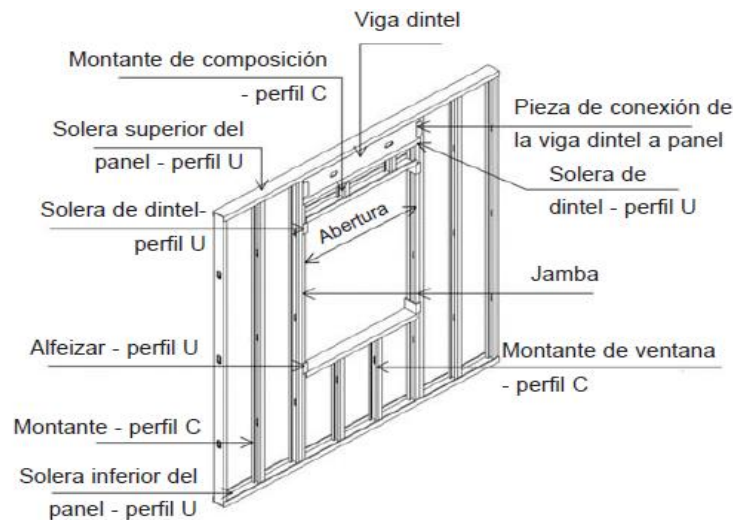


Ilustración 21: Esquema de panel estructural con ventana.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 35).

2.8.1.1. Rigidización de paneles

Los elementos que conforman un panel al no tener una conexión rígida tienen escasa resistencia a esfuerzos laterales. Por lo tanto, hay que compensarlo haciendo uso de riostras o diafragmas para brindar el apoyo necesario, de lo contrario la estructura podría sufrir un serio daño e incluso su colapso en presencia de un sismo o viento fuerte.

Dependiendo del acabado exterior que vaya a tener la edificación, se podrá hacer uso del material de revestimiento como diafragmas rigidizadores sin necesidad de riostras, como es el caso de tableros OSB (Oriented Strand Board) versión más resistente de la madera contrachapada, no obstante, este método tiene varias desventajas:

- Su espesor deberá ser mayor a lo comúnmente utilizado.
- Hay que tener cuidado con la cantidad de pernos que sujetaran el tablón, debido a que son estos los que transmiten los esfuerzos que se generan.
- En abertura de puertas y ventanas se debe tener consideraciones especiales
- No es viable para estructuras mayores a 2 pisos.

En general este método se utiliza para edificaciones pequeñas con configuraciones simples, ya que de otro modo en edificaciones más grandes y complejas se vuelve muy difícil su implementación.

Por esta razón es que las riostras se han convertido en el método más utilizado para rigidizar un panel, son más eficientes distribuyendo esfuerzos, su instalación es más sencilla, no sufren por la intemperie, no necesitan protección alguna y son más resistentes para afrontar cargas laterales.

Las riostras están conformadas por bandas de acero galvanizado ubicada en la cara externa del panel en forma de X, con una inclinación comprendida entre los 30° y 60° , fijados en sus extremos con una placa del mismo material, las cuales deben coincidir con las esquinas debidamente ancladas del panel, a fin de absorber correctamente los esfuerzos y transmitirlos a la cimentación.

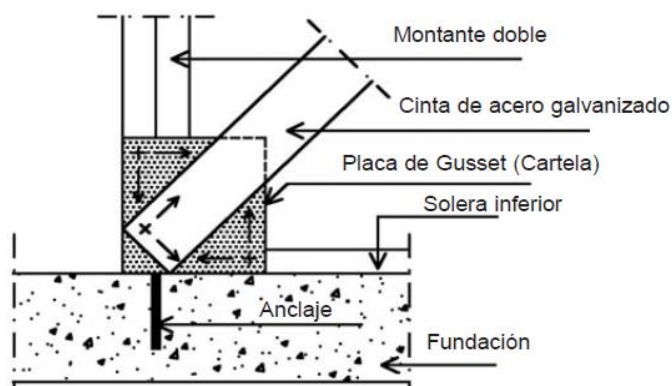


Ilustración 22: Esquema del extremo de una riostra.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 36).

Sus dimensiones son determinadas por medio de cálculo estructural, ya que su sección deberá soportar esfuerzos de tracción o compresión; dependiendo de la dirección de las cargas externas, sin sufrir grandes deformaciones. Su inclinación nunca deberá salir del rango establecido entre 30° y 60° para no perder su eficiencia transmitiendo esfuerzos y evitar deformaciones.

Su localización deberá interferir lo menos posible con aberturas en los paneles, la cual se logra con una correcta coordinación entre arquitectos e ingenieros para determinar lugares apropiados para usar la menor cantidad de riostras posibles sin afectar la integridad estructural de la edificación. De no poder lograr este objetivo se deberá recurrir a otras alternativas más complejas como soleras intermedias en los paneles o configuraciones tipo K, con el fin de disminuir las longitudes de las riostras.

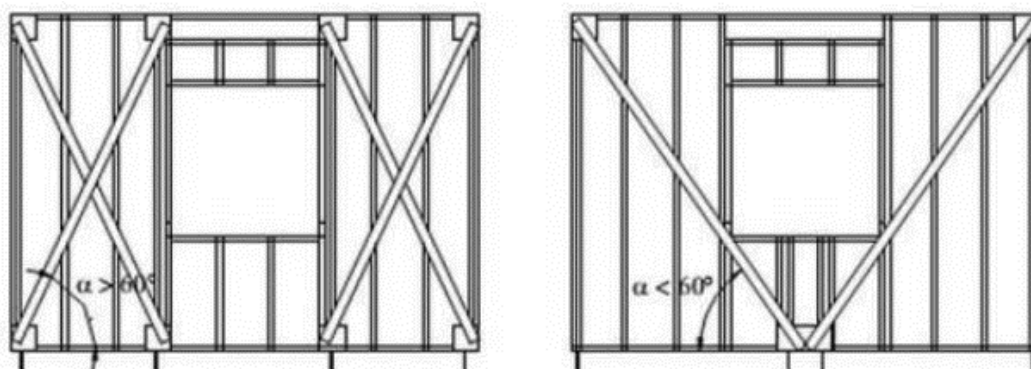


Ilustración 23: Esquema de configuración K.

Fuente: http://www.fadu.edu.uy/tesinas/files/2015/12/TESINA_Steel-Framing.pdf

2.8.2. Paneles No Estructurales

Este tipo de panel no soportan ningún tipo de carga y son utilizados a modo de pared o separación en el lugar requerido para satisfacer la distribución arquitectónica que se le dio a la estructura. Como no soportan carga no necesitan ser rigidizados es suficiente con el recubrimiento que se le da y en caso de aberturas para puertas y ventanas su configuración es mucho más sencilla, ya que no necesitan dinteles o puntales.

Su instalación es muy sencilla ya que necesita unos cuantos pernos para ser fijado, y si en un futuro se necesita quitar la separación basta con quitar estos pernos, dejando libre el panel y listo para volver a ser utilizado en otro lugar. Lo que en una mampostería tradicional este procedimiento se complica mucho generando una gran cantidad de escombros y se dificulta mucho o se vuelve imposible volver a utilizarlo.

Es por esto por lo que este tipo de separación es una opción muy deseable no solo en el Steel Framing sino para cualquier otro sistema constructivo. Inclusive se le puede dar formas curvas o atípicas. lo que lo convierte en una alternativa muy versátil al uso de mamposterías pesadas y potencialmente peligrosas de bloque o ladrillo que se utiliza en el país.



Ilustración 24: Pared curva con paneles no portantes.

Fuente: <http://www.incose.org.ar/portal/notas-del-newsletter/98-nueva-placa-durlockr-extra-curva.html>

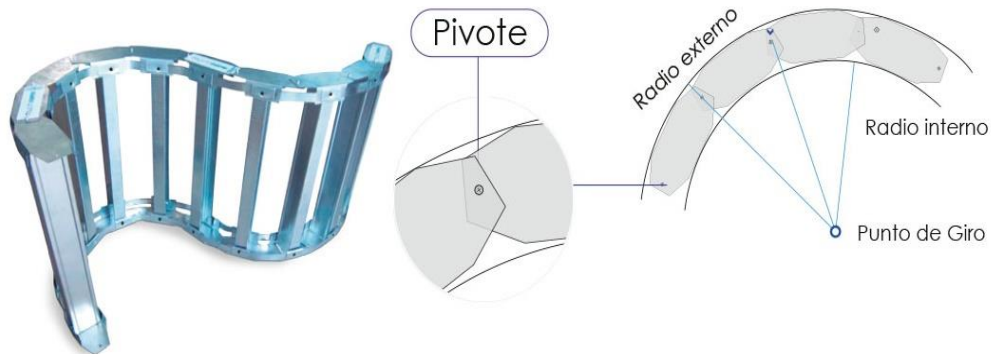


Ilustración 25: Conformación interna del panel curvo.

Fuente: <http://multiobras.com/multicurvas/>

2.8.3. Revestimiento

Existe una infinidad de revestimientos que se puede utilizar en el Steel Framing, que dependerán en gran medida de las necesidades de la estructura y de la disponibilidad en lugar donde se ejecute la obra, también ya se ha mencionado que al tener gran flexibilidad constructiva se puede usar recubrimientos tradicionales como bloque y ladrillo, Pero con el fin de concordar con el concepto de sistema liviano, sus revestimientos compartirán los mismos principios.

Entre unos de los más utilizados podemos mencionar paneles OSB, placas cementicias, y yeso cartón más conocidos como “GYPSUN”, todas ellas con ventajas y desventajas sobre las otras, pero ya dependerá de las necesidades del proyecto y presupuesto de la obra.

Otra parte muy importante de los revestimientos es aislamiento termoacústico, un tema algo complicado ya que con materiales de bajo peso es difícil igualar a los materiales convencionales de construcción, pero existen configuraciones y materiales que ayudaran a compensar en gran medida esta deficiencia, por mencionar algunos tenemos: fibra de vidrio, poliestireno expandido, aumento del espesor de los paneles o utilizar paneles dobles.

En la siguiente tabla se puede apreciar la configuración simple o doble de un panel con diferentes espesores de fibra de vidrio y su reducción de sonido en dB.

	Pared Simple	Pared Doble	Pared Simple	Pared Doble	Pared Simple	Pared Doble
Espesor de la lana de vidrio (mm)	50	50	75	75	100	100
Rw (dB)	43	50	47	55	52	58

Tabla 2: Índice de reducción acústica de la fibra de vidrio.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 90).

Teniendo en cuenta que:

Cuantificación del aislamiento	Pérdida de transmisión (PT)	Condiciones de audición
Pobre	<30 dB	Se escucha fácilmente una conversación normal a través de la pared.
Regular	30 a 35 dB	Se oye la conversación en voz alta, pero no se entiende bien la conversación normal.
Bueno	35 a 40 dB	Se oye la conversación en voz alta, aunque no es fácilmente inteligible.
Muy bueno	40 a 45 dB	La palabra normal es inaudible y en voz alta es muy atenuada y no inteligible.
Excelente	>45dB	Se oye muy débilmente los sonidos muy altos.

dB= decibeles

Tabla 3: Calificación de aislamiento acústico.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 88).

El desarrollo de este método constructivo en otros países ha logrado generar materiales de revestimiento que permite solucionar muchos inconvenientes como la aislación térmico-acústico, impermeabilización, aislamiento al fuego, etc. Con una sencilla instalación.

Haciendo aún más industrializado el proceso de construcción de este sistema. Tal es el caso del “Exterior insulation and finish system” (EIFS), método desarrollado en Estados Unidos con el fin de aislar eficientemente una estructura de la inclemencia del tiempo en zonas de clima muy cambiante, de nevadas a altas temperaturas. Frecuentemente utilizado en viviendas de madera, pero también aplicable al Steel Framing con resultados excelentes.

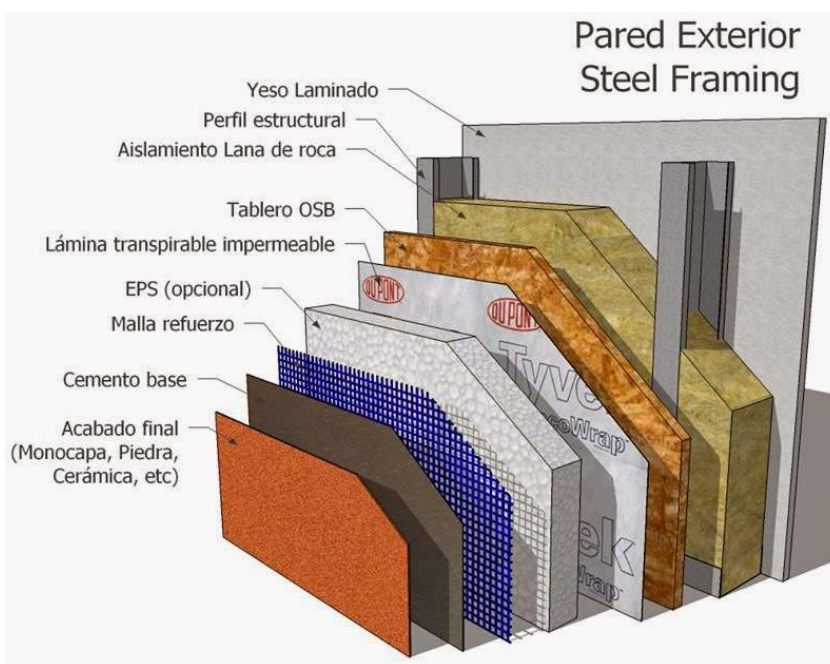


Ilustración 26: Esquema de acabado exterior.

Fuente: <http://rg-cd.blogspot.com/2015/03/dos-de-los-mayoresavances-de-la.html>

En fin, en términos de revestimiento el Steel Framing resulta ser igual o mejor que los métodos tradicionales gracias a la variedad de opciones y su flexibilidad con cualquier tipo de material, teniendo un poco de dificultad con el madejo acústico pero nada que no se puede solucionar o que sea de gran molestia, solo dependerá del correcto uso de materiales para que cumplan el objetivo esperado, y siempre teniendo en cuenta que una de las mayores ventajas con el Steel Framing es que si necesita cambiar un acabado o mover una pared, es sumamente sencillo reemplazarlo e incluso reutilizarlo en otro sitio, algo muy difícil con otro sistema constructivo.

2.9. ENTREPISOS

Los entrepisos en el Steel Framing están configurados de igual manera que los paneles, perfiles galvanizados tipo “C” que conforman los montantes, pasan a denominarse vigas de entrepiso, con la diferencia que ahora están dispuestos de manera horizontal y tendrán una mayor longitud en sus almas para soportar mayores esfuerzos de flexión generados por luces entre apoyos más grandes. Los perfiles tipo “U” que conforman las soleras, pasan a denominarse cenefas que sirven de apoyo a los extremos de las vigas, con la ayuda de rigidizadores se evitan aplastamientos debido al peso del panel superior y se conducen mejor las cargas.

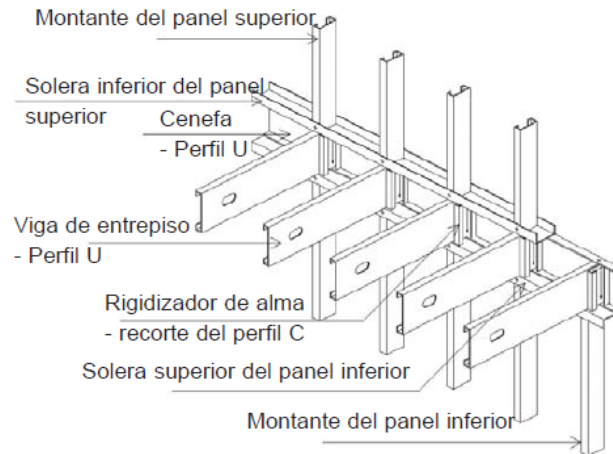


Ilustración 27: Esquema de entrepiso.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 50).

Por lo general las vigas están espaciados la misma distancia que los montantes para generar el concepto de “in line Framing” que se mencionó anteriormente para ahorro de material y evitar excentricidades, aunque dependerá de las cargas que estén destinadas a soportar. Al igual que los montantes cuentan con perforaciones destinados al paso de tuberías de instalaciones hidrosanitarias y eléctricas, pero esta vez la geometría y distancias de las perforaciones debe coincidir a la de la ilustración 26, de lo contrario se deberá utilizar refuerzos.

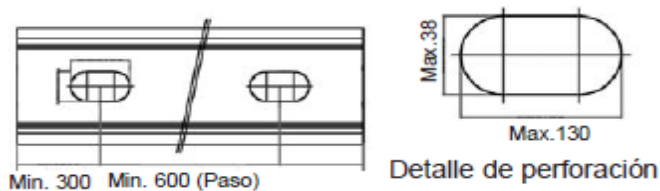


Ilustración 28: Distancias mínimas y detalle de perforación.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 50).

Las vigas son las encargadas de soportar las cargas del contrapiso que está encima de ellas y dirigir las a los paneles estructurales, estos a su vez las dirigen a la cimentación, ese es el funcionamiento estructural del Steel Framing. Las vigas de entrepiso y paneles estructurales superiores deben ser apoyados únicamente sobre otros paneles estructurales, solo divisiones internas se podrán apoyar en cualquier parte del entrepiso.

En el caso de que se requiera aberturas por ejemplo para escaleras, existen otro tipo de vigas denominadas de borde que sirven de apoyo a las vigas de entrepiso interrumpidas. En cuanto al contrapiso o losa que va apoyado sobre las vigas que sirve a su vez como diafragma rigidizador básicamente existen 2 tipos: entrepiso húmedo y entrepiso seco.

2.9.1. Entrepiso húmedo

Se denomina húmedo debido a que se usa una capa de hormigón para el contrapiso, va en contra del concepto de construcción seca de la cual presume el SF, pero en el caso de ser necesario existe esta opción. De hecho, es muy utilizado gracias a la facilidad de colocar acabados como cerámica, porcelanato, etc. Y por la ventaja que tiene para disminuir vibraciones que son comunes en estructuras de acero.

El método es sencillo, se coloca una lámina ondulada de acero y en los bordes de la losa un perfil angular que servirá como encofrado, debidamente atornilladas a las vigas de entrepiso para cumplir la función de diafragma, el espesor del hormigón irá entre los 4cm y 6cm con su respectiva malla electrosoldada para absorber esfuerzos de tracción. Y en cuanto a la aislación acústica se colocan capas de fibra de vidrio y polietileno debajo del hormigonado.

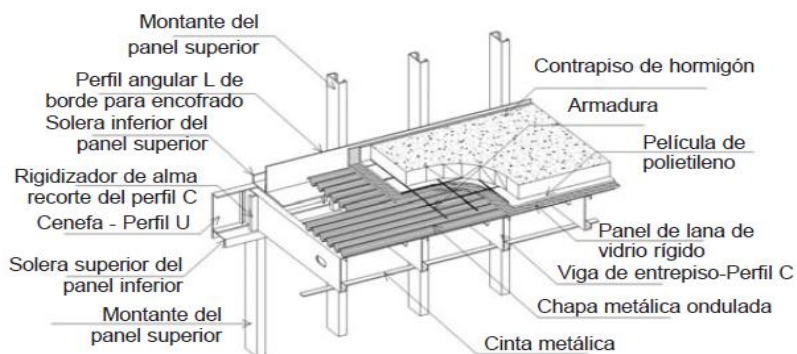


Ilustración 29: Esquema de entrepiso húmedo.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 53).

2.9.2. Entrepiso seco

El entrepiso seco es mucho más sencillo, ligero y de rápida ejecución. Acorde con la filosofía del Steel Framing, pero cuenta con grandes desventajas, es menos eficiente asilando acústicamente, las vibraciones son mucho más apreciables, en cuartos húmedos como baños se debe utilizar materiales cementicos apropiados para pegar cerámica, pero de menor resistencia.

Consiste básicamente de una plancha de material rígido atornillada directamente en las vigas, para que la plancha funcione como diafragma debe tener un espesor adecuado, por ejemplo, para planchas de OSB el espesor mínimo es de 18mm. Por lo tanto, dependerá ya de los requerimientos y necesidades del proyecto que tipo contrapiso se emplea.

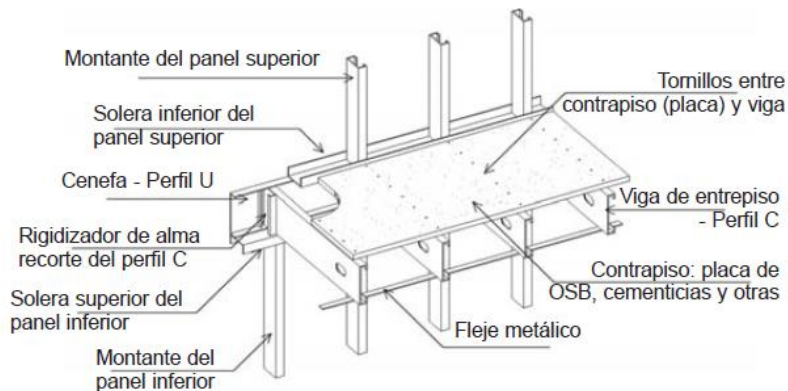


Ilustración 30: Esquema de entrepiso seco.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 54).

2.9.3. Voladizos

Para el uso de voladizos existen dos variaciones dependiendo de la dirección respecto a las vigas de entrepiso, pueden estar ubicados de manera paralela, en este caso el voladizo será la prolongación de las vigas. Y de manera perpendicular a estas, en este caso se deberá construir una estructura independiente generalmente un panel auxiliar para dar soporte al voladizo.

Independientemente de la dirección que tenga el voladizo, se recomienda que la distancia mínima del tramo de la viga entre apoyos dentro de la estructura debe ser dos veces la longitud del voladizo, en el caso de existir vigas interrumpidas estas podrán ser apoyadas en las vigas perpendiculares más próximas debidamente reforzadas.

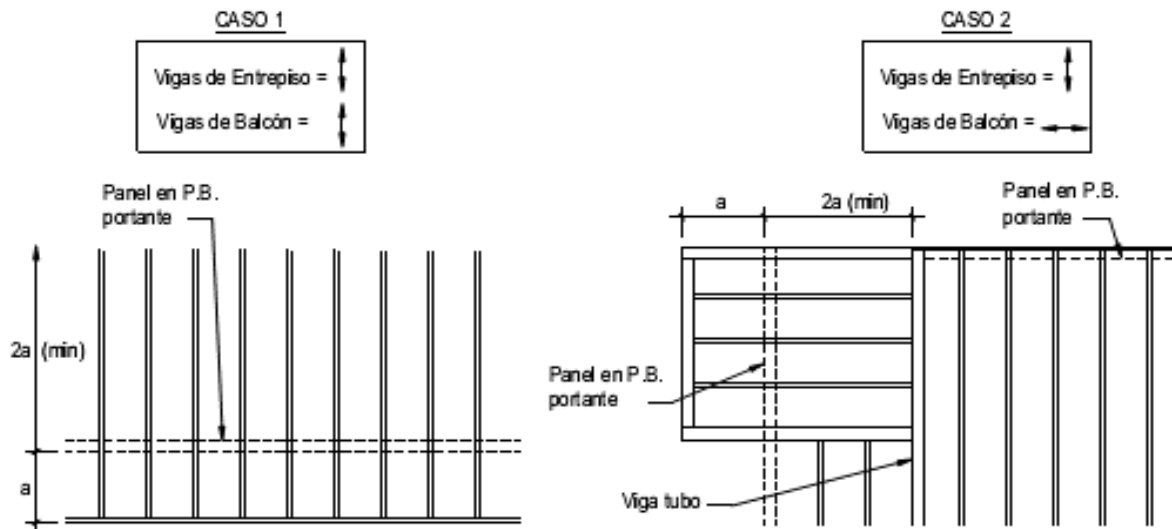


Ilustración 31: Esquema de voladizos.
Fuente: http://consulsteel.com/balcon_steeldeck/

2.9.4. Escaleras

Las escaleras están conformadas estructuralmente por la combinación de perfiles tipo U y C siguiendo la misma temática que los paneles estructurales y los peldaños generalmente tendrán el mismo acabado que el contrapiso utilizado. Dependiendo de las necesidades y acabados arquitectónicos que se le vaya a dar a la edificación se podrá utilizar las siguientes alternativas o cualquiera de sus variantes:

a) Viga inclinada

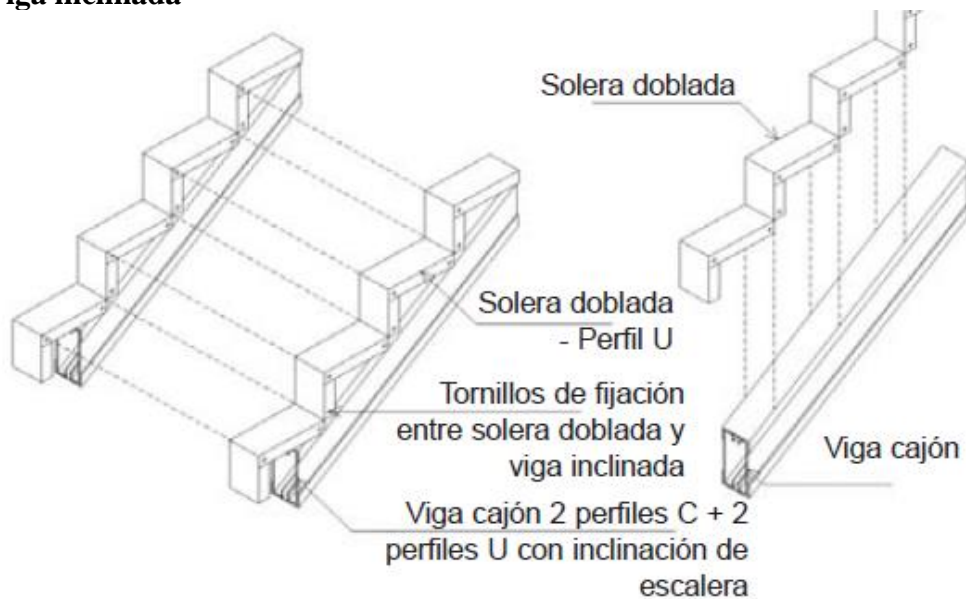


Ilustración 32: Esquema de escalera con viga inclinada.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 59).

b) Panel inclinado

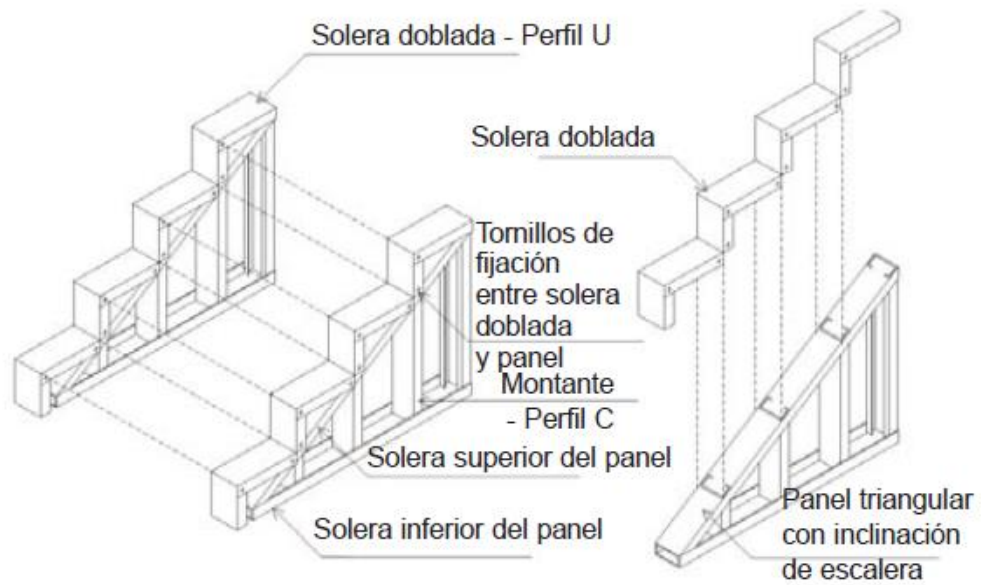


Ilustración 33: Esquema de escalera con panel inclinado.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 59).

c) Panel escalonado

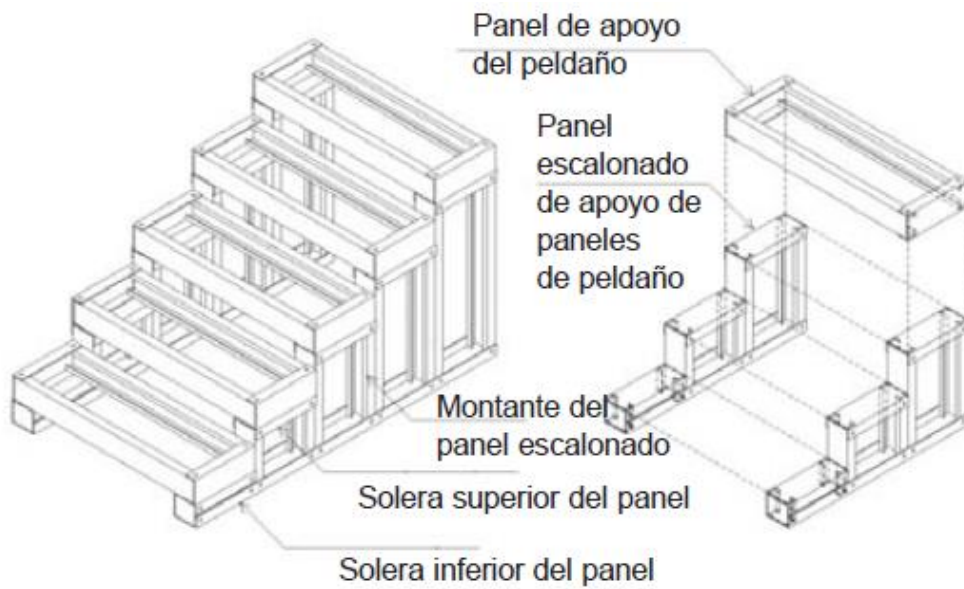


Ilustración 34: Esquema de voladizos.
Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 60).

2.10. CUBIERTAS

Las cubiertas tienen la finalidad de brindar protección a una estructura de los diferentes fenómenos atmosféricos como la lluvia, vientos, nevadas, luz solar, etc. Sin embargo, también cumplen fines estéticos siendo una de las partes más llamativas en la fachada de una vivienda.

Para construir una cubierta existe un sinnúmero de alternativas estructurales, su selección depende de diversos factores como: la extensión de luces a cubrir, cargas, diseño arquitectónico, economía, aislamiento térmico, etc.

Como ya se ha mencionado anteriormente la versatilidad del Steel Framing facilita la construcción de cualquier tipo de proyecto sin importar su estilo y las cubiertas no serían la excepción, básicamente se distinguen dos tipos de cubiertas ambos con gran tradición arquitectónica: cubierta plana y cubierta inclinada.

2.10.1. Cubiertas inclinadas

Las cubiertas inclinadas se utilizan mayormente en países de clima frío, aprovechando el gran espacio interior que se logra como aislante térmico permitiendo conservar mejor la temperatura, también gracias a la inclinación imposibilita la acumulación excesiva de nieve sobre el techo caso contrario el peso adicional podría causar el colapso no solo de la cubierta sino también de toda la estructura. Igualmente son muy utilizadas en países con clima tropical permitiendo evacuar con más facilidad la gran cantidad de lluvia que se genera en estos lugares.

Generalmente este tipo de cubierta tiene un mejor aspecto físico en la fachada de una vivienda, por lo que se lo utiliza en todo el mundo sin necesidad de buscar los beneficios mencionados anteriormente, únicamente con fines estéticos.

Estructuralmente se siguen los mismos fundamentos que una cubierta conformada en madera, únicamente cambiando el material de los elementos por perfiles de acero galvanizado. Por lo tanto, se puede emplear dos métodos bien diferenciados:

a) Cabios y correas

Los cabios son vigas inclinadas conformados por perfiles tipo “C”, las correas son tiras de acero que unen los cabios brindando el soporte necesario al acabado final del techo, se utiliza en cubiertas sencillas de hasta dos aguas, este método requiere menos material, pero sus luces son más reducidas y en caso de configuraciones más elaboradas se debe recurrir a cerchas.

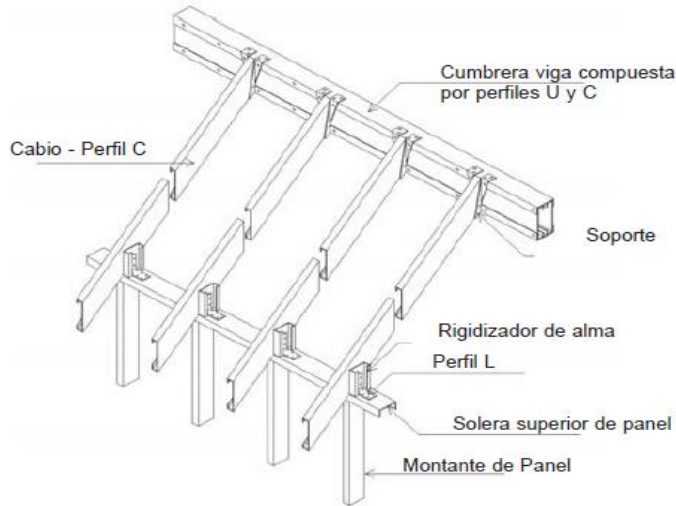


Ilustración 35: Esquema de cubierta conformada por cabios.
Fuente: <http://consulsteel.com/6techos/>

b) Cerchas o celosías

Las cerchas están conformadas igualmente por perfiles tipo “C”, con este tipo de estructuras se puede lograr luces mucho más grandes sin necesidad de ningún apoyo intermedio, utilizan gran cantidad de material, pero se puede montar cualquier tipo de configuración por más elaborada que sea.

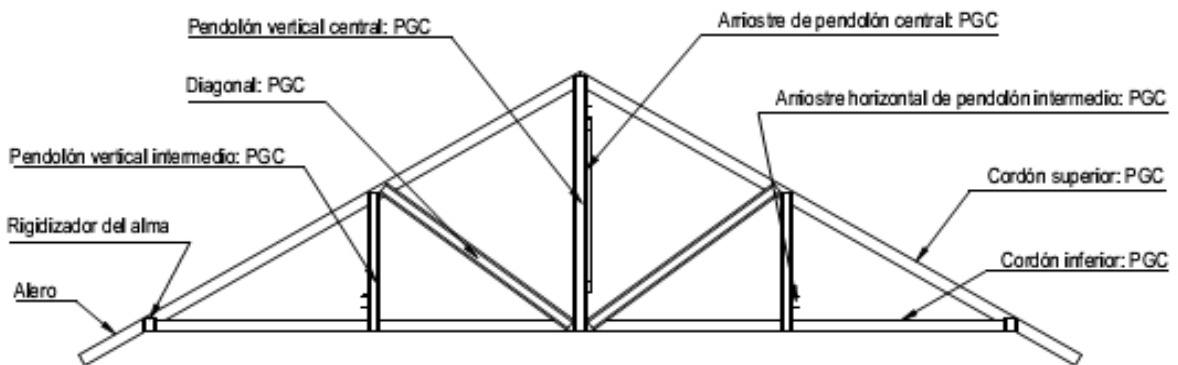


Ilustración 36: Piezas que conforman una cercha.
Fuente: <http://consulsteel.com/6techos/>

Existen un sinnfín de diseños precalificados y entre los más utilizados tenemos:

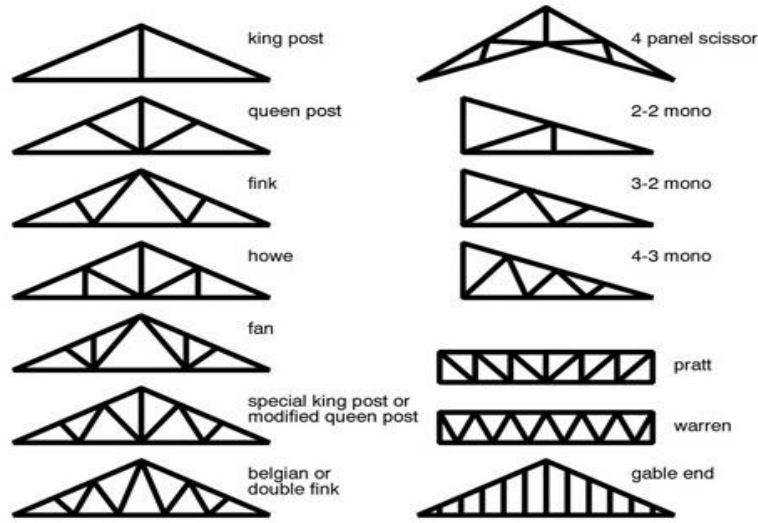


Ilustración 37: Armaduras típicas para techo.

Fuente: <http://www.ashireporter.org/HomeInspection/Articles/Roof-Trusses/2586>

2.10.2. Cubiertas planas

Las cubiertas planas se han vuelto cada vez más comunes con las modernas tendencias arquitectónicas, a diferencia de las cubiertas inclinadas se puede aprovechar la superficie a manera de terraza o lugar para colocar maquinaria como aires acondicionados.

Se lo puede concebir como entrepiso húmedo con la respectiva impermeabilización y la inclusión de pendientes no mayores al 5% para canalizar el agua a los sumideros, si la extensión de los vanos a cubrir es demasiada larga se puede utilizar armaduras planas tipo Pratt o Warren como los de la ilustración 35 para cumplir el cometido.

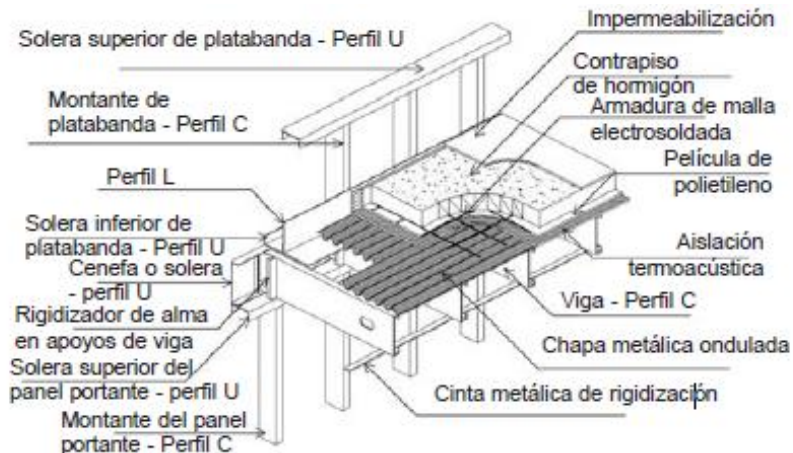


Ilustración 38: Esquema de cubierta plana.

Fuente: Manual Alacero para arquitectura (pág. 62).

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1.1. Descripción Arquitectónica

El proyecto destinado a vivienda consta de una superficie total aproximada de 300 m², repartidas en dos pisos. En el piso inferior se encuentran dos departamentos simétricos de 75 m² conformados por: sala, comedor, cocina, un baño, dos dormitorios y un patio. En el segundo piso se encuentra un solo departamento de 130m² conformado por: sala, comedor, cocina, dos dormitorios con baño, estudio, zona de juegos, un baño simple y un curto de lavado. La cubierta de la edificación es accesible y es utilizada a modo de terraza.

A continuación, se presenta una representación 3D de la edificación y planos arquitectónicos de las dos plantas.



Ilustración 39: Render de vivienda.
Fuente: Ing. Marcelo Guerra

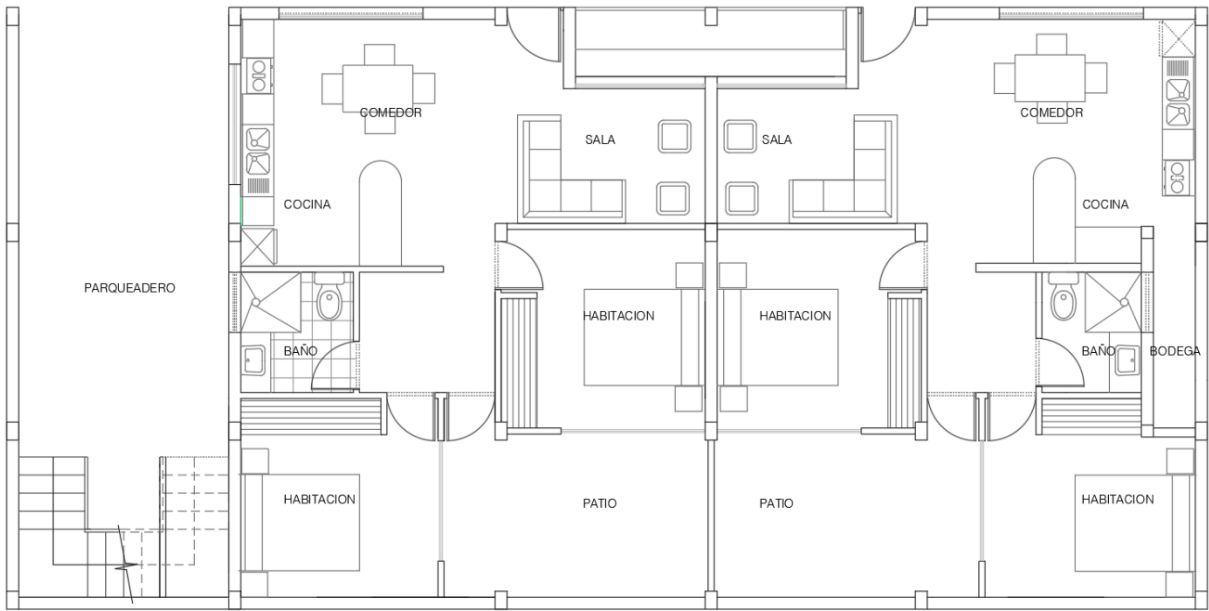


Ilustración 40: Primer Piso.
Fuente: Ing. Marcelo Guerra

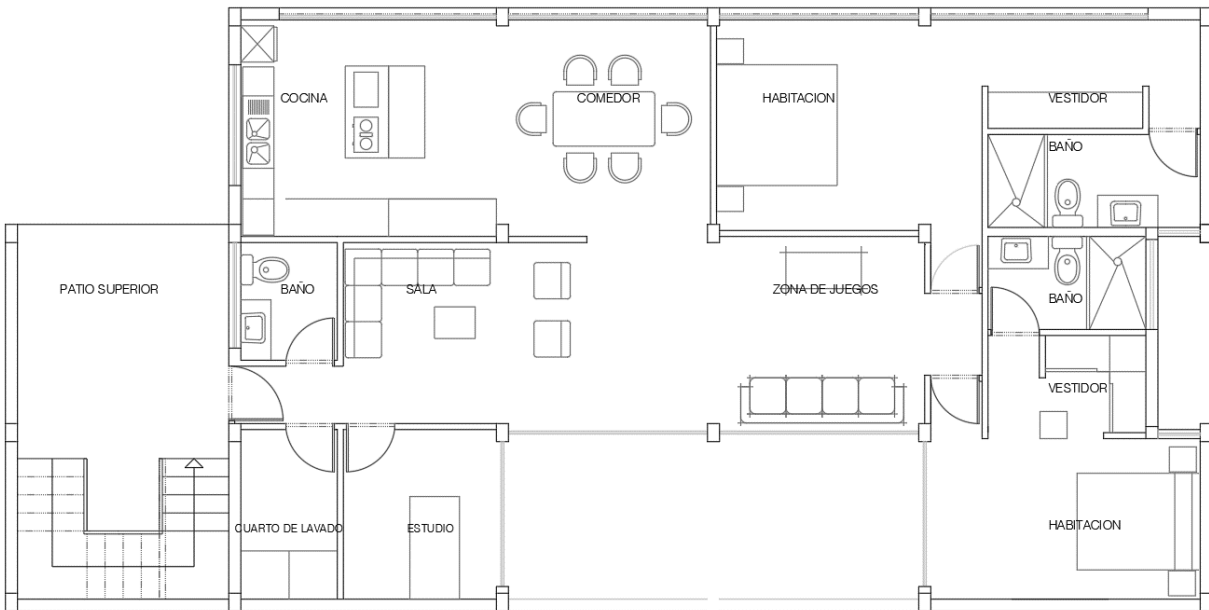


Ilustración 41: Segundo Piso.
Fuente: Ing. Marcelo Guerra

3.1.2. Descripción Geométrica

La estructura de 2 pisos cuenta con una geometría muy regular en elevación, aunque no tanto en planta, no obstante, esto ayudara con la fidelidad de los resultados para la comparación estructural que se pretende realizar. Ya que en configuraciones más complejas el comportamiento de los materiales que se van a utilizar puede variar demasiado. Cabe mencionar que la estructura tiene ubicadas las escaleras al exterior de esta, las cuales cuentan con una cubierta no accesible (tapa grada) considerado en el modelo.

Sus dimensiones son: 20 m de largo por 10 m de ancho, una altura de entrepiso de 2,5m con una altura total de 5.6 m. Cuenta con 5 pórticos en el sentido “X” y 3 pórticos en el sentido “Y”, cuya separación entre ejes se muestra en las imágenes a continuación.

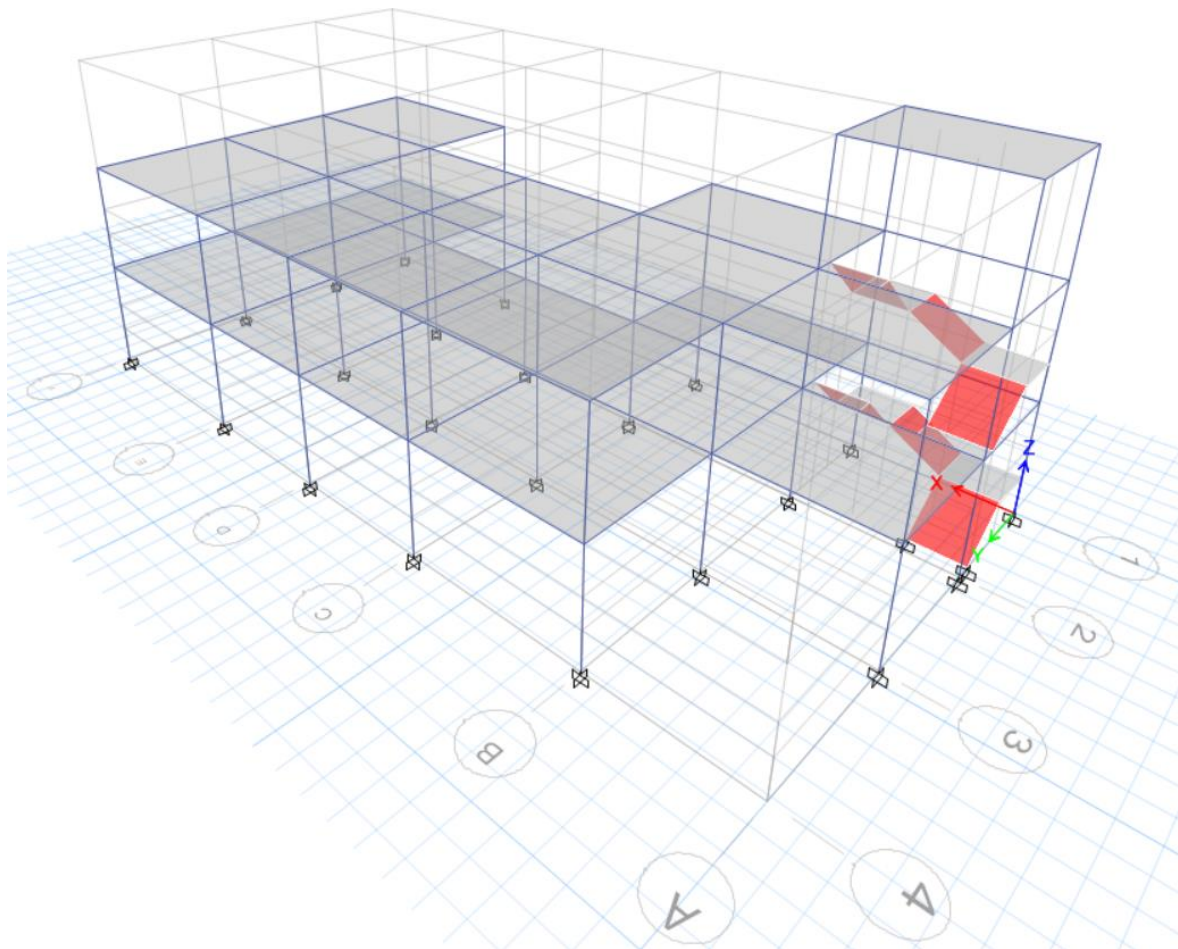


Ilustración 42: Vista en 3D de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

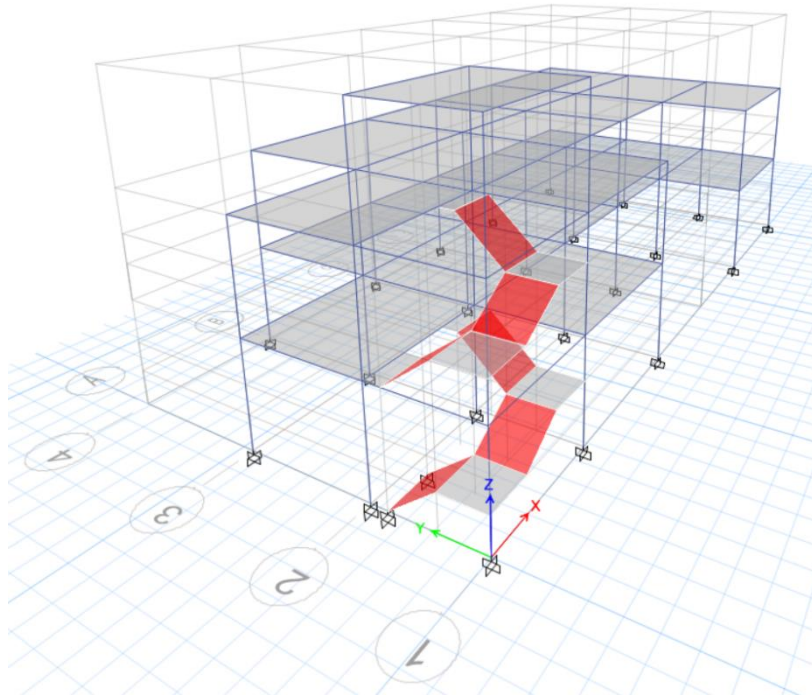


Ilustración 43: Detalle de las escaleras.
Fuente: Cristhian Cáceres

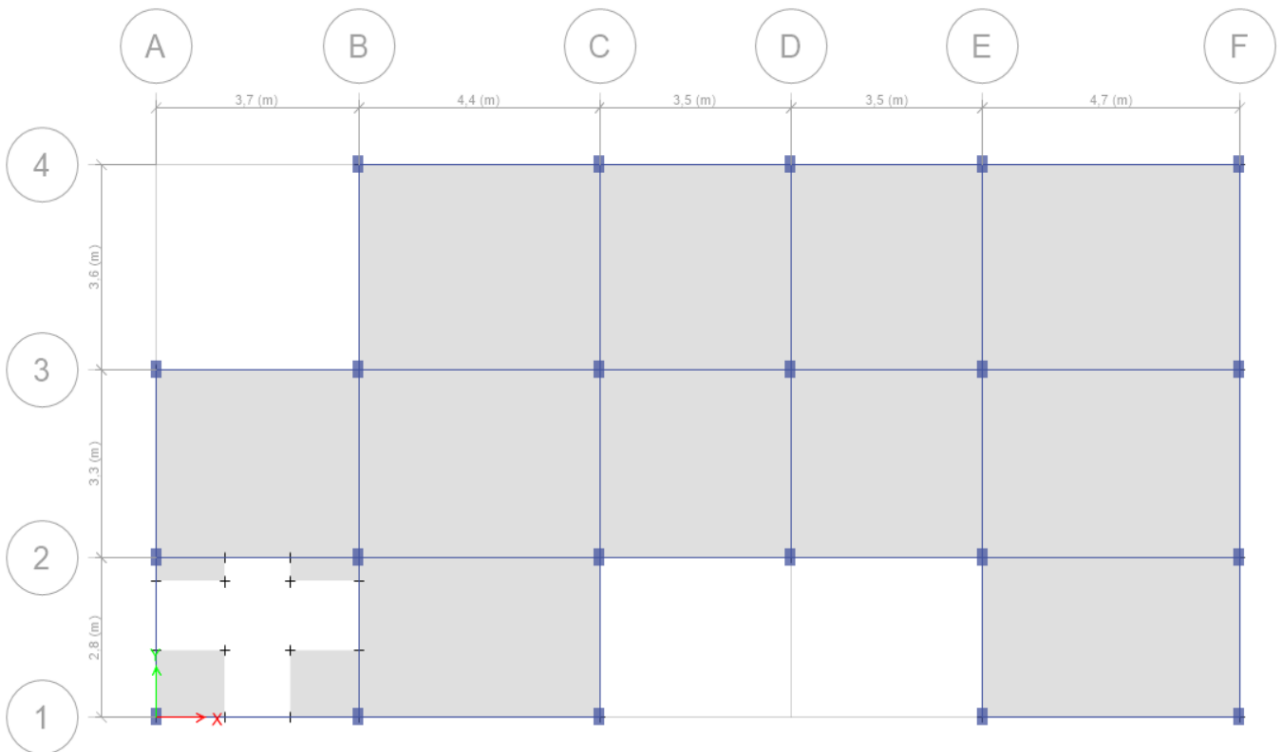


Ilustración 44: Vista en planta de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.2. DETERMINACIÓN DE CARGAS

Las cargas que se consideran en el modelo para el programa ETABS serán:

3.2.1. Carga viva

Cargas tomadas de la NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) sección 4.2.1, tabla 9

Superficie	Carga Uniforme	
	kN/m ²	kg/m ²
Escaleras	4.8	480
Departamento	2.0	200
Cubierta	1.0	100
Cubierta no accesible	0.7	70

Tabla 4: Carga viva.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.2.2. Carga muerta

Para determinar la carga muerta aplicada sobre la losa se procederá hacer los respectivos cálculos:

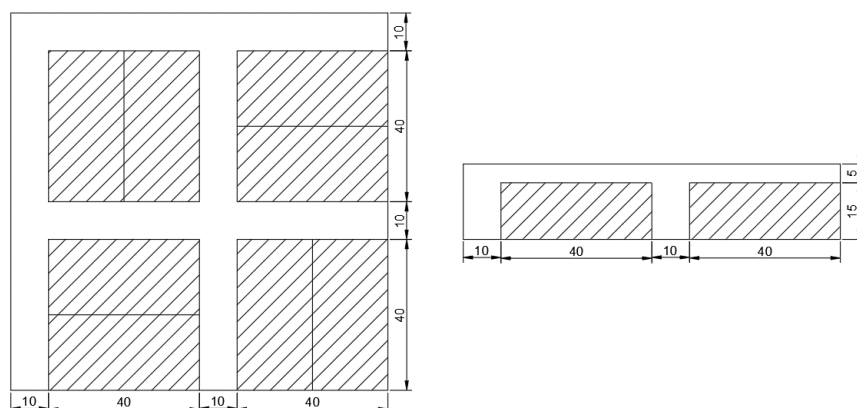


Ilustración 45: Esquema planta y corte de losa alivianada.
Fuente: Cristhian Cáceres

Peso de loseta:

$$0.05 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 120 \text{ kg}$$
$$120 / 1 \text{ m}^2 = 120 \text{ kg/m}^2$$

Peso de los nervios:

$$0.1 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 129.6 \text{ kg}$$
$$129.6 \text{ kg} / 1 \text{ m}^2 = 129.6 \text{ kg/m}^2$$

Peso de bloques de alivianamiento:

$$8 \times 12 \text{ kg} = 96 \text{ kg}$$

$$96 \text{ kg} / 1 \text{ m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

Peso recubrimiento (baldosa de cerámica con mortero de cemento):

$$1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} \times 2000 \text{ kg/m}^3 = 20 \text{ kg}$$

$$20 \text{ kg} / 1 \text{ m}^2 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.02 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 44 \text{ kg}$$

$$44 \text{ kg} / 1 \text{ m}^2 = 44 \text{ kg/m}^2$$

Peso de acabados (enlucido y masillado):

$$1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 88 \text{ kg}$$

$$88 \text{ kg} / 1 \text{ m}^2 = 88 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta para cubiertas = $497,6 \text{ kg/m}^2 \approx 500 \text{ kg/m}^2$

Peso mampostería:

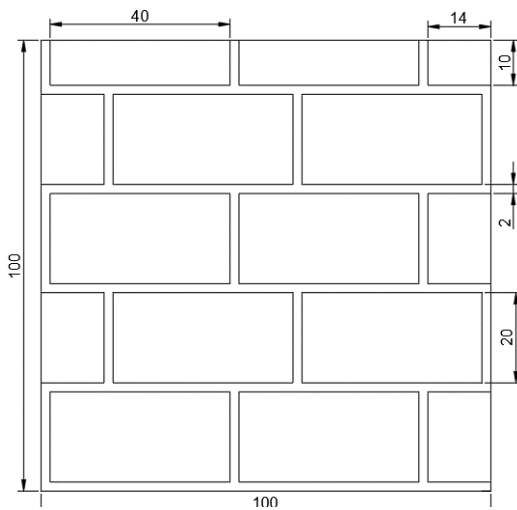


Ilustración 46: Detalle de mampostería.

Fuente: Cristhian Cáceres

$$N^{\circ} \text{ bloques} = \frac{\text{area total de bloques}}{\text{area de un bloque}} = \frac{8060 \text{ cm}^2}{800 \text{ cm}^2} = 10.075$$

$$\text{vol. bloques} = 10.075 \times 0.4\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.15\text{m} = 0.1209 \text{ m}^3$$

$$\text{vol. mortero} = 5(1\text{m} \times 0.15\text{m} \times 0.02\text{m}) + 12(0.20\text{m} \times 0.15\text{m} \times 0.02\text{m}) + 3(0.10\text{m} \times 0.15\text{m} \times 0.02\text{m}) = 0.0231 \text{ m}^3$$

$$\text{carga mamposteria} = \frac{0.1209\text{m}^3 \times 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 0.0231\text{m}^3 \times 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1\text{m} \times 1\text{m}} = 195.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta para departamento = $500\text{kg/m}^2 + 195.9\text{kg/m}^2 = 695.9\text{kg/m}^2 \approx 700\text{kg/m}^2$

Superficie	Carga Uniforme	
	kN/m ²	kg/m ²
Departamento	7.0	700
Cubiertas	5.0	500

Tabla 5: Carga muerta.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.3. ESPECTRO DE DISEÑO

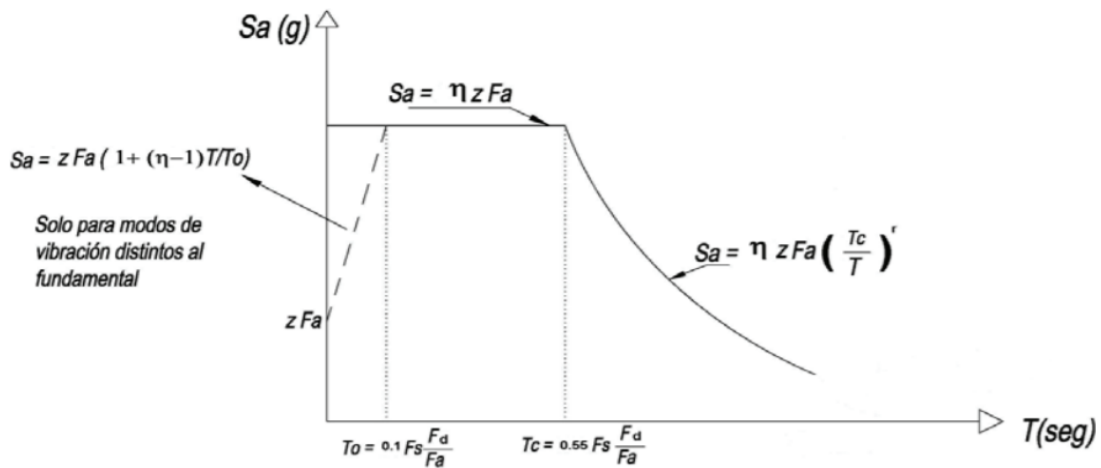


Ilustración 47: Espectro sísmico de diseño.

Fuente: NEC-SE-DS

3.3.1. Determinación de valor Z

Para Quito zona sísmica V: $Z = 0.40$

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 6: Valores de factor Z.

Fuente: NEC-SE-DS

3.3.2. Tipo de perfil de suelo

Perfil asumido: Tipo D

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Tabla 7: Resumen "Clasificación de los perfiles de suelo".

Fuente: NEC-SE-DS

3.3.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s

$$F_a = 1.2$$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 8: coeficientes de F_a .

Fuente: NEC-SE-DS

$$F_d = 1.19$$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 9: coeficientes de F_d .

Fuente: NEC-SE-DS

$$F_s = 1.28$$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 10: coeficientes de F_s .

Fuente: NEC-SE-DS

3.3.4. Determinación de límites T_o y T_c

$$T_o = 0.1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \qquad T_o = 0.1 \cdot 1.28 \cdot \frac{1.19}{1.2} = 0.1669 \text{ s}$$

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \qquad T_c = 0.55 \cdot 1.28 \cdot \frac{1.19}{1.2} = 0.6981 \text{ s}$$

3.3.5. Determinación de factores η y r

$\eta = 2.48$ Provincias de la sierra

$r = 1$ Para todos los suelos, con excepción del tipo E

3.3.6. Gráficos y datos obtenidos

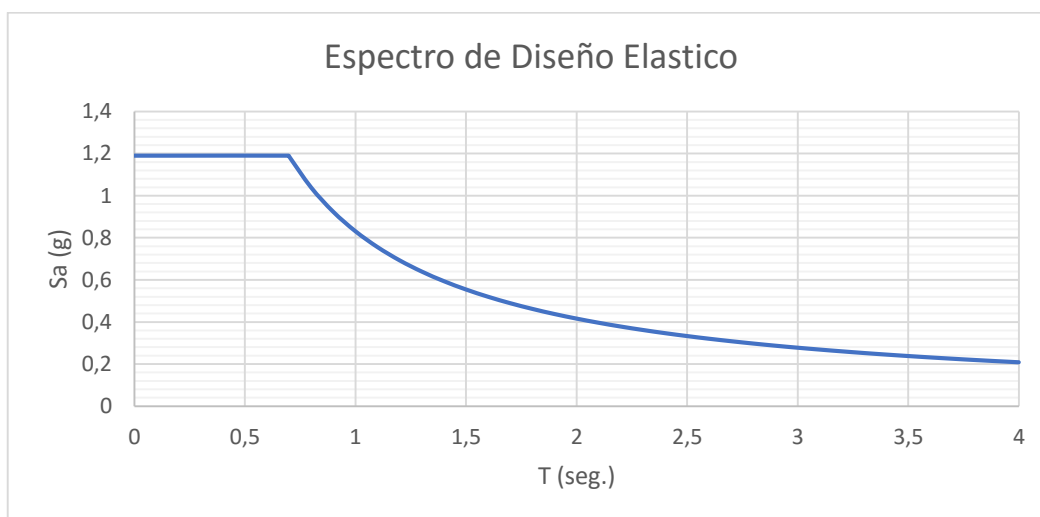


Ilustración 48: Espectro sísmico elástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)
0	1,1904	1,4	0,59358446	2,4	0,3462576	3,4	0,24441713
0,1669	1,1904	1,5	0,55401216	2,5	0,3324073	3,5	0,23743378
0,6981	1,1904	1,6	0,5193864	2,6	0,3196224	3,6	0,2308384
0,7	1,18716891	1,7	0,48883426	2,7	0,30778453	3,7	0,22459952
0,8	1,0387728	1,8	0,4616768	2,8	0,29679223	3,8	0,21868901
0,9	0,9233536	1,9	0,43737802	2,9	0,28655801	3,9	0,2130816
1	0,83101824	2	0,41550912	3	0,27700608	4	0,20775456
1,1	0,75547113	2,1	0,39572297	3,1	0,2680704		
1,2	0,6925152	2,2	0,37773556	3,2	0,2596932		
1,3	0,6392448	2,3	0,36131228	3,3	0,25182371		

Tabla 11: Datos del espectro de diseño.
Fuente: Cristhian Cáceres

El espectro de diseño inelástico se obtiene al dividir los valores del espectro elástico para el factor de reducción de resistencia sísmica (R), el cual en este caso es igual a 5.

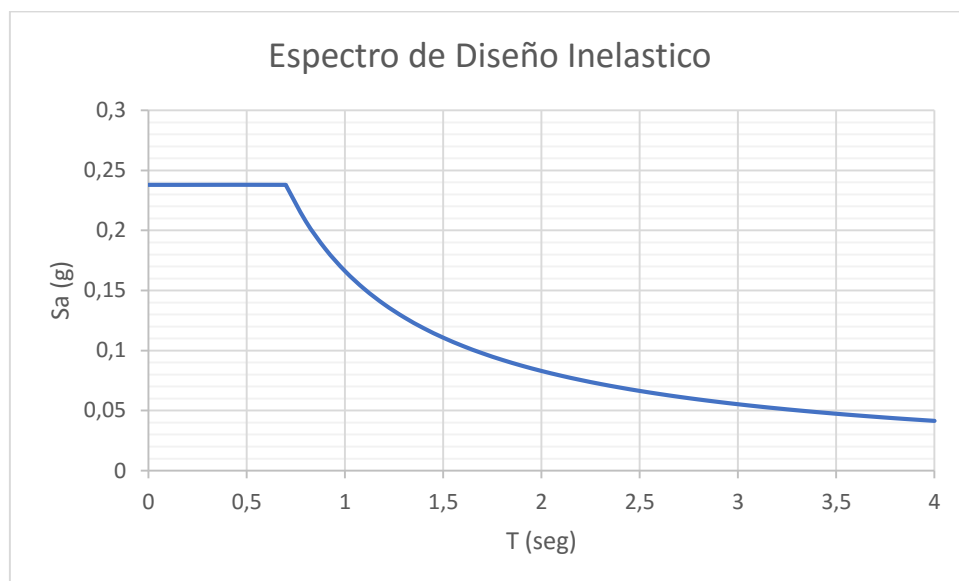


Ilustración 49: Espectro sísmico Inelástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)
0	0,23808	1,4	0,11871689	2,4	0,06925152	3,4	0,04888343
0,1669	0,23808	1,5	0,11080243	2,5	0,06648146	3,5	0,04748676
0,6981	0,23808	1,6	0,10387728	2,6	0,06392448	3,6	0,04616768
0,7	0,23743378	1,7	0,09776685	2,7	0,06155691	3,7	0,0449199
0,8	0,20775456	1,8	0,09233536	2,8	0,05935845	3,8	0,0437378
0,9	0,18467072	1,9	0,0874756	2,9	0,0573116	3,9	0,04261632
1	0,16620365	2	0,08310182	3	0,05540122	4	0,04155091
1,1	0,15109423	2,1	0,07914459	3,1	0,05361408		
1,2	0,13850304	2,2	0,07554711	3,2	0,05193864		
1,3	0,12784896	2,3	0,07226246	3,3	0,05036474		

Tabla 12: Datos del espectro de diseño Inelástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.4. CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

3.4.1. Coeficiente de importancia I

$$I = 1.0$$

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 13: Resumen “Tipo de uso, destino e importancia de la estructura”.
Fuente: NEC-SE-DS

3.4.2. Factor de reducción de resistencia sísmica R

$$R = 5$$

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 14: Resumen “Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles”.
Fuente: NEC-SE-DS

3.4.3. Coeficientes de configuración en planta ϕ_P y elevación ϕ_E

$$\phi_P = 0.9$$

<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{PI}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
---	--

Tabla 15: Resumen “Coeficientes de irregularidad en planta”.
Fuente: NEC-SE-DS

$$\phi_E = 1$$

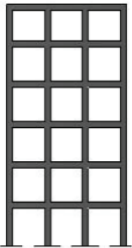
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_E=1$</p>	

Tabla 16: Resumen “Configuraciones estructurales recomendadas”.
Fuente: NEC-SE-DS

3.4.4. Periodo de vibración T

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

$$h_n = 2 \cdot 2.7 \text{ m} = 5.4 \text{ m}$$

$$T = 0.055 \cdot 5.4^{0.9}$$

$$T = 0.2509 \text{ s}$$

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 17: Coeficientes para periodo de vibración.
Fuente: NEC-SE-DS

3.4.5. Determinación de factor $S_a(T_a)$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \left(\frac{0.6981}{0.2509} \right)^1$$

$$S_a = 3.3121$$

3.4.6. Determinación de cortante basal

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.0 \cdot 3.3121}{5 \cdot 0.9 \cdot 1.0} W$$

$$V = 0.7360 W$$

3.5. DISTRIBUCION VERTICAL DE CORTANTE BASAL

PISO	Altura (m)	Hi Altura acumulada	Wi (P Total) (ton.)	Wi * Hi	Wi * Hi/Σ	FUERZA TOTAL	Vx Acumulada (ton.)
3	2,7	8,1	9,116	73,8396	0,07959931	12,88469027	12,88469027
2	2,7	5,4	105,4076	569,20104	0,61360046	99,32311528	112,2078056
1	2,7	2,7	105,4076	284,60052	0,30680023	49,66155764	161,8693632
		Σ	219,9312	927,64116	1	161,8693632	

Tabla 18: Distribución vertical de cortante basal.

Fuente: Cristhian Cáceres

$$V = 0.7360 W$$

$$V = 0.7360 \cdot 219.9312 = 161.8693 \text{ ton}$$

3.6. DIMENSIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Al tratarse de una estructura para vivienda de dos pisos con luces pequeñas no se necesita hacer un pre-dimensionamiento de elementos estructurales, se toma las dimensiones más comunes para estructuras de las mismas características en nuestro medio.

En la siguiente tabla se muestra las dimensiones de los elementos estructurales que serán introducidos en el programa ETABS. Hay que tomar en cuenta que las vigas serán embebidas en la losa por lo que se trata de “vigas banda” y que las losas serán alivianadas con bloque de hormigón, en la tabla se muestra sus dimensiones.

Elemento	Asignación	Dimensiones	
		b (cm)	h (cm)
Viga	V 40X20	40	20
Columna	C 20X30	20	30
Losa	Losa alivianada	-	20

Tabla 19: Dimensión de elementos estructurales.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.7. ANALISIS ESTRUCTURAL

3.7.1. Modelación de la estructura

Para la modelación de la estructura se definirán los siguientes parámetros:

3.7.1.1. Propiedades de los materiales:

- Resistencia de hormigon: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo de elasticidad del hormigon: $Ec = 210.000 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso especifico del hormigon $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$
- Fluencia del acero: $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo de elasticidad del acero: $Es = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$

3.7.1.2. Combinaciones de carga:

- Combinación 1: $U=1.4D$
- Combinación 2: $U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 3: $U=1.2D+1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$
- Combinación 4: $U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 5: $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
- Combinación 6: $U=0.9D+1.0W$
- Combinación 7: $U=0.9D+1.0E$

3.7.1.3. Inercia de secciones agrietadas:

Estos factores son requeridos en la determinación de derivas máximas:

- Columnas: $0.8 I_g$
- Vigas: $0.5 I_g$

3.7.2. Modelo

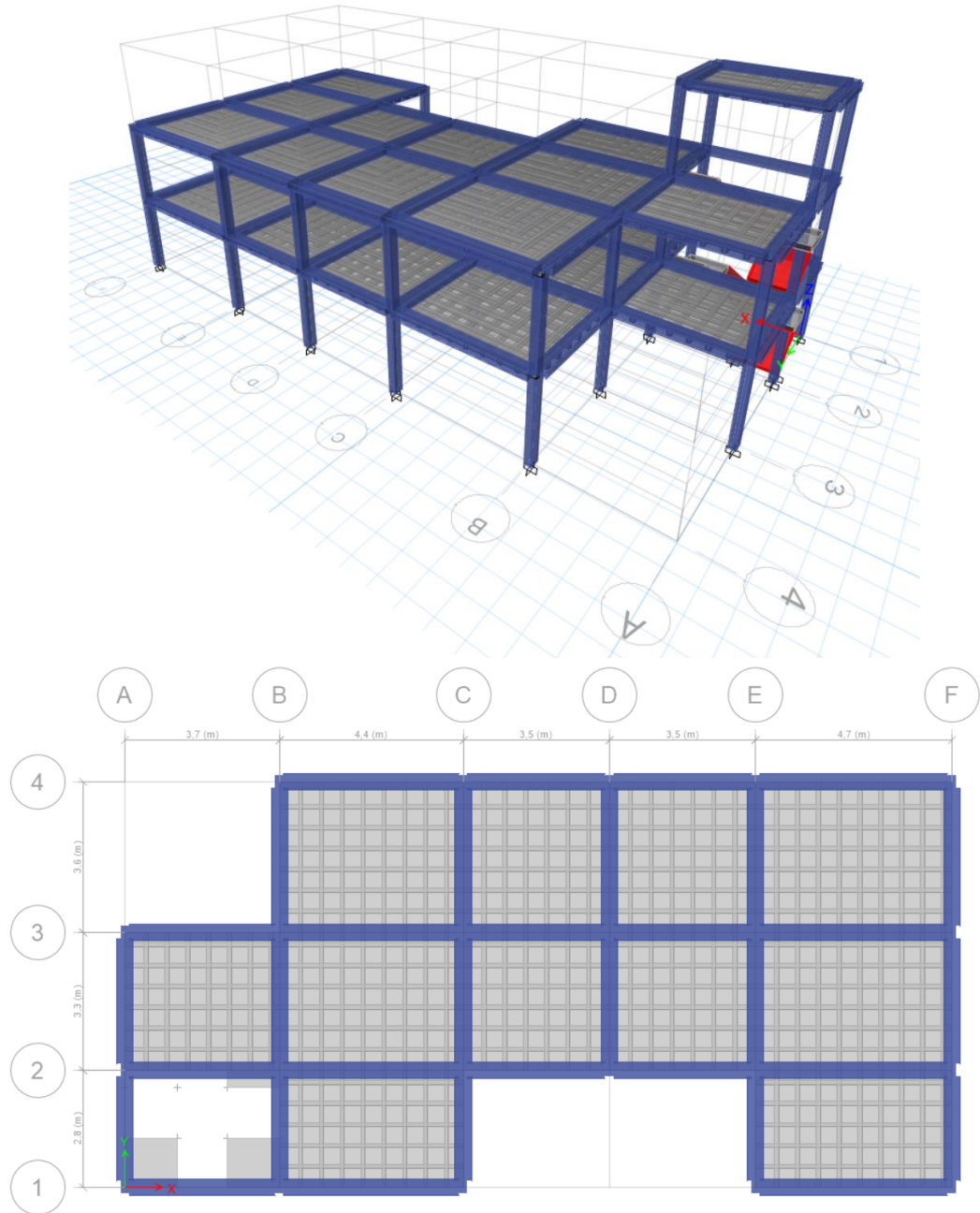


Ilustración 50: Modelo y planta de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.7.3. Derivas de piso

Se debe hacer un control de los desplazamientos horizontales de la estructura causadas por el sismo, se la debe revisar en cada piso y en dirección X y Y del sismo. según la norma NEC se debe aplicar la siguiente formula:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \leq 0.02$$

	Elevación	R	Δ_E Dir. X	Δ_M	$\Delta_M \leq 0.02$	Δ_E Dir. Y	Δ_M	$\Delta_M \leq 0.02$
Piso 3	8,1 m	5	0,001921	0,007204	Cumple	0,001015	0,00380625	Cumple
Piso 2	5,4 m	5	0,001168	0,00438	Cumple	0,001652	0,006195	Cumple
Piso 1	2,7 m	5	0,001259	0,004721	Cumple	0,001762	0,0066075	Cumple
Base	0 m	5	0	0	Cumple	0	0	Cumple

Tabla 20: Control de derivas de piso.

Fuente: Cristhian Cáceres

3.7.4. Dimensiones definitivas de elementos estructurales

Después de realizar todos los chequeos necesarios se definen las dimensiones definitivas de los elementos estructurales.

Elemento	Asignación	Dimensiones	
		b (cm)	h (cm)
Viga	V 40X25	40	25
Columna	C 30X30	30	30
Losa	Losa alivianada	-	20

Tabla 21: Dimensión de elementos estructurales.

Fuente: Cristhian Cáceres

3.8. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para la realización del diseño estructural de la presente disertación se basará en la: “Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado” del ministerio de desarrollo urbano y vivienda (MIDUVI) y la secretaria de gestión de riesgos (SGR). La cual muestra una metodología a seguir tomando en cuenta los requerimientos y consideraciones de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-HM) como también del código ACI-318.

3.8.1. Vigas

Como se puede apreciar en la siguiente imagen el programa calcula la cantidad de acero requerido por las vigas, pero para efectos de comprobación se procede hacer el diseño manual de una viga. Para el ejemplo se tomará la viga del primer piso ubicada entre los ejes E y F.

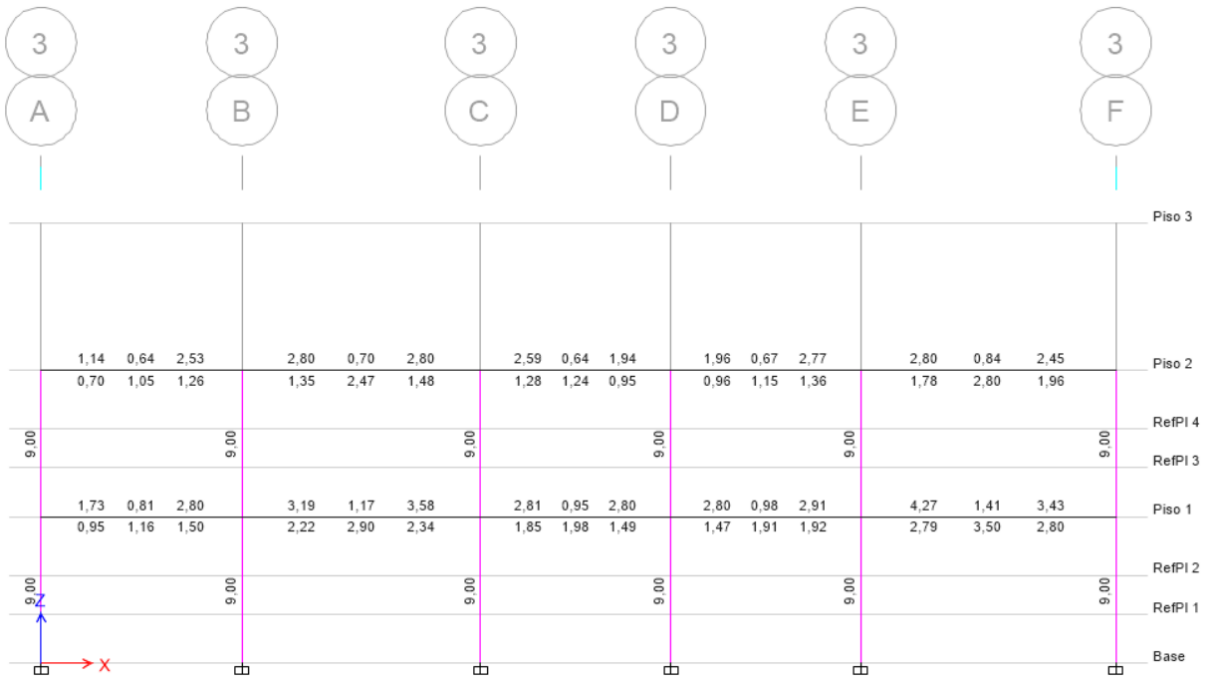


Ilustración 51: Acero en vigas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Datos			
Sección	b	40 cm	0.4 m
	h	25 cm	0.25 m
	d	21cm	0.21 m
Material	f_y	4200 kg/cm ²	412.08x10 ⁶ N/m ²
	f'_c	210 kg/cm ²	20.60x10 ⁶ N/m ²
	E_s	200055.66 Mpa	
Momentos	M (+)	1,582 T-m	15514.12 N-m
	M (-)	-3,1639 T-m	31027.26 N-m
Factores	φ	0.9	
	β₁	0.85	

Tabla 22: Datos de viga.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.8.1.1. Diseño a flexión

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot k \cdot d \cdot fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy}$$

Remplazando:

$$k = \frac{0.85 \cdot 20.60 \cdot 10^6 [N/m^2] \cdot 0.4 [m] \cdot 0.21[m]}{412.08 \cdot 10^6 [N/m^2]}$$

$$k = 3.569 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$As = 3.569 \cdot 10^{-3} [m^2] \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 31027.26 [N \cdot m]}{0.9 \cdot 3.569 \cdot 10^{-3} [m^2] \cdot 0.21[m] \cdot 412.08 \cdot 10^6 [N/m^2]}} \right)$$

$$As = 4.23507 \cdot 10^{-4} m^2 = 4.235 cm^2$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{4.235 cm}{40 cm \cdot 21 cm} = 0.0050$$

Acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy} \cdot b \cdot d = \frac{1.4}{412.08} \cdot 0.4 [m] \cdot 0.21[m] = 2.85 \cdot 10^{-4} m^2 = 2.85 cm^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{20.60}}{4 \cdot 412.08} \cdot 0.4 [m] \cdot 0.21[m] = 2.31 \cdot 10^{-4} m^2 = 2.31 cm^2$$

Se elige al mayor de los dos.

$$As > As_{min} \quad 4.235 cm^2 > 2.85 cm^2 \quad Ok$$

Cuantía máxima para zonas sísmicas:

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003} = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{20.60[MPa]}{412.08[MPa]} \cdot \frac{0.003}{\frac{412.08[MPa]}{200055.66[MPa]} + 0.003} = 0.0214$$

$$\rho_{max} = 0.5 \cdot \rho_b = 0.5 \cdot 0.0214 = 0.0107$$

$$\rho < \rho_{max} \quad 0.0050 < 0.0107 \quad Ok$$

3.8.1.2. Diseño a corte

Espaciamiento de estribos de confinamiento:

El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara del apoyo, después se tomar la menor separación de la siguiente lista hasta una distancia de $2h$ que en este caso es de $2(0.25) = 50\text{cm}$.

- $s = \frac{d}{4} = \frac{21\text{ cm}}{4} = 5.25\text{ cm}$
- $s = 6 \cdot \phi \text{ Varilla longitudinal} = 6 \cdot 1.6\text{ cm} = 9.6\text{ cm}$
- $s = 100\text{ mm} = 10\text{ cm}$

Calculo de momentos (M_p): $\alpha = 1.25$

Valores de diseño a flexión:	$A_s\text{ (cm}^2\text{)}$	<u>4.27</u>	<u>3.43</u>
		2.79	2.28
Con: $a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$	Se obtiene: $a\text{ (cm}^2\text{)}$	<u>3.14</u>	<u>2.52</u>
		2.052	2.059
Con: $M_p = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$	Se obtiene: $M_p\text{ (t} \cdot \text{m)}$	<u>4.36</u>	<u>3.56</u>
		2.93	2.43

Corte hiperestático (V_p):

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right) = \left(\frac{4.36\text{ t} \cdot \text{m} + 2.43\text{ t} \cdot \text{m}}{4.4\text{ m}}; \frac{3.56\text{ t} \cdot \text{m} + 2.93\text{ t} \cdot \text{m}}{4.4\text{ m}} \right) = (1.54\text{ t}; 1.48\text{ t})$$

$V_p = 1.54\text{ t}$ Se escoge el mayor de los dos.

Corte isostático (V_a):

El valor del cortante por fuerzas gravitacionales (V_a) se toma en cuenta el 75% de las cargas muertas mayoradas, este valor se obtiene de los diagramas de corte que proporciona el programa de análisis estructural, siendo este $V_{cm} = 4.01\text{ t}$

$$V_a = 0.75 \cdot 1.2(4.01\text{ t}) = 3.609\text{ t}$$

$$V_u = V_a + V_p = 3.609\text{ t} + 1.54\text{ t} = 5.14\text{ t}$$

$$V_p \geq 0.5 V_u$$

$$1.54 \geq 0.5(5.14)$$

$$1.54 \geq 2.57 \quad \therefore V_c \neq 0$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 21 = 6451.56\text{ kg} = 6.45\text{ t}$$

$$A_v = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y \cdot d}$$

$$A_v = \frac{\frac{50423.4 \text{ N}}{0.75} - 63274.5 \text{ N}}{412.08 \text{ N/m}^2 \cdot 10^6 \cdot 0.21 \text{ m}} = 4.57 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.46 \text{ cm}^2$$

Área mínima para estribos:

$$A_{vmin} = 0.0625 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \geq 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \cdot \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \cdot \frac{40 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \geq 0.35 \cdot \frac{40 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{vmin} = 0.043 \geq 0.017 \quad \text{ok}$$

$$0.46 \text{ cm}^2 \geq 0.043 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Espaciamiento en la parte central:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{21 \text{ cm}}{2} = 10.5 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

3.8.1.3. Armado longitudinal y transversal de viga

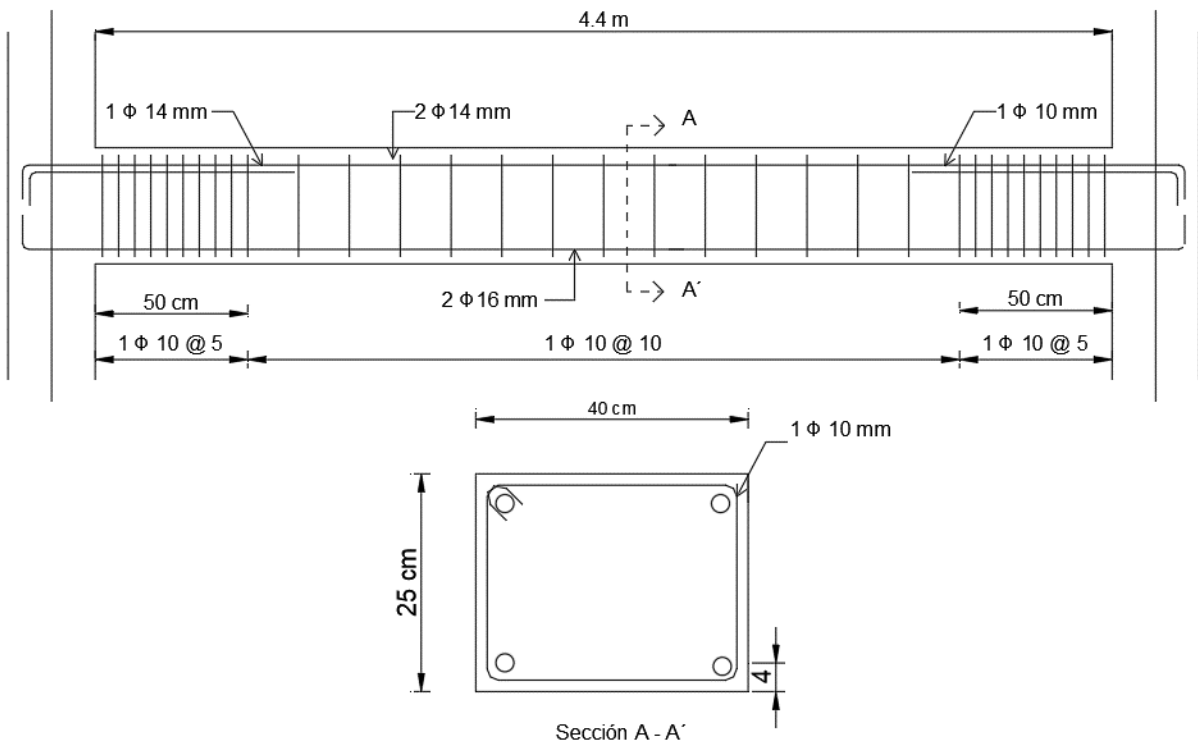


Ilustración 52: Refuerzo de viga.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.8.2. Columnas

El programa ETABS obtiene los siguientes valores para el acero de refuerzo longitudinal en columnas. Se procede hacer la comprobación diseñando la columna más cargada, la cual en este caso es la ubicada en el primer piso, entre el eje 3 y 4.

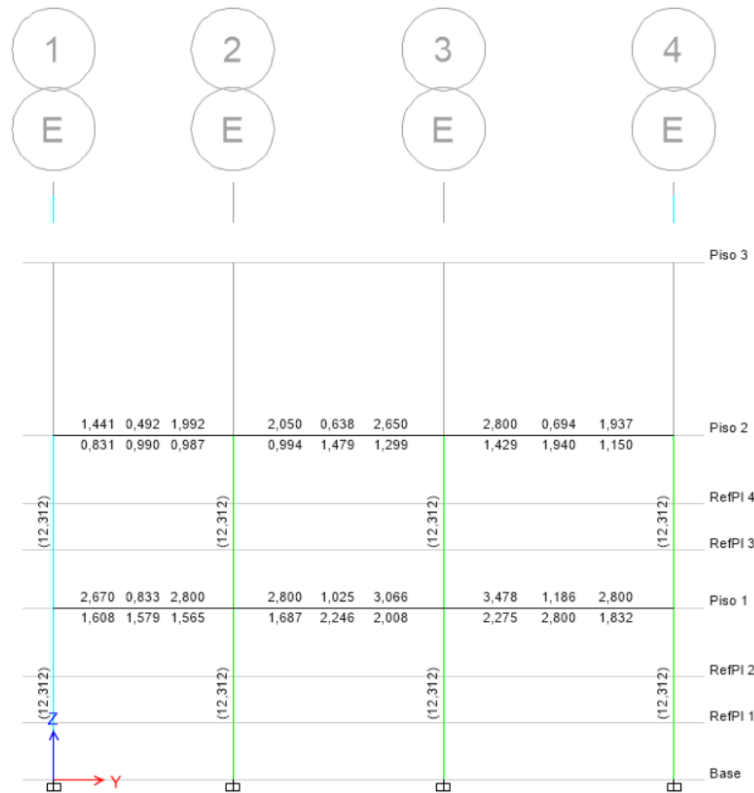
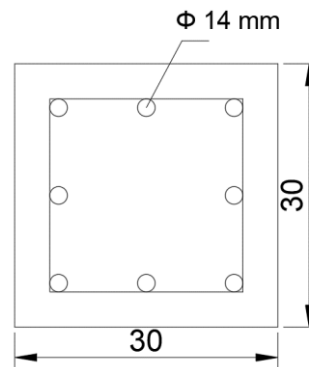


Ilustración 53: Acero en columnas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Datos		
Sección	b	30 cm
	h	30 cm
Material	f_y	4200 kg/cm ²
	f'_c	210 kg/cm ²
	E_s	200055,66 Mpa
Momentos	$M_u(x)$	1,528 t-m
	$M_u(y)$	2,278 t-m
Carga	P_u	36,009 t

Tabla 23: Datos de columna.

Fuente: Cristhian Cáceres



3.8.2.1. Diseño a flexo-Compresión

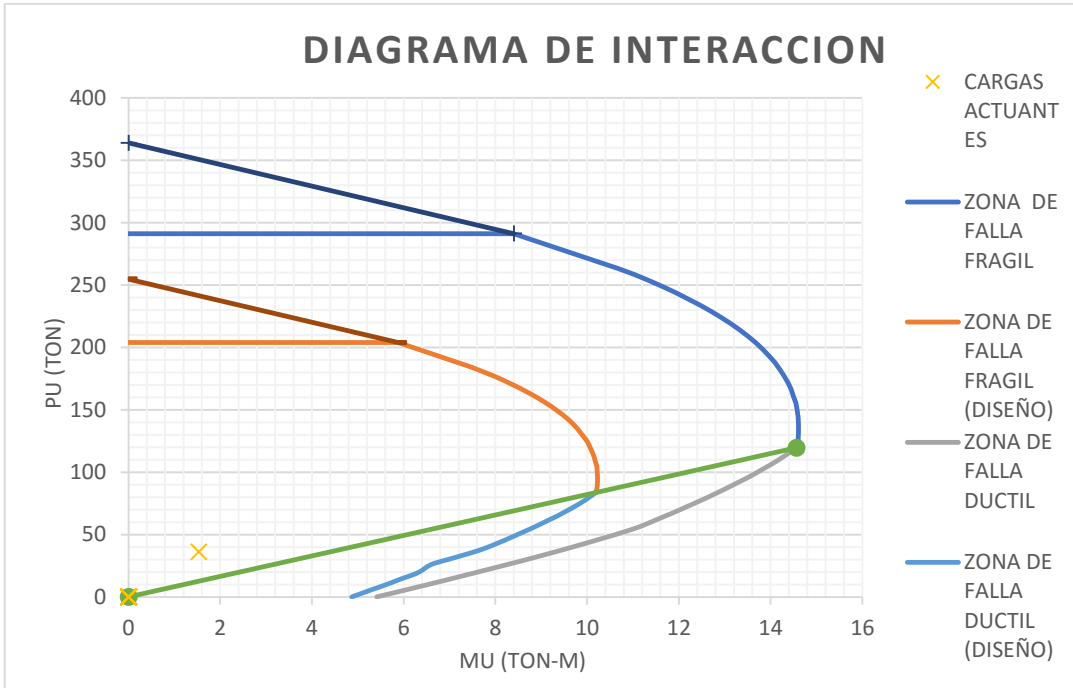


Ilustración 54: Diagrama de interacción en sentido X.
Fuente: Cristhian Cáceres

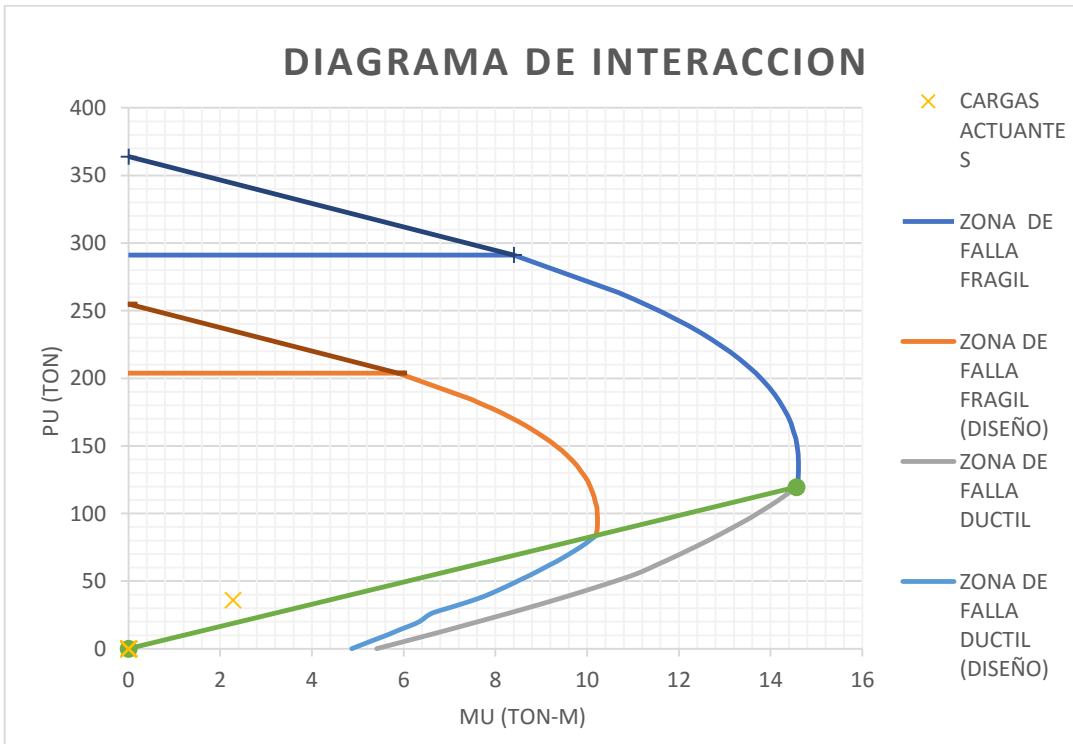


Ilustración 55: Diagrama de interacción en sentido Y.
Fuente: Cristhian Cáceres

Cuantía de acero requerido:

$$0.01 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$
$$0.01 \leq \frac{12.312 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}} \leq 0.03$$
$$0.01 \leq 0.0137 \leq 0.03 \quad \text{ok}$$

3.8.2.2. Diseño a corte

Longitud de zona de confinamiento:

- $Lo = h_c = 50 \text{ cm}$ ← mayor de todos
- $Lo = \frac{h_n}{6} = \frac{270-25}{6} = 40.83 \text{ cm}$
- $Lo = 45 \text{ cm}$

Separación de estribos en zona de confinamiento:

- $s = 10 \text{ cm}$ ← mayor de todos
- $s = 6d_b = 6(1.4 \text{ cm}) = 8.4 \text{ cm}$

Separación de estribos en zona libre:

- $s = 15 \text{ cm}$ ← mayor de todos
- $s = 6d_b = 6(1.4 \text{ cm}) = 8.4 \text{ cm}$

Estribos de confinamiento:

Dirección X, Y (columna cuadrada):

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_{ch} \cdot f'c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$
$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{10 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm} \cdot 210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot \left(\frac{30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}{22 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} - 1 \right) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_{ch} \cdot f'c}{f_{yt}}$$
$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{10 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm} \cdot 210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Colocado:

$$A_{sh} = 1 \text{ estr. } \Phi 12 \text{ mm} + 1 \text{ bincha } \Phi 10 \text{ mm} = 3.05 \text{ cm}^2$$

3.8.2.3. Armado longitudinal y transversal de columna

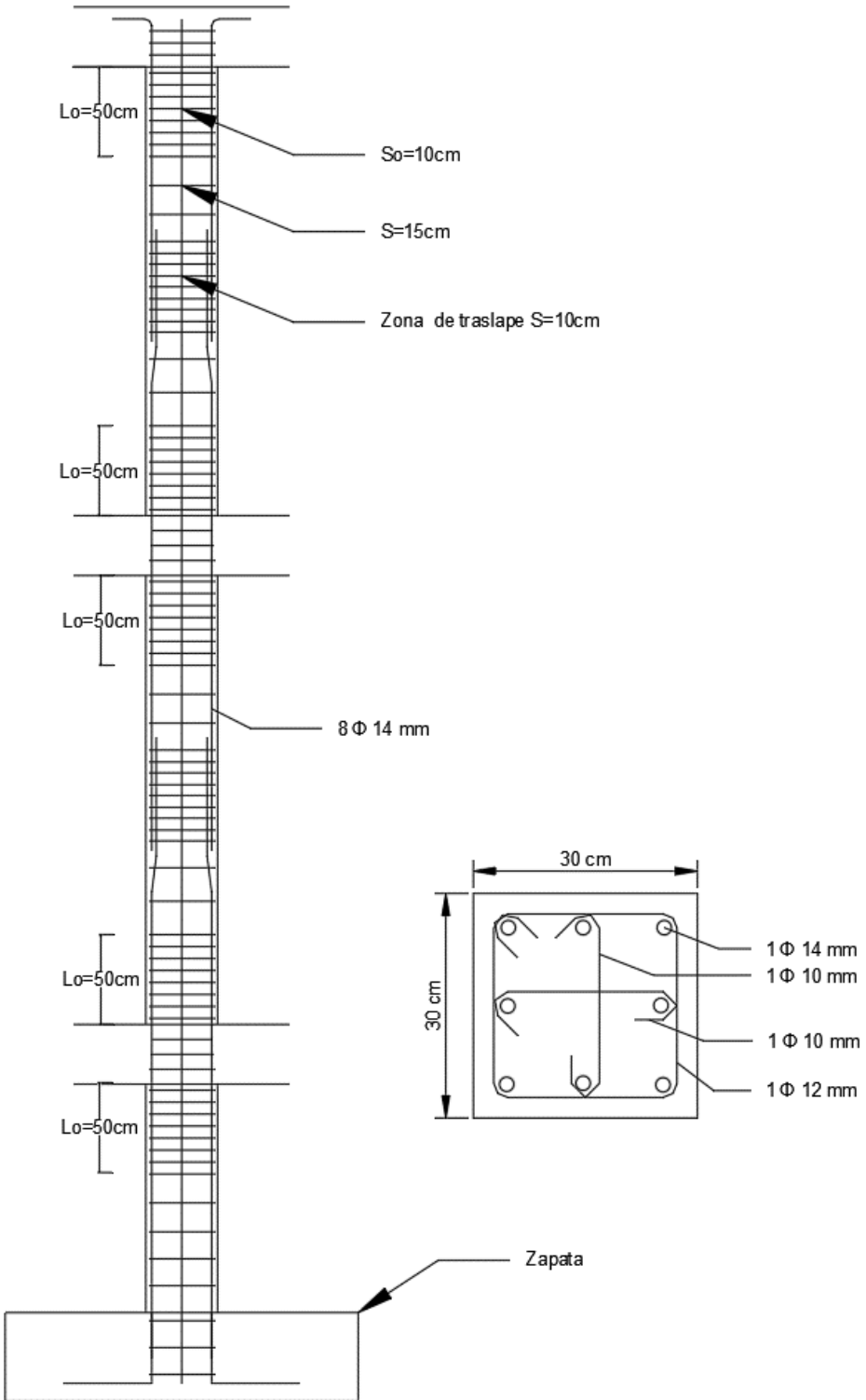


Ilustración 56: Refuerzo de columna.
Fuente: Cristhian Cáceres

3.8.3. Cimentación

Se diseñará la cimentación de la columna anterior, se trata de una zapata aislada se sección cuadrada, cuyas cargas se obtienen del programa ETABS.

3.8.3.1. Datos

Cargas:

$$P_{CM} = 25.74 t.$$

$$P_{CV} = 4.86 t.$$

$$P_{CS} = 0.42 t.$$

Materiales:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$M_{YCM} = -0.069 t \cdot m$$

$$M_{YCV} = -0.031 t \cdot m$$

$$M_{YCS} = 3.358 t \cdot m$$

Columna:

$$30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

3.8.3.2. Cargas de servicio

$$P = P_{CM} + P_{CV} + P_{CS}$$

$$P = 25.74 t + 4.86 t + 0.42 t$$

$$P = 31.02 t$$

$$M = M_{YCM} + M_{YCV} + M_{YCS}$$

$$M = -0.069 t \cdot m - 0.031 t \cdot m + 3.358 t \cdot m$$

$$M = 3.258 t \cdot m$$

3.8.3.3. Área de cimentación

$$A = \frac{FM \cdot P}{q_{adm}} \quad FM = 1.3$$

$$A = \frac{1.3 \cdot 31.02 t}{15 \text{ t/m}^2} = 2.69 \text{ m}^2$$

$$B = L = \sqrt{A} = 1.64 \text{ m} \approx 1.65 \text{ m}$$

3.8.3.4. Excentricidad

$$\text{Longitud de comparación: } \frac{L}{6} = \frac{1.65}{6} = 0.275 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{3.258 t \cdot m}{31.02 t} = 0.105 \text{ m}$$

$$0.105 \text{ m} < 0.275 \text{ m} \therefore \text{primer caso}$$

3.8.3.5. Revisión de esfuerzos

Para el diseño sísmico se debe incrementar la capacidad del suelo un 33%:

$$q_{adm} = 1.33(15 \text{ t/m}^2) = 19.95 \text{ t/m}^2$$

Asumiremos un espesor de 30 cm para determinar el peso de la zapata:

$$P_{zap.} = 0.3 \text{ m} (1.65 \text{ m})^2 \cdot 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.96 \text{ t} \approx 2 \text{ t}$$

$$q_{s\ 1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{s\ 1,2} = \frac{33.02 \text{ t}}{1.65 \text{ m} \cdot 1.65 \text{ m}} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.105 \text{ m}}{1.65 \text{ m}} \right)$$

$$q_{s\ 1} = 16.76 \text{ t/m}^2 < 19.95 \text{ t/m}^2 \quad \text{ok}$$

$$q_{s\ 2} = 7.50 \text{ t/m}^2 < 19.95 \text{ t/m}^2 \quad \text{ok}$$

3.8.3.6. Cargas últimas

$$P_u = 1.2 P_{CM} + 1.6 P_{CV} + 0.5 P_{CS}$$

$$M_u = 1.2 M_{YCM} + 1.6 M_{YCV} + 0.5 M_{YCS}$$

$$P_u = 1.2(27.74) + 1.6(4.86) + 0.5(0.42) \quad M_u = 1.2(-0.069) - 1.6(0.031) + 0.5(3.358)$$

$$P_u = 38.57 \text{ t}$$

$$M_u = 3.24 \text{ t} \cdot \text{m}$$

3.8.3.7. Esfuerzos últimos

$$q_{su\ 1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_u}{L} \right)$$

$$q_{s\ 1,2} = \frac{38.57 \text{ t}}{1.65 \text{ m} \cdot 1.65 \text{ m}} \left(1 \pm \frac{6 \cdot (3.24 \text{ t} \cdot \text{m} / 38.57 \text{ t})}{1.65 \text{ m}} \right)$$

$$q_{s\ 1} = 18.49 \text{ t/m}^2$$

$$q_{s\ 2} = 9.83 \text{ t/m}^2$$

3.8.3.8. Corte unidireccional

Condición para corte unidireccional:

$$v_{cu} \geq v_{uu}$$

Esfuerzo unidireccional del hormigón:

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo unidireccional ultimo:

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi \cdot A_u} \quad \phi = 0.75$$

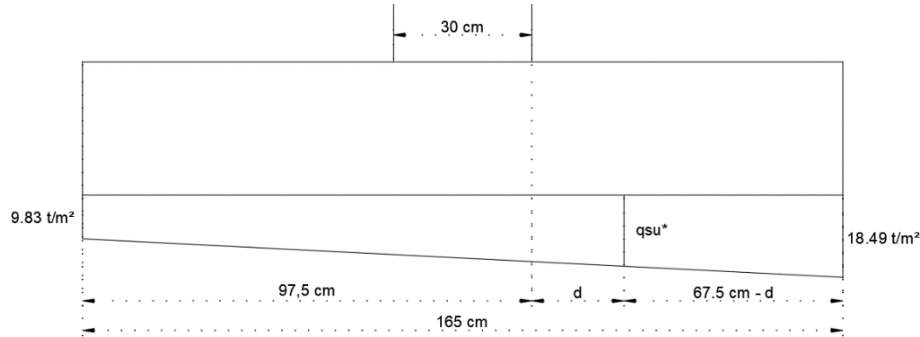


Ilustración 57: Sección crítica para cortante unidireccional.
Fuente: Cristhian Cáceres

Semejanza de triángulos:

$$\frac{18.49 - 9.83}{1.65} = \frac{qsu}{0.975 + d}$$

$$qsu = 5.12 + 5.25 d$$

$$qsu^* = 5.12 + 5.25 d + 9.83$$

$$qsu^* = 14.95 + 5.25 d$$

$$V_{uu} = \left(\frac{(14.95 + 5.25 d) + 18.49}{2} \right) (0.675 - d)(1.65)$$

$$V_{uu} = -4.33125 \cdot (d - 0.675) \cdot (d + 6.36952)$$

Condición:

$$76.8 = \frac{-4.33125 \cdot (d - 0.675) \cdot (d + 6.36952)}{0.75 \cdot (1.65 m \cdot d)}$$

$$d = 0.1547 m \quad h = 0.1547 + 0.075 = 0.2297 m$$

3.8.3.9. Corte bidireccional

Condición para cortante bidireccional:

$$v_{cb} \geq v_{ub}$$

Esfuerzo bidireccional del hormigón:

$$v_{cb} = 1.06 \sqrt{f'c} = 1.06 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 15.36 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo bidireccional ultimo:

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b} \quad \phi = 0.75$$

$$V_{ub} = \left(\frac{18.49 + 9.83}{2} \right) (1.65 \cdot 1.65 - (d + 0.3)^2)$$

$$V_{ub} = -14.16 d^2 - 8.496 d + 37.2762$$

Condición:

$$153.6 = \frac{-14.16 d^2 - 8.496 d + 37.2762}{0.75 \cdot 4 \cdot (0.3 + d) \cdot d}$$

$$d = 0.165 \text{ m} \quad h = 0.165 + 0.075 = 0.24 \text{ m}$$

El corte bidireccional es más crítico, sin embargo, la altura mínima de zapatas para estructuras con riesgo sísmico es de $h = 30 \text{ cm}$, por lo que se procede a usar este valor.

$$d_{real} = 0.3 \text{ m} - 0.075 \text{ m} = 0.225 \text{ m}$$

3.8.3.10. Momento último

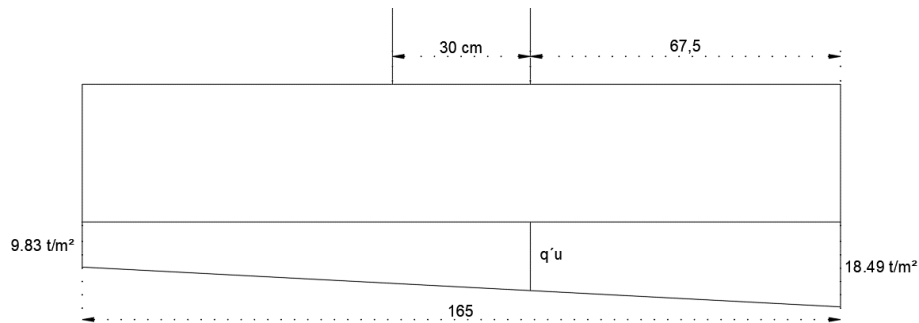


Ilustración 58: Diagrama para cálculo de momento último.
Fuente: Cristhian Cáceres

Semejanza de triángulos:

$$\frac{18.49 - 9.83}{1.65} = \frac{q'u}{0.675}$$

$$q'u = 3.543 + 9.83 = 13.37 \text{ t/m}^2$$

$$Mu = \frac{13.37 \cdot (0.675)^2}{2} + \frac{(18.49 - 13.37)(0.675)}{2} \cdot \frac{0.675}{3}$$

$$Mu = 3.435 \text{ t} \cdot \text{m}$$

3.8.3.11. Revisión de altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi \cdot Ru \cdot b}} \quad Ru = 39.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{3.435 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot 100000}{0.9 \cdot 39.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}}} = 9.80 \text{ cm}$$

$$0.225 \text{ m} > 0.098 \text{ m} \quad \text{ok}$$

3.8.3.12. Acero de refuerzo

Acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot k \cdot d \cdot fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy}$$

$$k = \frac{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 22.5 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$k = 95.625 \text{ cm}^2$$

$$As = 95.625 \text{ cm}^2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.435 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot 100000}{0.9 \cdot 95.625 \text{ cm}^2 \cdot 22.5 \text{ cm} \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$4.13 \text{ cm}^2 < 5.4 \text{ cm}^2 \therefore \text{se usa acero minimo}$$

Acero colocado:

$$As = 5 \Phi 12 \text{ mm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 1 \Phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

3.8.3.13. Longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{1.4 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$l_d = \left(\frac{4200 \cdot 0.0981 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1.4 \sqrt{210 \cdot 0.0981}} \right) 0.012 = 0.778 \text{ m}$$

$$l_{\text{hierro}} = \frac{l - \text{recubrimiento}}{2}$$

$$l_{\text{hierro}} = \frac{1.65 \text{ m} - 0.15 \text{ m}}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$0.778 \text{ m} > 0.75 \text{ m} \therefore$ Se necesita pata en los hierros

3.8.3.14. Armadura de refuerzo

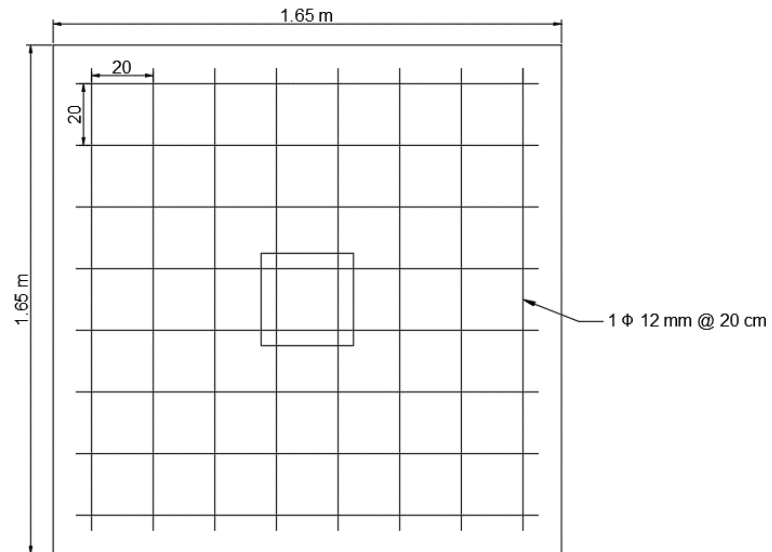


Ilustración 59: Armadura de refuerzo en zapata.
Fuente: Cristhian Cáceres

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING

Para el desarrollo de este capítulo se tomará en consideración lo que dice la norma NEC-SE-VIVIENDA: “Vivienda de hasta dos pisos con luces de hasta 5m”, en el inciso 6.8, Muros portantes livianos de acero (Steel Framing), menciona que la estructura deberá ser diseñada de acuerdo con la norma AISI S200-07 o en su defecto el: “Manual de Ingeniería de Steel Framing del ILAFA” (Instituto Latinoamericano del Fierro y Acero), siendo este último el que se seguirá para la presente disertación.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Como se mencionó anteriormente el proyecto a ser analizado es exactamente el mismo, con las mismas características y distribuciones tanto en planta como en elevación, por lo que se procede hacer los cálculos correspondientes. A continuación, se muestran imágenes de la estructura creada con el sistema Steel Framing.

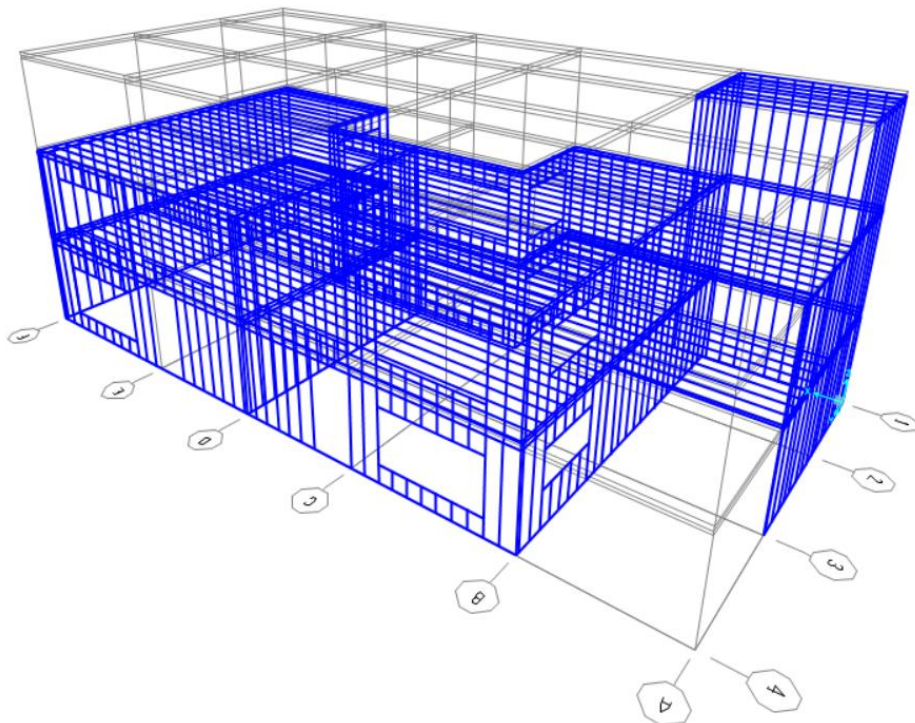


Ilustración 60: Vista en 3D de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

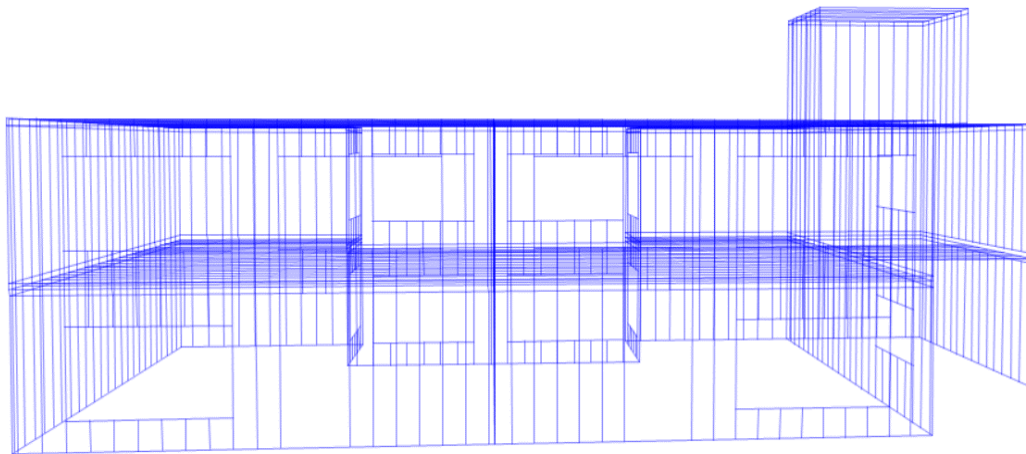


Ilustración 61: Vista frontal de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

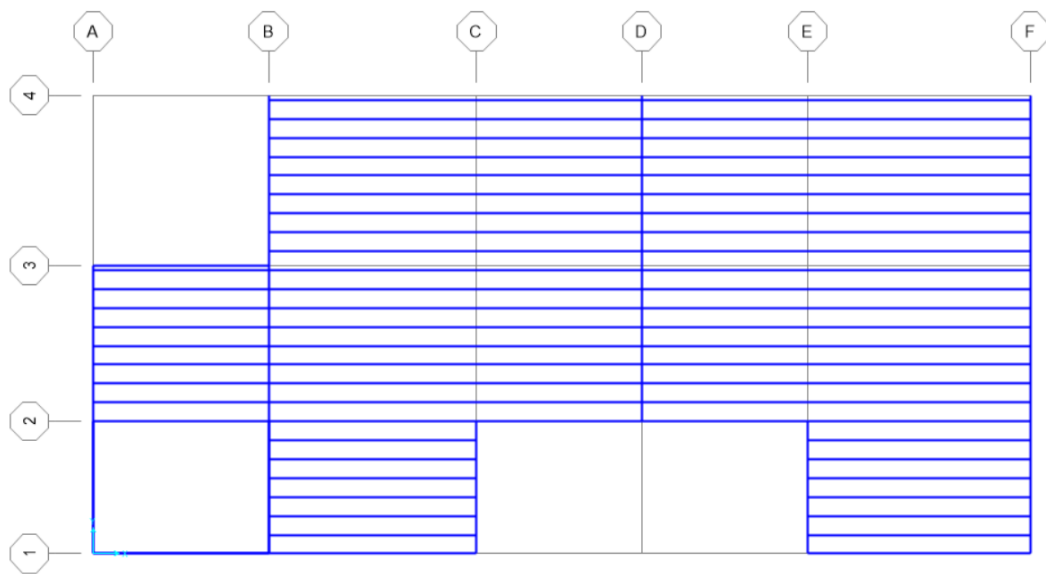


Ilustración 62: Vista en planta de la estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.2. DETERMINACIÓN DE CARGAS

Las cargas que se consideran en el modelo para el programa SAP2000 serán:

4.2.1. Carga viva

Cargas tomadas de la NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) sección 4.2.1, tabla 9

Superficie	Carga Uniforme	
	kN/m ²	kg/m ²
Escaleras	4.8	480
Departamento	2.0	200
Cubierta	1.0	100
Cubierta no accesible	0.7	70

Tabla 24: Carga viva S.F.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.2.2. Carga muerta

Para determinar la carga muerta aplicada sobre el entrepiso se procederá hacer los respectivos cálculos, tanto para la opción de entrepiso seco, como la opción de entrepiso húmedo. Compararlas y apreciar la ventaja que tiene la construcción en seco del Steel Framing minimizando el uso de hormigón y por consiguiente la disminución considerablemente la carga muerta.

Entrepiso Seco:

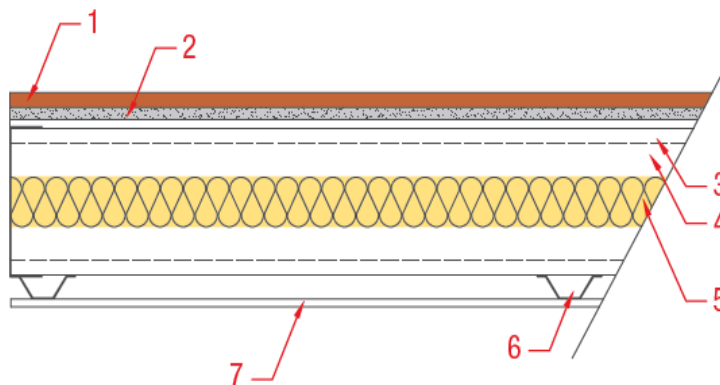


Ilustración 63: Detalle del entrepiso seco.
Fuente: Manual "Barbieri" para Steel Framing.

1) Baldosa cerámica	28.0 kg/m ²
2) Capa de nivelación	28.5 kg/m ²
3) Panel de OSB	7.0 kg/m ²
4) Perfil G	2.5 kg/m ²
5) Aislación termoacústica	1.6 kg/m ²
6) Perfil omega 12.5 x 0.5	0.6 kg/m ²
7) Panel de yeso 10 mm	7.0 kg/m ²
Total	75.2 kg/m ²

Entrepiso húmedo:

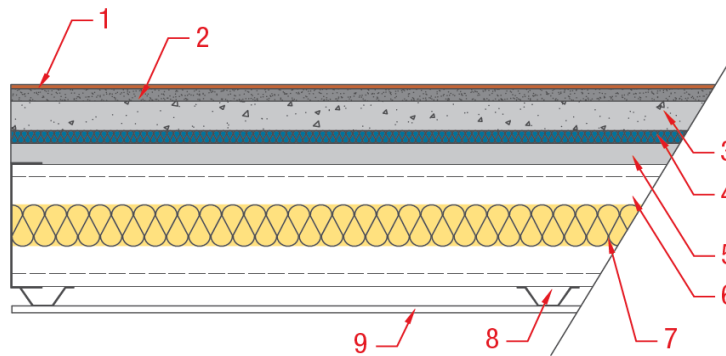


Ilustración 64: Detalle del entrepiso húmedo.
Fuente: Manual “Barbieri” para Steel Framing.

1) Baldosa cerámica	28.0 kg/m ²
2) Capa de nivelación	28.5 kg/m ²
3) Hormigón simple	120.4 kg/m ²
4) Malla electrosoldada	3.1 kg/m ²
5) Placa colaborante	7.0 kg/m ²
6) Perfil G	2.5 kg/m ²
7) Aislación termoacústica	1.6 kg/m ²
8) Perfil omega 12.5 x 0.5	0.6 kg/m ²
9) Panel de yeso 10 mm	7.0 kg/m ²
Total	198.7 kg/m ²

Panel Estructural:

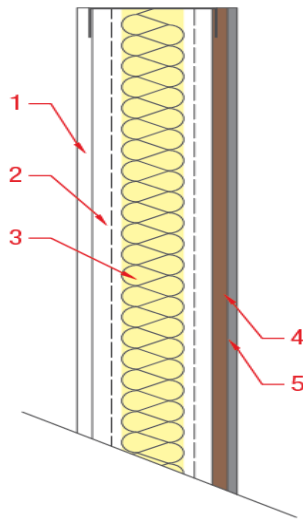


Ilustración 65: Detalle de panel estructural estándar.
Fuente: Manual “Barbieri” para Steel Framing.

1) Panel de yeso 12.5 mm	9.0 kg/m ²
2) Perfil C	1.5 kg/m ²
3) Aislación termoacústica	1.6 kg/m ²
4) Perfil omega 12.5 x 0.5	7.0 kg/m ²
5) Panel de yeso 10 mm	16.0 kg/m ²
Total	35.1 kg/m ²

Carga muerta para cubiertas:

Entrepiso seco = 75,2 kg/m² ≈ 80 kg/m²

Entrepiso húmedo = 198.7 kg/m² ≈ 200 kg/m²

Carga muerta para departamento:

Entrepiso seco = 80 kg/m² + 35.1kg/m² = 115.1kg/m² ≈ 120 kg/m²

Entrepiso húmedo = 200 kg/m² + 35.1kg/m² = 235.1kg/m² ≈ 240 kg/m²

Superficie	Carga Uniforme			
	Ent. Seco		Ent. Húmedo	
	kN/m ²	kg/m ²	kN/m ²	kg/m ²
Cubiertas	0.8	80	2.0	200
Entrepiso seco	1.2	120	2.4	240

Tabla 25: Carga muerta S.F.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.3. ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro de diseño elástico de la estructura con Steel Framing es exactamente el mismo que con el obtenido de hormigón armado, ya ningún factor es afectado. Por el contrario, el espectro inelástico si cambia debido a que el coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) para estructuras de acero conformado en frio según la NEC es de 2,5.

4.3.1. Gráficos y datos obtenidos

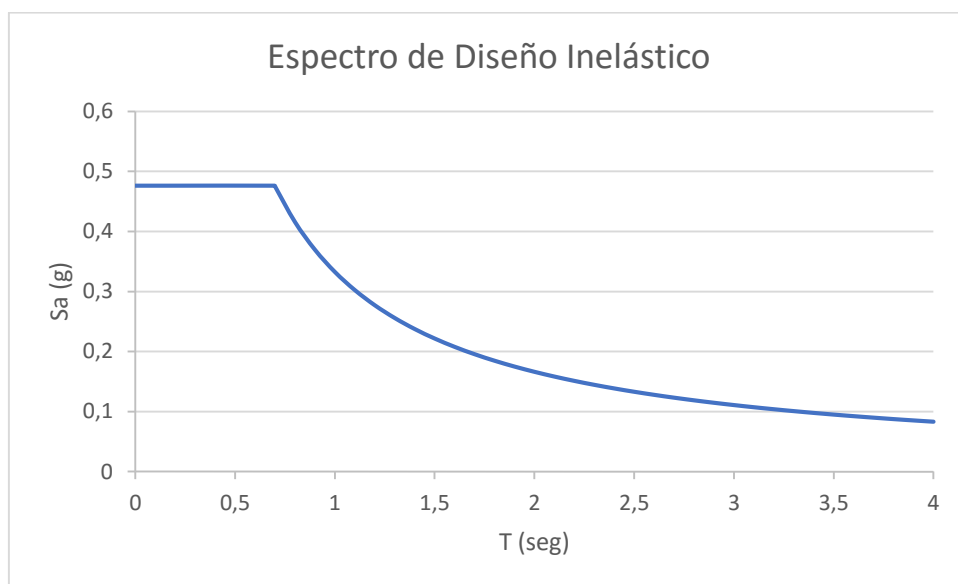


Ilustración 66: Espectro sísmico Inelástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	Sa (g)
0	0,47616	1,4	0,23743378	2,4	0,13850304	3,4	0,09776685
0,1669	0,47616	1,5	0,22160486	2,5	0,13296292	3,5	0,09497351
0,6981	0,47616	1,6	0,20775456	2,6	0,12784896	3,6	0,09233536
0,7	0,47486757	1,7	0,1955337	2,7	0,12311381	3,7	0,08983981
0,8	0,41550912	1,8	0,18467072	2,8	0,11871689	3,8	0,0874756
0,9	0,36934144	1,9	0,17495121	2,9	0,11462321	3,9	0,08523264
1	0,3324073	2	0,16620365	3	0,11080243	4	0,08310182
1,1	0,30218845	2,1	0,15828919	3,1	0,10722816		
1,2	0,27700608	2,2	0,15109423	3,2	0,10387728		
1,3	0,25569792	2,3	0,14452491	3,3	0,10072948		

Tabla 26: Datos del espectro de diseño Inelástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.4. CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

4.4.1. Factor de reducción de resistencia sísmica R

$$R = 2.5$$

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5

Tabla 27: Resumen “Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada”.
Fuente: NEC-SE-DS

4.4.2. Periodo de vibración T

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

$$h_n = 2 \cdot 2.7 \text{ m} = 5.4 \text{ m}$$

$$T = 0.073 \cdot 5.4^{0.75}$$

$$T = 0.2586 \text{ s}$$

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 28: Coeficientes para periodo de vibración.
Fuente: NEC-SE-DS

4.4.3. Determinación de factor $S_a(T_a)$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \left(\frac{0.6981}{0.2586} \right)^1$$

$$S_a = 3.2135$$

4.4.4. Determinación de cortante basal

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.0 \cdot 3.2135}{2.5 \cdot 0.9 \cdot 1.0} W$$

$$V = 1.428 W$$

4.5. DISTRIBUCION VERTICAL DE CORTANTE BASAL

PISO	Altura (m)	Hi Altura acumulada	Wi (P Total kg)	Wi * Hi	Wi * Hi/Σ	FUERZA TOTAL	Vx Acumulada
3	2,7	8,1	1754.23297	14209.2871	0.06509991	4847.01119	4847.01119
2	2,7	5,4	25192.5485	136039.762	0.62326673	46405.3014	51252.3126
1	2,7	2,7	25192.5485	68019.881	0.31163336	23202.6507	74454.9632
		Σ	52139.33	218268.93	1	74454.9632	

Tabla 29: Distribución vertical de cortante basal Steel Framing.

Fuente: Cristhian Cáceres

$$V = 1.428 W$$

$$V = 1.428 \cdot 52139.33 \text{ kg} = 74454.96 \text{ kg} = 74.45 \text{ ton}$$

4.6. DIMENSIÓN DE PERFILES

En la siguiente tabla se muestra las dimensiones de los perfiles estructurales que serán introducidos en el programa SAP 2000. La separación elegida entre montantes y vigas de entrepiso será de 40 cm, debido a que esta es la separación estándar en la industria de prefabricados y de la mayoría de los proyectos que utilizan el sistema Steel Framing. De esta manera se reduce los esfuerzos que cada perfil debe resistir, minimizando la probabilidad de sobrecargas y fallos en la estructura.

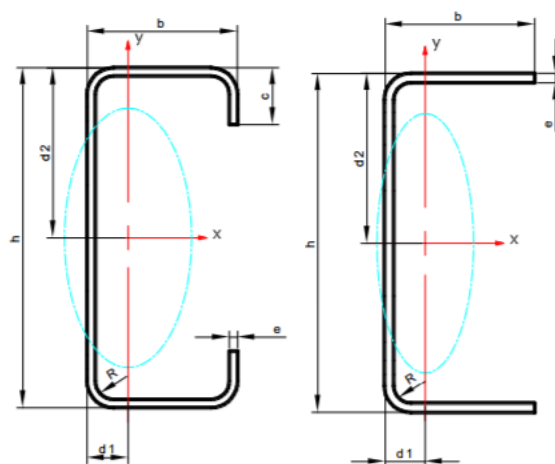


Ilustración 67: Perfiles tipo G y C.
Fuente: NTE INEN 1623:2015

Elemento	Asignación	Dimensiones			
		h (mm)	b (mm)	c (mm)	e (mm)
Montante	PGG 100x50x15x2	100	50	15	2
Solera	PGC 100x50x2	104	50	-	2
Viga	PGG 200x50x15x2	200	50	15	2
Cenefa	PGC 200x50x2	204	50	-	2

Tabla 30: Dimensión de perfiles estructurales.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.7. ANALISIS ESTRUCTURAL

4.7.1. Modelación de la estructura

Para la modelación de la estructura se definirán los siguientes parámetros:

4.7.1.1. Propiedades de los materiales:

- Limite de fluencia: $f_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo de elasticidad del acero: $E = 2.000.00 \text{ kg/cm}^2$

4.7.1.2. Combinaciones de carga:

- Combinación 1: $U=1.4D$
- Combinación 2: $U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 3: $U=1.2D+1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$
- Combinación 4: $U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- Combinación 5: $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
- Combinación 6: $U=0.9D+1.0W$
- Combinación 7: $U=0.9D+1.0E$

4.7.2. Modelo

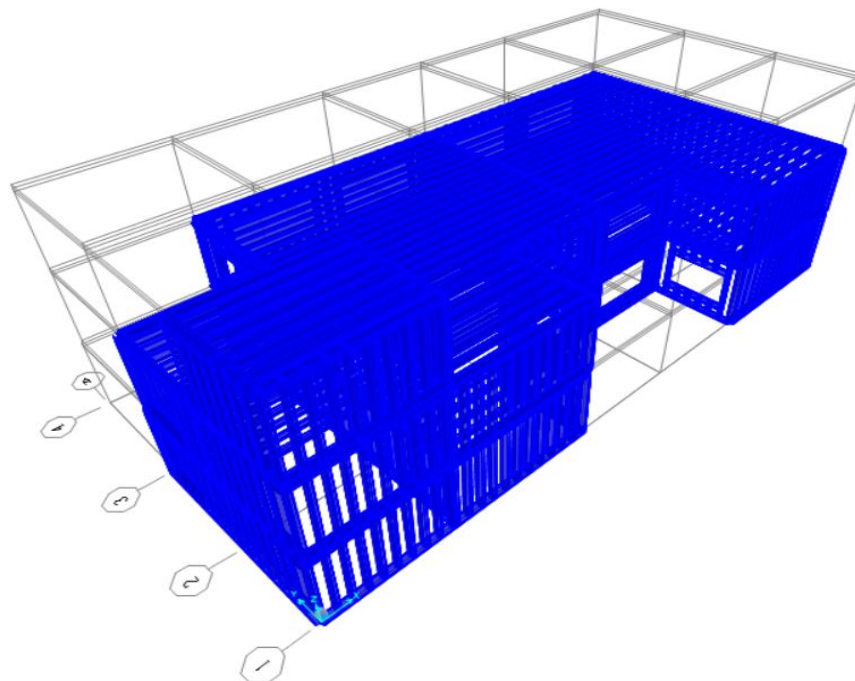


Ilustración 68: Modelo 3D de la estructura en Steel Framing.
Fuente: Cristhian Cáceres

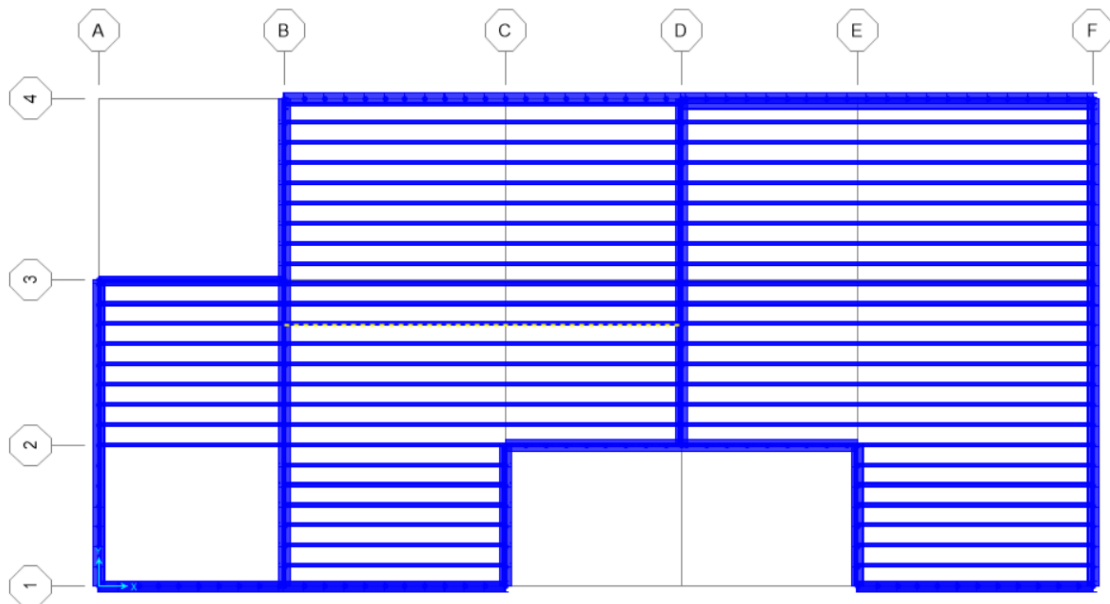


Ilustración 69: Vista en planta del modelo en Steel Framing.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.7.3. Derivas de piso

Se debe hacer un control de los desplazamientos horizontales de la estructura causadas por el sismo, se la debe revisar en cada piso y en dirección X y Y del sismo. según la norma NEC se debe aplicar la siguiente formula:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \leq 0.02$$

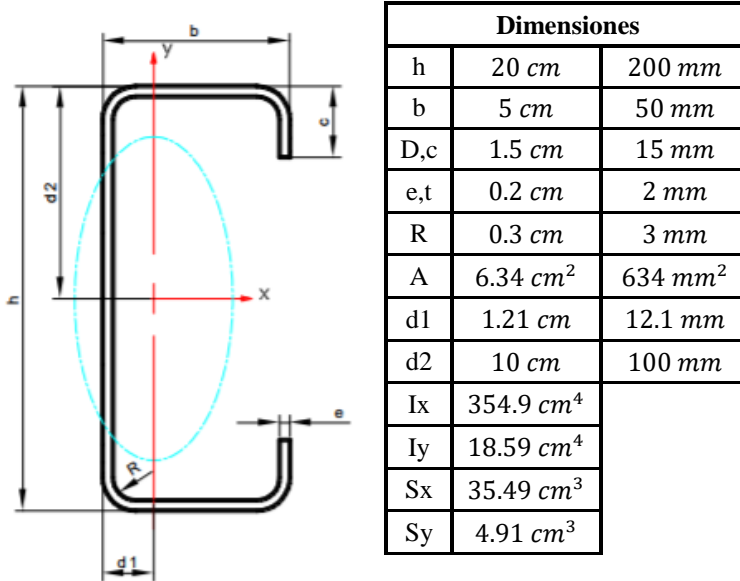
	Elevación	R	Δ_E Dir. X	Δ_M	$\Delta_M \leq 0.02$	Δ_E Dir. Y	Δ_M	$\Delta_M \leq 0.02$
Piso 3	8,1 m	2.5	0,008307	0,01557	Ok	0,009564	0,01793	Ok
Piso 2	5,4 m	2.5	0,008217	0,01540	Ok	0,009236	0,01731	Ok
Piso 1	2,7 m	2.5	0,007055	0,01322	Ok	0,009026	0,01692	Ok
Base	0 m	2.5	0	0	Ok	0	0	Ok

Tabla 31: Control de derivas de piso Steel Framing.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.8. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.8.1. Diseño a flexión

El perfil “PGG 200x50x15x2” será diseñado para viga de entrepiso.



4.8.1.1. Cálculo de secciones efectivas:

Labios:

$$w = c - (R + t) = 15 - (3 + 2) = 10 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{10}{2} = 5 < 60 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de labio a compresión:

El labio es un atiesador de borde sujeto a gradiente de esfuerzos, por lo que se aplica la Sección B3.2.

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

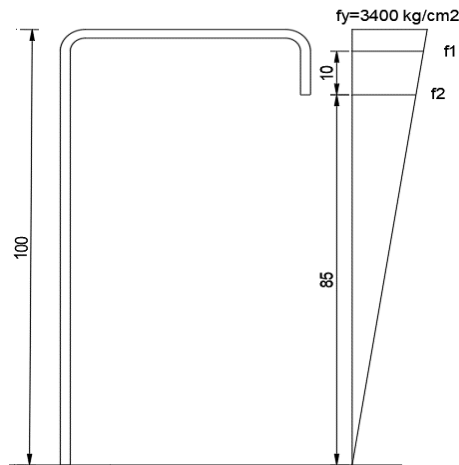
$$f = F_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$\mu = 0.3$$

$$k = \frac{0.578}{\psi + 0.34}$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1}$$



$$\frac{3400}{100} = \frac{f_1}{95} = \frac{f_2}{85}$$

$$f_1 = 3230 \frac{kg}{cm^2} ; \quad f_2 = 2890 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1} = \frac{2890}{3230} = 0.895$$

$$k = \frac{0.578}{\psi + 0.34} = \frac{0.578}{0.895 + 0.34} = 0.468$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 0.468 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{10}\right)^2 = 33838.64$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3400}{33838.64}} = 0.317 \leq 0.673$$

$$c = w = 10 \text{ mm}$$

- Sección efectiva labio a tensión:

En elementos a tensión toda la sección es efectiva.

$$c = w = 10 \text{ mm}$$

Alas:

$$w = b - 2(R + t) = 50 - 2(3 + 2) = 40 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{40}{2} = 20 < 60 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de ala a compresión:

El ala de compresión es un elemento sujeto a compresión uniforme con un atiesador de borde, el ancho efectivo b deberá determinarse acorde a la Sección B4.

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.28 \sqrt{\frac{2000000}{3400}} = 31.04$$

$$0.328(S) = 0.328(31.04) = 10.18$$

$$\text{como } \frac{w}{t} = 20 > 10.18 \text{ entonces:}$$

$$b_1 = (b/2)(R_l)$$

$$b_2 = b - b_1$$

$$d_s = d'_s(R_l)$$

El ancho efectivo b , se debe calcular de acuerdo con la Sección B2.1 con el coeficiente de pandeo de la placa, k , como se muestra en la Tabla B4-1 a continuación:

Refuerzo de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)	
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$3.57(R_l)^n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(R_l)^n + 0.43 \leq 4$

Tabla 32: Refuerzo de labio simple.

Fuente: AISI S100-2007

$$\frac{D}{w} = \frac{15}{40} = 0.375 \text{ entonces:}$$

$$k = (4.82 - 5 D/w)(R_l)^n + 0.43 \leq 4$$

$$R_l = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_s = \frac{t \cdot c^3}{12} = \frac{2 \cdot 10^3}{12} = 166.67 \text{ cm}^4$$

$$Ia = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right]^3 \leq t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} + 5 \right]$$

$$Ia = 399 \cdot 2^4 \left[\frac{40/2}{31.04} - 0.328 \right]^3 \leq 2^4 \left[115 \frac{40/2}{31.04} + 5 \right]$$

$$Ia = 202.08 \leq 1265.57 \quad ok$$

$$R_I = \frac{I_s}{Ia} = \frac{166.67}{202.08} = 0.823 \leq 1 \quad ok$$

$$n = \left(0.582 - \frac{w/t}{4S} \right) \geq 0.33$$

$$n = \left(0.582 - \frac{40/2}{4(31.04)} \right) = 0.421 \geq 0.33 \quad ok$$

$$k = (4.82 - 5(15/40))(0.823)^{0.421} + 0.43 = 3.14 \leq 4 \quad ok$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$f = Fy = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 = 3.14 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{40} \right)^2 = 14189.82$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3400}{14189.82}} = 0.489 \leq 0.673$$

$$b = w = 40 \text{ mm}$$

$$b_1 = (b/2)(R_I) = (40/2)(0.823) = 16.46 \text{ mm}$$

$$b_2 = b - b_1 = 40 - 16.46 = 23.54 \text{ mm}$$

- Labio a compresión modificado:

$$d_s = d'_s(R_I)$$

$$d'_s = c = 10 \text{ mm}$$

$$d_s = d'_s(R_I) = 10(0.823) = 8.23 \text{ mm}$$

- Sección efectiva de ala a tensión:

En elementos a tensión toda la sección es efectiva

$$b = w = 10 \text{ mm}$$

Alma:

$$w = h - 2(R + t) = 200 - 2(3 + 2) = 190 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{190}{2} = 95 < 200 \quad \text{ok}$$

- Alma a compresión:

El alma es un elemento rigidizado bajo gradiente de esfuerzos, el ancho efectivo b_c deberá determinarse acorde a la Sección B2.3.

$$w = 95 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{b_o} = \frac{200}{50} = 4 \leq 4 \text{ entonces:}$$

$$b_1 = b_c / (3 + \psi)$$

$$b_2 = b_c / 2 \quad \text{si } \psi > 0.236$$

$$b_2 = b_c - b_1 \quad \text{si } \psi \leq 0.236$$

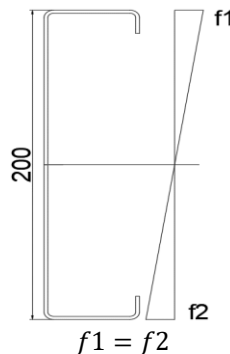
$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$f = Fy = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 - \psi)$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1}$$



$$\psi = \frac{f_2}{f_1} = 1$$

$$k = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1) = 24$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 24 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{95}\right)^2 = 19227.87$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3400}{19227.87}} = 0.421 > 0.673$$

$$b_c = w = 95 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_e / (3 + \psi) = 95 / (3 + 1) = 23.75 \text{ mm}$$

$$\psi = 1 > 0.236$$

$$b_2 = b_e / 2 = 95 / 2 = 47.5 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 \leq b_c$$

$$23.75 + 47.5 = 71.25 \leq 95 \quad \text{ok}$$

Elementos circulares:

$$r = R + \frac{t}{2} = 3 + \frac{2}{2} = 4 \text{ mm}$$

$$L = \frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot 4}{2} = 6.28 \text{ mm}$$

4.8.1.2. Cálculo de eje neutro con secciones efectivas:

Coordenadas centroidales (Y) respecto a la fibra extrema superior de las secciones efectivas:

- Elementos circulares superiores (1):

$$c = 0.637(r) = 0.637(4) = 2.548 \text{ mm}$$

$$y = (r - c) + t/2 = (4 - 2.548) + 2/2 = 2.452$$

- Elementos circulares inferiores (2):

$$y = h - 2.452 = 200 - 2.452 = 197.548 \text{ mm}$$

- Ala superior (3):

$$y = t/2 = 2/2 = 1 \text{ mm}$$

- Ala inferior (4):

$$y = h - \frac{t}{2} = 200 - \frac{2}{2} = 199 \text{ mm}$$

- Labio superior (5):

$$y = d_s/2 + (R + t) = 8.23 / 2 + (3 + 2) = 9.115 \text{ mm}$$

- Labio inferior (6):

$$y = h - (c/2 + (R + t)) = 200 - (10/2 + (3 + 2)) = 190 \text{ mm}$$

- Alma (7), (8):

$$y = b1/2 + (R + t) = 23.75/2 + (3 + 2) = 16.875 \text{ mm}$$

$$y = h - (b2 + 95)/2 - (R + t) = 200 - (47.5 + 95)/2 - (3 + 2) = 123.75 \text{ mm}$$

Elemento	Longitud efectiva L (mm)	y (mm)	Ly (mm ²)	Ly ² (mm ³)
1	12.56	2.452	30.79712	75.5145382
2	12.56	197.548	2481.20288	490156.667
3	40	1	40	40
4	40	199	7960	1584040
5	8.23	9.115	75.01645	683.774942
6	10	190	1900	361000
7	23.75	16.875	400.78125	6763.18359
8	142.5	123.75	17634.375	2182253.91
	289.6		30522.1727	4625013.05

Tabla 33: Eje neutro con secciones efectivas.

Fuente: AISI S100-2007

$$y_{cg} = \frac{\sum Ly}{\sum L} = \frac{30522.17}{289.6} = 105.39 \text{ mm}$$

4.8.1.3. Momento de inercia de la sección lineal:

Se considera que $I_{xx} = 0$ para los elementos 1 y 2 ya que sus valores reales son insignificantes y su contribución a $\sum I_{xx}$ será despreciable.

$$\text{Elemento 3: } I_{xx} = \frac{40 \cdot 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 4: } I_{xx} = \frac{40 \cdot 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 6: } I_{xx} = \frac{1 \cdot 10^3}{12} = 83.33 \text{ mm}^4$$

Elemento 7: $I_{xx} = \frac{1 \cdot 23.75^3}{12} = 1116.37 \text{ mm}^4$

Elemento 8: $I_{xx} = \frac{1 \cdot 142.5^3}{12} = 241136.72 \text{ mm}^4$

$$\Sigma I_{xx} = 242343.08$$

$$I'_x = \Sigma I_{xx} + \Sigma L y^2 - y_{cg}^2 \cdot \Sigma L$$

$$I'_x = 242343.08 + 4625013.05 - 105.39^2 \cdot 289.6 = 1650753.842 \text{ mm}^3$$

4.8.1.4. Momento de inercia de la sección total

$$I_x = I'_x \cdot t = 1650753.84 \cdot 2 = 3301507.68 \text{ mm}^4$$

4.8.1.5. Módulo de sección con respecto a la fibra extrema superior

$$S_e = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{3301507.68}{105.39} = 31326.57 \text{ mm}^3 = 31.33 \text{ cm}^3$$

4.8.1.6. Momento de Diseño

La resistencia a flexión se determina acorde a la Sección C3.1.1.

$$M_n = S_e \cdot F_y$$

$$M_n = 31.33 \text{ cm}^3 \cdot 3400 \text{ kg/cm}^2 = 106522 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_u = \Phi_b M_n$$

para alas de compresión atiesadas $\Phi_b = 0.95$

$$M_u = 0.95 \cdot 106522 = 101195.9 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

4.8.1.7. Comprobación de resistencia

El programa SAP2000 arrojo los siguientes datos de la viga más cargada:

$$M_{CM} = 190.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CV} = 470.68 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CS} = 55.59 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_a = 1.2 M_{CM} + 1.6 M_{CV} + 0.5 M_{CS}$$

$$M_a = 1.2 (190.8) + 1.6 (470.68) + 0.5 (55.59) = 1009.84 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_u \geq M_a$$

$$101195.9 \text{ kg} \cdot \text{m} \geq 1009.84 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

4.8.2. Diseño a corte

El diseño a corte se determina acorde a la Sección C3.2.1

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

$$A_w = 6.34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}}$$

$$k_v = 5.34$$

$$\frac{190}{2} > 1.51 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6 \cdot 5.34}{3400}}$$

como $95 > 84.63$ entonces:

$$F_v = 0.904 \cdot E \cdot k_v / \left(\frac{h}{t}\right)^2$$

$$F_v = 0.904 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 5.34 / \left(\frac{190}{2}\right)^2 = 1069.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = 6.34 \cdot 1069.78 = 6782.4 \text{ kg}$$

$$V_u = \Phi_V \cdot V_n$$

$$V_u = 0.95 \cdot 6782.4 = 6443.28 \text{ kg}$$

4.8.2.1. Comprobación de resistencia

El programa SAP2000 arrojo los siguientes datos de la viga más cargada:

$$V_{CM} = 59 \text{ kg}$$

$$V_{CV} = 95 \text{ kg}$$

$$V_{CS} = 13 \text{ kg}$$

$$V_a = 1.2 V_{CM} + 1.6 V_{CV} + 0.5 V_{CS}$$

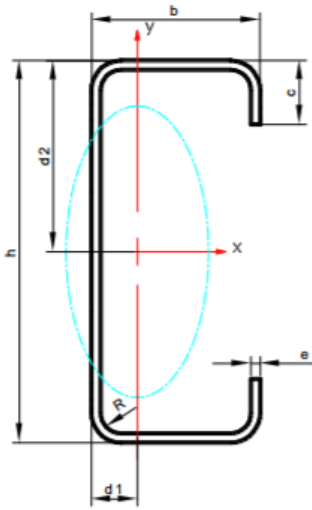
$$V_a = 1.2 (59) + 1.6 (95) + 0.5 (13) = 229.3 \text{ kg}$$

$$V_u \geq V_a$$

$$6443.28 \text{ kg} \geq 229.3 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

4.8.3. Miembros comprimidos

El perfil “PGG 100x50x15x2” será diseñado para montantes.



Dimensiones		
h	10 cm	100 mm
b	5 cm	50 mm
c	1.5 cm	15 mm
e	0.2 cm	2 mm
R	0.3 cm	3 mm
A	4.34 cm ²	434 mm ²
d1	1.73 cm	17.3 mm
d2	5 cm	50 mm
I _x	69.24 cm ⁴	
I _y	14.98 cm ⁴	
S _x	13.85 cm ³	
S _y	4.58 cm ³	

4.8.3.1. Resistencia al pandeo por flexión con respecto al eje débil.

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

$$K = 1$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14.98}{4.34}} = 1.86 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 250}{1.86}\right)^2} = 1092.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{3400}{1092.64}} = 1.76 > 1.5$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{1.76^2} \right] 3400 = 962.62 \text{ kg/cm}^2$$

4.8.3.2. Cálculo de secciones efectivas:

Labios:

$$w = c - (R + t) = 15 - (3 + 2) = 10 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{10}{2} = 5 < 14 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de labio:

El labio es un elemento sin rigidizar uniformemente comprimido, por lo que se aplica la Sección B3.1.

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$f = Fn = 962.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$\mu = 0.3$$

$$k = 0.43$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 0.43 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{10}\right)^2 = 31091.06$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3400}{31091.06}} = 0.331 \leq 0.673$$

$$c = w = 10 \text{ mm}$$

Alas:

$$w = b - 2(R + t) = 50 - 2(3 + 2) = 40 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{40}{2} = 20 < 60 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de ala a compresión:

Las alas son elementos sujetos a compresión uniforme con un atiesador de borde, el ancho efectivo b deberá determinarse acorde a la Sección B4.

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}} = 1.28 \sqrt{\frac{2000000}{962.62}} = 58.34$$

$$0.328(S) = 0.328(58.34) = 19.14$$

$$\text{como } \frac{w}{t} = 20 > 19.24 \text{ entonces:}$$

$$b_1 = (b/2)(R_f)$$

$$b_2 = b - b_1$$

$$d_s = d'_s(R_f)$$

El ancho efectivo b , se debe calcular de acuerdo con la Sección B2.1 con el coeficiente de pandeo de la placa, k , como se muestra en la Tabla B4-1 a continuación:

Refuerzo de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)	
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$3.57(R_f)^n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(R_f)^n + 0.43 \leq 4$

Tabla 34: Refuerzo de labio simple.

Fuente: AISI S100-2007

$$\frac{D}{w} = \frac{15}{40} = 0.375 \text{ entonces:}$$

$$k = (4.82 - 5 D/w)(R_f)^n + 0.43 \leq 4$$

$$R_f = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_s = \frac{t \cdot c^3}{12} = \frac{2 \cdot 10^3}{12} = 166.67 \text{ cm}^4$$

$$Ia = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right]^3 \leq t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} + 5 \right]$$

$$Ia = 399 \cdot 2^4 \left[\frac{40/2}{31.04} - 0.328 \right]^3 \leq 2^4 \left[115 \frac{40/2}{31.04} + 5 \right]$$

$$Ia = 202.08 \leq 1265.57 \quad ok$$

$$R_I = \frac{Is}{Ia} = \frac{166.67}{202.08} = 0.823 \leq 1 \quad ok$$

$$n = \left(0.582 - \frac{w/t}{4S} \right) \geq 0.33$$

$$n = \left(0.582 - \frac{40/2}{4(31.04)} \right) = 0.421 \geq 0.33 \quad ok$$

$$k = (4.82 - 5(15/40))(0.823)^{0.421} + 0.43 = 3.14 \leq 4 \quad ok$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$f = Fn = 962.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 = 3.14 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{40} \right)^2 = 14189.82$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{962.62}{14189.82}} = 0.26 \leq 0.673$$

$$b = w = 40 \text{ mm}$$

$$b_1 = (b/2)(R_I) = (40/2)(0.823) = 16.46 \text{ mm}$$

$$b_2 = b - b_1 = 40 - 16.46 = 23.54 \text{ mm}$$

- Labio modificado:

$$d_s = d'_s(R_I)$$

$$d'_s = c = 10 \text{ mm}$$

$$d_s = d'_s(R_I) = 10(0.823) = 8.23 \text{ mm}$$

Alma:

$$w = h - 2(R + t) = 100 - 2(3 + 2) = 90 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{90}{2} = 45 < 500 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva:

En el alma de los montantes se debe diseñar los agujeros para permitir el paso de instalaciones eléctricas e hidrosanitarias:

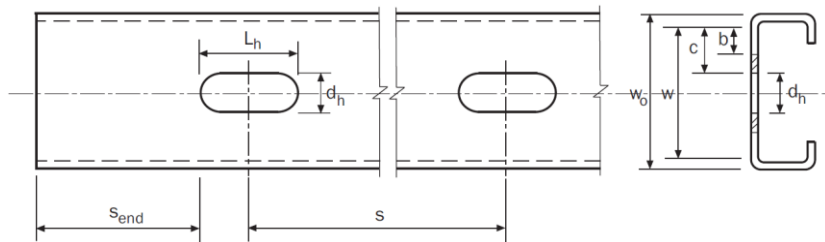


Ilustración 70: Diseño de agujeros en montantes.

Fuente: AISI S100-2007 pág. 20

$$S_{end} \geq 254 \text{ mm}$$

$$S_{end} = 300 \text{ mm} \geq 254 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

$$L_h \leq 114 \text{ mm}$$

$$L_h = 110 \text{ mm} \leq 114 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

$$d_h \leq 63.5 \text{ mm}$$

$$d_h = 38 \text{ mm} \leq 63.5 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

$$\frac{d_h}{w_o} \leq 0.5$$

$$\frac{d_h}{w_o} = \frac{38}{100} = 0.38 \leq 0.5 \quad \text{ok}$$

$$S \geq 610 \text{ mm}$$

$$S = L - 2(S_{end}) - L_h = 2500 - 2(300) - 110 = 1790 \text{ mm}$$

$$1790 \text{ mm} \geq 610 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

El alma es un elemento rigidizado sujetos a compresión uniforme con perforaciones no circulares, el ancho efectivo deberá determinarse acorde a la Sección B2.2.

$$w = 90 \text{ mm}$$

$$c = \frac{w - d_h}{2} = \frac{90 - 38}{2} = 26 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$f = 962.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{c}\right)^2$$

$$k = 0.43$$

$$F_{cr} = 0.43 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{26}\right)^2 = 4599.27$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{962.62}{4599.27}} = 0.457 \leq 0.673$$

$$b = c = 26 \text{ mm}$$

4.8.3.3. Área efectiva:

- Elementos circulares:

$$r = R + t = 3 + 2 = 5 \text{ mm}$$

$$A = \pi r^2 - \pi R^2 = \pi 5^2 - \pi 3^2 = 50.27 \text{ mm}^2$$

- Alma:

$$A = c \cdot t = 26 \cdot 2 = 52 \text{ mm}^2$$

- Ala:

$$A = b \cdot t = 40 \cdot 2 = 80 \text{ mm}^2$$

- Labio:

$$A = d_s \cdot t = 8.23 \cdot 2 = 16.46 \text{ mm}^2$$

$$A_e = \Sigma A = 198.73 \text{ mm}^2 = 1.987 \text{ cm}^2$$

4.8.3.4. Carga de diseño:

La resistencia a compresión se determina acorde a la Sección C4.

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$P_n = 1.987 \text{ cm}^2 \cdot 962.62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1913.01 \text{ kg}$$

$$P_u = \Phi_c \cdot P_n$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_u = 0.85 \cdot 1913.01 = 1626.06 \text{ kg}$$

4.8.3.5. Comprobación de resistencia

El programa SAP2000 arroja los siguientes datos del montante más cargado:

$$P_{CM} = 247.15 \text{ kg}$$

$$P_{CV} = 376.93 \text{ kg}$$

$$P_{CS} = 2.18 \text{ kg}$$

$$P_a = 1.2 P_{CM} + 1.6 P_{CV} + 0.5 P_{CS}$$

$$P_a = 1.2 (247.15) + 1.6(376.93) + 0.5(2.18) = 900.76 \text{ kg}$$

$$P_u \geq P_a$$

$$1626.06 \text{ kg} \geq 900.76 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

4.8.4. Riostras

Se procede hacer el diseño de las riostras, para el ejemplo se toman en cuenta las que están ubicadas en el panel del cubre grada, la fuerza lateral (F_x) se obtiene del cortante basal:

Datos:

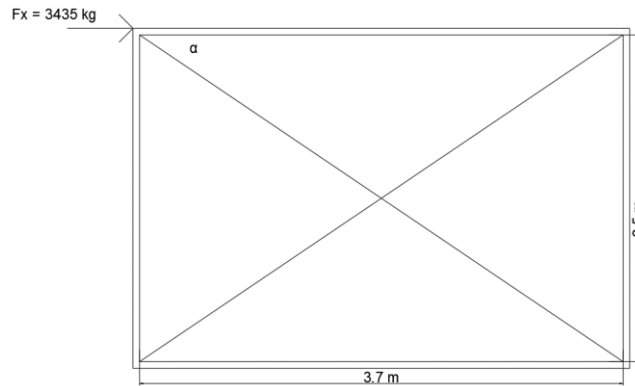
Perfil: 50 x 2.6 mm
 $F_x = 3435 \text{ kg}$
 $f_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$

Calculo de resistencia:

$$T_n = A_n \cdot f_y$$
$$A_n = 5 \text{ cm} \cdot 0.26 \text{ cm} = 1.3 \text{ cm}^2$$
$$T_n = 1.3 \text{ cm}^2 \cdot 3400 \text{ kg/cm}^2 = 4420 \text{ kg}$$

$$\Phi T_n = 0.95(4420 \text{ kg}) = 4199 \text{ kg}$$

Fuerza diagonal de F_x :



$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{2.5 \text{ m}}{3.7 \text{ m}} \right) = 34.04^\circ$$

$$F_{diag.} = 3435 \text{ kg} / \cos(34.04^\circ) = 4145.31 \text{ kg}$$

Verificación:

$$\Phi T_n \geq F_{diag.}$$
$$4199 \text{ kg} > 4145.31 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

4.8.5. Cimentación

Para el proyecto se optó por una losa de cimentación, este sistema es el más utilizado para estructuras de Steel Framing, debido a que su construcción es más sencilla y brinda un apoyo continuo a los paneles, ofreciendo mayor estabilidad a la estructura. Las cargas se obtienen del programa SAP2000.

Sus dimensiones serán de 20 m x10 m, para determinar excentricidades y esfuerzos sobre el suelo, se dividió la base de la estructura en 10 secciones, como se muestra a continuación:

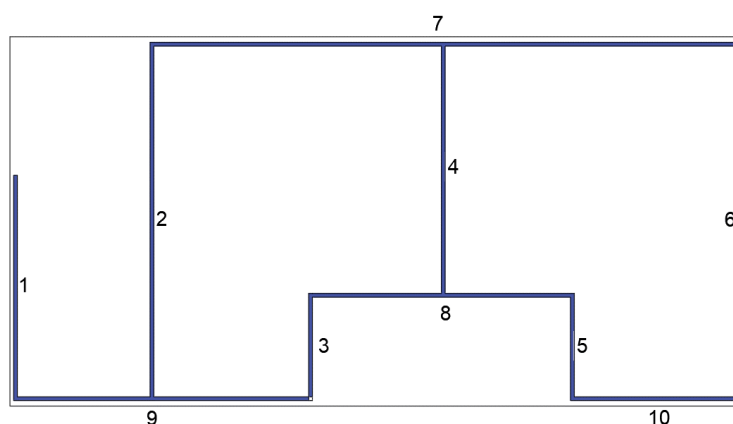


Ilustración 71: Base de estructura.
Fuente: Cristhian Cáceres

4.8.5.1. Datos

Sección	Longitud (m)	Coordenadas de C.G.		Cargas	
		X (m)	Y (m)	CM (kg)	CV (kg)
1	6.1	0.0	3.05	1777.24	210.63
2	9.7	3.7	4.85	10089.24	9284.59
3	2.8	8.1	1.4	842.87	1216.88
4	6.9	11.6	6.25	9636.14	9417.97
5	2.8	15.1	1.4	1634.36	2289.13
6	9.7	19.8	4.85	6185.11	5663.73
7	16.1	11.75	9.7	7827.94	7735.14
8	7	11.6	2.8	9153.52	10566.55
9	8.1	4.05	0.0	2874.11	2063.6
10	4.7	17.45	0.0	2118.8	2103.62
				52139.33	50551.85

Tabla 35: Datos para losa de cimentación.
Fuente: Cristhian Cáceres

Materiales:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 15 \text{ t/m}^2$$

4.8.5.2. Ubicación de la resultante

$$\sum M_x = 0 \quad ; \quad \sum M_y = 0$$

Sección	X (m)	Y (m)	R=Cv+Cm (kg)	Mx=R*X (kg-m)	My=R*Y (kg-m)
1	0	3.05	1987.87	0	6063
2	3.7	4.85	19373.83	71683.17	93963.07
3	8.1	1.4	2059.75	16683.97	2883.65
4	11.6	6.25	19054.11	221027.67	119088.18
5	15.1	1.4	3923.49	59244.69	5492.88
6	19.8	4.85	11848.84	234607.03	57466.87
7	11.75	9.7	15563.08	182866.22	150961.9
8	11.6	2.8	19720.07	228752.92	55216.22
9	4.05	0	4937.71	19997.72	0
10	17.45	0	4222.42	73681.22	0
			102691.18	1108544.65	491135.8

Tabla 36: Ubicación de resultante.
Fuente: Cristhian Cáceres

$$X = \frac{1108544.65}{102691.18} = 10.79 \text{ m} \quad ; \quad Y = \frac{491135.8}{102691.18} = 4.78 \text{ m}$$

4.8.5.3. Excentricidad

$$e_x = 10.79 \text{ m} - \frac{19.8}{2} = 0.89 \text{ m}$$

$$e_y = 4.78 \text{ m} - \frac{9.7}{2} = -0.07 \text{ m}$$

4.8.5.4. Revisión de esfuerzos

Asumiremos un espesor de 15 cm para determinar el peso de la losa:

$$P_{losa} = 0.15 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ t/m}^3 = 72 \text{ t}$$

$$P = 102.69 \text{ t} + 72 \text{ t} = 174.7 \text{ t}$$

$$q_s = \frac{P}{A} + \frac{M_{yy} \cdot X}{I_{yy}} + \frac{M_{xx} \cdot Y}{I_{xx}}$$

$$M_{xx} = P \cdot e_y = 174.7 \text{ t} \cdot -0.07 \text{ m} = -12.23 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy} = P \cdot e_x = 174.7 \text{ t} \cdot 0.89 \text{ m} = 155.48 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$q_s = \frac{174.7 \text{ t}}{10 \text{ m} \cdot 20 \text{ m}} + \frac{155.48 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot X}{\frac{10 \cdot 20^3}{12} \text{ m}^4} + \frac{-12.23 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot Y}{\frac{20 \cdot 10^3}{12} \text{ m}^4}$$

$$q_s = 0.874 + 0.023 \cdot X - 0.00734 \cdot Y$$

Coordenadas de los extremos de la losa:

X (m)	Y (m)
-10	5
10	5
-10	-5
10	-5

$$q_{s1} = 0.61 \text{ t/m}^2 \quad q_{s2} = 1.07 \text{ t/m}^2$$

$$q_{s3} = 0.68 \text{ t/m}^2 \quad q_{s4} = 1.14 \text{ t/m}^2$$

$$q_{s1,2,3,4} < q_{adm} \quad ok$$

4.8.5.5. Cargas últimas

$$P_u = 1.2 P_{CM} + 1.6 P_{CV}$$

$$P_u = 1.2(52.14 \text{ t} + 72 \text{ t}) + 1.6(50.55 \text{ t})$$

$$P_u = 229.84 \text{ t}$$

4.8.5.6. Esfuerzos últimos

$$q_{su} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u yy} \cdot X}{I_{yy}} + \frac{M_{u xx} \cdot Y}{I_{xx}}$$

$$M_{u xx} = P_u \cdot e_y = 229.84 \text{ t} \cdot -0.07 \text{ m} = -16.09 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{u yy} = P_u \cdot e_x = 229.84 \text{ t} \cdot 0.89 \text{ m} = 204.56 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$q_{su} = \frac{229.84 \text{ t}}{10 \text{ m} \cdot 20 \text{ m}} + \frac{204.56 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot X}{\frac{10 \cdot 20^3}{12} \text{ m}^4} + \frac{-16.09 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot Y}{\frac{20 \cdot 10^3}{12} \text{ m}^4}$$

$$q_{su} = 1.15 + 0.0307 \cdot X - 0.00965 \cdot Y$$

$$q_{su1} = 0.79 \text{ t/m}^2 \quad q_{su2} = 1.41 \text{ t/m}^2$$

$$q_{su3} = 0.89 \text{ t/m}^2 \quad q_{su4} = 1.51 \text{ t/m}^2$$

4.8.5.7. Cálculo de altura efectiva

Considerando la losa como una viga ancha con distancia de 1m:

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d(0.2 + 20\rho) \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\rho = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{4200} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

$$F_R = 0.8$$

$$102.69 = 0.8 \cdot 100 \cdot d(0.2 + 20(0.00242)) \cdot \sqrt{210}$$

$$d = 9.15 \text{ cm}$$

Espesor recomendado para viviendas de 2 pisos construida en Steel Framing:

$$d = 15 \text{ cm}$$

4.8.5.8. Momento último

$$Mu = \frac{1.51 \cdot 1.5 \cdot 1^2}{8}$$

$$Mu = 0.28 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4.8.5.9. Acero de refuerzo

Acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot k \cdot d \cdot fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy}$$

$$k = \frac{0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 11 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$k = 46.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 46.75 \text{ cm}^2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.28 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot 100000}{0.9 \cdot 46.75 \text{ cm}^2 \cdot 11 \text{ cm} \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 0.68 \text{ cm}^2$$

$0.68 \text{ cm}^2 < 2.7 \text{ cm}^2 \therefore$ se usa acero minimo

Acero colocado longitudinal y transversal:

$$A_s = 4 \Phi 10 \text{ mm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 \Phi 10 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS ECONÓMICO

5.1. GENERALIDADES

Los precios para los componentes: equipos, mano de obra, materiales y transporte de los APUs, han sido obtenidos de la información generada por la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).

5.2. ANÁLISIS ECONOMICO DE LA ESTRUCTURA EN H.A.

5.2.1. Presupuesto referencial.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Cimentación				6122.32
1.1	Excavación a máquina, 0<H<2m	m ³	89.84	3.66	328.81
1.2	Replanteo de H.S. 140 kg/cm ² e=5cm	m ³	2.99475	88.93	266.32
1.3	Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²	m ³	17.9685	105.54	1,896.40
1.4	Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²	m ³	7.22	100.93	728.51
1.5	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	1,519.41	1.91	2,902.07
2	Estructura				35,824.05
2.1	Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	12.78	114.11	1,458.33
2.2	Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	25.36	122.57	3,108.38
2.3	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	3,802.59	3.49	13,271.04
2.4	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	61.78	191.50	11,830.87
2.5	Bloque de aliviamiento 15*40*40 cm	u	1,232.00	3.63	4,472.16
2.6	Malla electrosoldada 5mm 10x10cm	plh	30.45	55.28	1,683.28
					41,946.37

Tabla 37: Presupuesto referencial en H.A.
Fuente: Cristhian Cáceres

5.2.2. Costo por metro cuadrado de construcción

$$\frac{41946.37 \$}{297.56 m^2} = 140.97 \$/m^2$$

5.2.3. Cantidades de Obra

Volumen de excavación				
N° plintos	e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m3)
22	1.5	1.65	1.65	89.84

Tabla 38: Volumen de excavación
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón de replantillo				
N° plintos	e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m3)
22	0.05	1.65	1.65	2.99475

Tabla 39: Volumen de hormigón de replantillo.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón en plintos				
N° plintos	e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m3)
22	0.3	1.65	1.65	17.9685

Tabla 40: Volumen de hormigón en plintos.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón en cadena de amarre				
N° Cadenas	L (m)	h (m)	b (m)	Vol. (m3)
3	3.7	0.2	0.3	0.666
4	4.4	0.2	0.3	1.056
6	3.5	0.2	0.3	1.26
4	4.7	0.2	0.3	1.128
5	2.8	0.2	0.3	0.84
6	3.3	0.2	0.3	1.188
5	3.6	0.2	0.3	1.08
				7.218

Tabla 41: Volumen de hormigón en cadena de amarre.
Fuente: Cristhian Cáceres

Acero de refuerzo cimentación										
MC	Φ (mm)	Tipo	N°	Dimensiones (m)				Long. Corte (m)	Long. Total (m)	peso (Kg)
				a	b	c	g			
100	12	C	352	1.5			0.1	1.6	563.2	500.1216
101	12	I	112	4.4			0.1	4.5	504	447.552
102	10	O	1782	0.16	0.26		0.1	0.52	926.64	571.73688
									1519.41048	

Tabla 42: Acero de refuerzo cimentación.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón en columnas				
N° Columnas	L (m)	h (m)	b (m)	Vol. (m3)
48	2.5	0.3	0.3	10.8
22	1	0.3	0.3	1.98
				12.78

Tabla 43: Volumen de hormigón en columnas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón en vigas				
N° Vigas	L (m)	h (m)	b (m)	Vol. (m3)
8	3.7	0.25	0.4	2.96
8	4.4	0.25	0.4	3.52
12	3.5	0.25	0.4	4.2
8	4.7	0.25	0.4	3.76
12	2.8	0.25	0.4	3.36
12	3.3	0.25	0.4	3.96
10	3.6	0.25	0.4	3.6
				25.36

Tabla 44: Volumen de hormigón en vigas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Acero de refuerzo vigas										
MC	Φ (mm)	Tipo	N°	Dimensiones (m)				Long. Corte (m)	Long. Total (m)	peso (Kg)
				a	b	c	g			
201	14	I	2	4.2				4.2	8.4	10.1472
202	16	I	2	4.2				4.2	8.4	13.2552
203	14	I	2	4.9				4.9	9.8	11.8384
204	16	I	2	4.9				4.9	9.8	15.4644
205	14	I	2	4				4	8	9.664
206	16	I	2	4				4	8	12.624
207	14	I	2	5.2				5.2	10.4	12.5632
208	16	I	2	5.2				5.2	10.4	16.4112
209	14	I	2	3.3				3.3	6.6	7.9728
210	16	I	2	3.3				3.3	6.6	10.4148
211	14	I	2	3.8				3.8	7.6	9.1808
212	16	I	2	3.8				3.8	7.6	11.9928
213	14	I	2	4.1				4.1	8.2	9.9056
214	16	I	2	4.1				4.1	8.2	12.9396
215	10	L	70	0.8	0.2			1	70	43.19
216	14	L	70	0.8	0.2			1	70	84.56
217	10	O	3780	0.32	0.21		0.1	0.63	2381.4	1469.3238
									1761.4478	

Acero de refuerzo columnas										
303	14	I	384	2.9				2.9	1113.6	1345.2288
304	12	O	1056	0.22	0.22		0.1	0.54	570.24	506.37312
305	10	C	960	0.22			0.1	0.32	307.2	189.5424
										2041.14432
										3802.59212

Tabla 45: Acero de refuerzo vigas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de losa maciza		
área (m2)	e (m)	Vol. (m3)
148.78	0.2	29.756
Volumen de losa aligerada		
área (m2)	vol./m2	vol. (m3)
307.92	0.104	32.02368
		61.77968

Tabla 46: Volumen de H.S. en losas.
Fuente: Cristhian Cáceres

Cantidad de bloques		
área (m2)	bloques/m2	N° bloques
307.92	4	1231.68

Tabla 47: Cantidad de bloques.
Fuente: Cristhian Cáceres

N° de planchas de malla electrosoldada		
Área total (m)	Área de una plh (2.4m x 6.25m)	N° plh
456.75	15	30.45

Tabla 48: N° de planchas de malla electrosoldada.
Fuente: Cristhian Cáceres

5.2.4. Análisis de precios unitarios

Los análisis de precios unitarios pueden ser observados en el Anexo 1.1.

5.3. TIEMPO ESTIMADO DE CONSTRUCCIÓN EN H.A.

5.3.1. Duración de actividades.

La duración de las actividades se calculará en función de los rendimientos determinados en los análisis de precios unitarios de cada rubro.

$$\text{Duración} = \text{rendimiento} \cdot \text{cantidad de obra}$$

5.3.2. Tiempo constructivo de cada rubro

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Rendimiento	Duración (Días)
1	Cimentación				13.42
1.1	Excavación a máquina, 0<H<2m	m ³	89.84	0.0250	2.25
1.2	Replanteo de H.S. 140 kg/cm ² e=5cm	m ³	2.99475	0.0250	0.07
1.3	Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²	m ³	17.9685	0.3200	5.75
1.4	Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²	m ³	7.22	0.3200	2.31
1.5	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	1,519.41	0.0020	3.04
2	Estructura				43.02
2.1	Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	12.78	0.3200	4.09
2.2	Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	25.36	0.3200	8.12
2.3	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	3,802.59	0.0020	7.61
2.4	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	61.78	0.3200	19.77
2.5	Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm	u	1,232.00	0.0025	3.08
2.6	Malla electrosoldada 5mm 10x10cm	plh	30.45	0.0120	0.37
					56.44

Tabla 49: Duración constructiva por rubro.
Fuente: Cristhian Cáceres

Se obtiene un tiempo de 56.44 días de construcción, no obstante, dentro del coeficiente de rendimiento no se toma en cuenta el tiempo que se debe esperar para poder desencofrar vigas y losas de hormigón armado, este tiempo es estimado en 7 días por piso, por lo que se debe sumar 14 días al valor obtenido, dando como resultado 70.44 días, aproximadamente dos meses y medio para la construcción de la estructura.

5.4. ANALISIS ECONOMICO DE LA ESTRUCTURA EN S.F.

5.4.1. Presupuesto referencial.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Cimentación				9543.82
1.1	Excavación a máquina, 0<H<2m	m ³	100.00	3.66	366
1.2	Tendido, conformación y compactación	m ³	200.00	15.28	3056
1.3	Replanteo de H.S. 140 kg/cm ² , e=5cm	m ³	10.00	90.08	900.8
1.4	Hormigón simple en losa f'c=210 kg/cm ²	m ³	30.00	106.68	3200.4
1.5	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	plh	14.00	144.33	2020.62
2	Estructura				30541.1927
2.1	Conector y varilla roscada para anclaje	u	25.00	1.86	46.5
2.2	Acero conformado en frío	kg	8722.65	2.87	25034.0055
2.3	Placa colaborante e=0.65mm 1.0x6.0m	u	51.32	48.58	2493.1256
2.4	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	21.40	88.67	1897.538
2.5	Malla electrosoldada 5mm 10x10cm	plh	20.53	52.12	1070.0236
					40085.0127

Tabla 50: Presupuesto referencial de S.F.
Fuente: Cristhian Cáceres

5.4.2. Costo por metro cuadrado de construcción

$$\frac{40085.01 \$}{297.56 m^2} = 134.71 \$/m^2$$

5.4.3. Cantidades de Obra

Volumen de excavación			
e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m ³)
0.5	10	20	100

Tabla 51: Volumen de excavación para losa
Fuente: Cristhian Cáceres

Área de tendido, conformación y compactación		
b (m)	L (m)	Área (m ²)
10	20	200

Tabla 52: Área de tendido, conformación y compactación.
Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón de replantillo			
e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m3)
0.05	10	20	10

Tabla 53: Volumen de hormigón de replantillo.

Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de hormigón de losa			
e (m)	b (m)	L (m)	Vol. (m3)
0.15	10	20	30

Tabla 54: Volumen de hormigón de losa.

Fuente: Cristhian Cáceres

N° de planchas de malla electrosoldada		
Área total (m)	Área de una plh (2.4m x 6.25m)	N° plh
200	15	13.33

Tabla 55: N° de planchas de malla electrosoldada.

Fuente: Cristhian Cáceres

Cantidad de perfiles					
Perfil	Longitud (m)	Longitud comercial (m)	cantidad de perfiles	Peso unitario (kg)	Peso (kg)
PGG 100x50x15x2	923.75	6	154	19.78	3046.12
PGC 100x50x2	295.6	6	50	18.24	912
PGG 200x50x15x2	780.85	6	131	29.85	3910.35
PGC 200x50x2	147.8	6	25	27.66	691.5
Cinta 50x2	166.31	6	28	5.81	162.68
				Total	8722.65

Tabla 56: Cantidad de perfiles.

Fuente: Cristhian Cáceres

Unidades de placas colaborantes		
Área total (m)	Área de una placa (1m x 6m)	u
307.92	6	51.32

Tabla 57: Unidades de placas colaborantes.

Fuente: Cristhian Cáceres

Volumen de H.S. losa aligerada e=5cm		
área (m2)	vol./m2	vol. (m3)
307.92	0.0695	21.40

Tabla 58: Volumen de H.S. losa aligerada.

Fuente: Cristhian Cáceres

N° de planchas de malla electrosoldada		
Área total (m)	Área de una plh (2.4m x 6.25m)	N° plh
307.92	15	20.53

Tabla 59: N° de planchas de malla electrosoldada.
Fuente: Cristhian Cáceres

5.4.4. Análisis de precios unitarios

Los análisis de precios unitarios pueden ser observados en el Anexo 1.2.

5.5. TIEMPO ESTIMADO DE CONSTRUCCIÓN EN S.F.

5.5.1. Tiempo constructivo de cada rubro

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Rendimiento	Duración (días)
1	Cimentación				12.878
1.1	Excavación a máquina, 0<H<2m	m ³	100.00	0.025	2.5
1.2	Tendido, conformación y compactación	m ³	200.00	0.0025	0.5
1.3	Replanteo de H.S. 140 kg/cm ² , e=5cm	m ³	10.00	0.025	0.25
1.4	Hormigón simple en losa f'c=210 kg/cm ²	m ³	30.00	0.32	9.6
1.5	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	14.00	0.002	0.028
2	Estructura				26.44766
2.1	Conector y varilla roscada para anclaje	u	25.00	0.025	0.625
2.2	Acero conformado en frío	kg	8722.65	0.002	17.4453
2.3	Placa colaborante e=0.65mm 1.0x6.0m	u	51.32	0.025	1.283
2.4	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	21.40	0.32	6.848
2.5	Malla electrosoldada 5mm 10x10cm	plh	20.53	0.012	0.24636
					39.32566

Tabla 60: Tiempo constructivo para Steel Framing.
Fuente: Cristhian Cáceres

Se obtiene una duración aproximada de 40 días de construcción para la estructura en Steel Framing, se debe tener en cuenta que en este sistema no existen tiempos de encofrado, secado, desencofrado. Los cuales disminuyen considerablemente el tiempo en la construcción del proyecto, además se pueden realizar varios trabajos a la vez para acelerar el proceso.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS COMPARATIVO

6.1. ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL

El propósito de realizar este análisis comparativo reside en la importancia de que un sistema estructural garantice un adecuado comportamiento durante un evento sísmico de consideración, cumpliendo además con los parámetros establecidos en la NEC. Es así como, una vez realizado el respectivo análisis de cada sistema, se comprueba cual es la mejor opción.

6.1.1. Carga viva

La carga viva para los dos sistemas estructurales no varía debido a que están determinadas por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC).

Superficie	H.A.	S.F.
	kg/m ²	kg/m ²
Escaleras	480	480
Departamento	200	200
Cubierta	100	100
Cubierta no accesible	70	70

Tabla 61: Comparación carga viva.

Fuente: Cristhian Cáceres

6.1.2. Carga muerta

En la carga muerta se puede observar un cambio notable. Con una reducción en el caso de entepiso seco, del 82.26% en el departamento y 84% en cubiertas. Mientras que para el entepiso húmedo tenemos una reducción del 65.71% para el departamento y 60% en cubiertas.

Superficie	Hormigón Armado.	Steel Framing			
		Ent. seco	Reducción	Ent. húmedo	Reducción
	kg/m ²	kg/m ²	%	kg/m ²	%
Departamento	700	120	82.86	240	65.71
Cubiertas	500	80	84.00	200	60.00

Tabla 62: Comparación carga muerta.

Fuente: Cristhian Cáceres

Es a partir de aquí donde se puede apreciar la ligereza del sistema Steel Framing. Siendo igual de notable la disminución de carga entre una pared de mampostería de bloque comúnmente utilizado en el país, con un panel estructural del S.F. con un 80% de reducción.

Mampostería de bloque	Panel estructural	Reducción
kg/m ²	kg/m ²	%
200	40	80

Tabla 63: Comparación de paredes divisorias.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.1.3. Espectro de diseño

Como ya se mencionó en el capítulo 4, el espectro de diseño elástico de la estructura con Steel Framing es exactamente el mismo que el obtenido de hormigón armado, ya que ningún factor es afectado. Por el contrario, el espectro inelástico si cambia debido a que el coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) para estructuras de acero conformado en frío según la NEC es de 2,5 y para estructura de hormigón armado es 5, lo que representa una reducción del 50%. Esto en teoría significa que la estructura en Steel Framing debe resistir mayores cargas horizontales generadas por un sismo, pero como las cargas horizontales dependen de la masa de estructura, pero teniendo en cuenta la ligereza del sistema, esto en realidad no es así, esto se apreciara en mejor medida con el cortante basal.

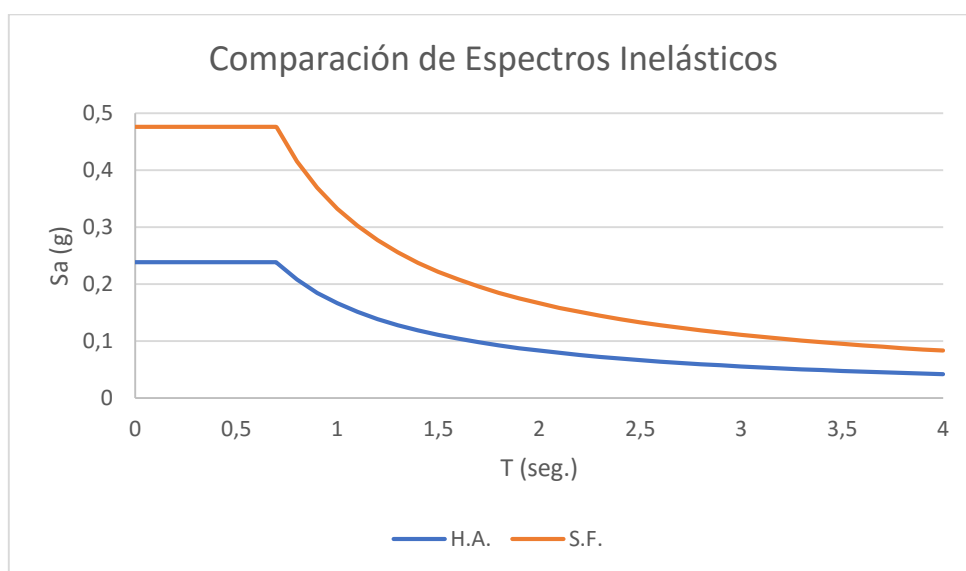


Ilustración 72: Comparación de espectros inelástico.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.1.4. Factores para el cálculo del cortante basal

Los factores I , ϕ_P , ϕ_E se conservan, ya que el factor de importancia I es la misma para los dos sistemas y las configuraciones estructurales tanto en planta como en elevación tampoco varían ya que la configuración espacial es la misma para los dos sistemas. Los únicos factores que cambian para el cálculo del cortante basal son el factor de reducción de resistencia sísmica R , explicado anteriormente y el espectro de respuesta elástico de aceleraciones en función del periodo de vibración de la estructura; siendo en realidad este último el factor el que se ve afectado.

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \left(\frac{0.6981}{T} \right)^1$$

$$\text{Para H.A.} \quad T = 0.2509 \text{ seg.} \quad S_a = 3.3121 \text{ g}$$

$$\text{Para S.F.} \quad T = 0.2586 \text{ seg.} \quad S_a = 3.2135 \text{ g}$$

Obteniendo una diferencia apenas del 2.97% el cual puede ser despreciable y revelando que el factor más importante es sin duda el valor de R para esta comparación estructural, afectando grandemente el valor del cortante basal.

6.1.5. Cortante basal y peso de la estructura

Una vez obtenido el cortante basal se puede apreciar cuanto afecta el valor R a la ecuación, y a la vez ocurre un tema interesante:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

$$\text{Para H.A.} \quad V = \frac{1.0 \cdot 3.3121}{5 \cdot 0.9 \cdot 1.0} W \quad V = 0.7360 W$$

$$\text{Para S.F.} \quad V = \frac{1.0 \cdot 3.2135}{2.5 \cdot 0.9 \cdot 1.0} W \quad V = 1.428 W$$

Como se puede observar el coeficiente de cortante basal del Steel Framing es mayor que uno, lo que supondría que ante un sismo severo la estructura debería soportar mayores cargas

laterales que cargas gravitacionales; concretamente un 42.8% más. Esto se explica de la siguiente manera.

En sistemas estructuras como hormigón armado las cargas muertas son mucho más grandes que las cargas vivas, por lo que al determinar la carga reactiva W solo sea considerado la carga muerta; a no ser en casos especiales donde se aumenta un 0.25 de la carga viva para zonas de bodegas y almacenaje. Asimismo, es despreciable ya que la estructura muy rara vez estará soportando el 100% de su carga viva.

Esto no ocurre en el sistema Steel Framing que, dependiendo del tipo de entrepiso utilizado, las cargas vivas serán iguales o incluso mayores que las cargas muertas, aun teniendo en cuenta que la estructura muy rara vez va a estar cargada al 100%. Para compensar este problema se aumenta el coeficiente del cortante basal a modo de incluir un porcentaje de la carga viva dentro de la carga reactiva.

La NEC clasifica a este sistema como de ductilidad limitada ya que sus elementos son considerados simplemente apoyados lo que les permite soportar grandes deformaciones, pero esto a su vez lo vuelve inestable lateralmente, por lo que la rigidización horizontal de los paneles es fundamental para este tipo de estructuras.

Y a pesar de lo anteriormente expuesto el cortante basal del Steel Framing es menor que el del hormigón armado debido a su peso considerablemente inferior, como se puede observar en el siguiente gráfico.

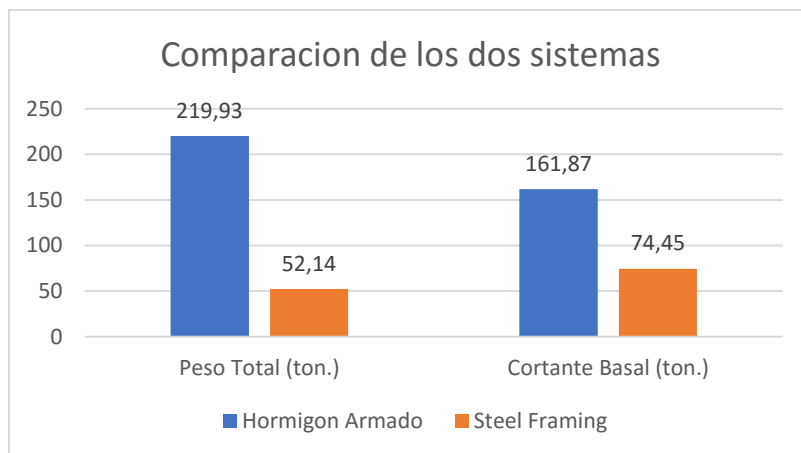


Ilustración 73: Comparación de los dos sistemas estructurales.
Fuente: Cristhian Cáceres

El peso total de la estructura con Steel Framing representa un 23.70% con respecto a la estructura de hormigón armado y su cortante basal un 45.99%. Comprobando de esta manera un mejor comportamiento sísmico, siempre y cuando la rigidización horizontal de paneles este bien diseñada.

6.1.6. Derivas de piso

Si bien los dos sistemas cumplen las derivas máximas inelásticas, se puede apreciar que las derivas del Steel Framing son mayores, lo cual está dentro de lo esperado, ya que al tratarse de una estructura metálica sus elementos son más flexibles con mayor susceptibilidad a vibraciones, contando además con conexiones articuladas; también conocidas como de cortante.

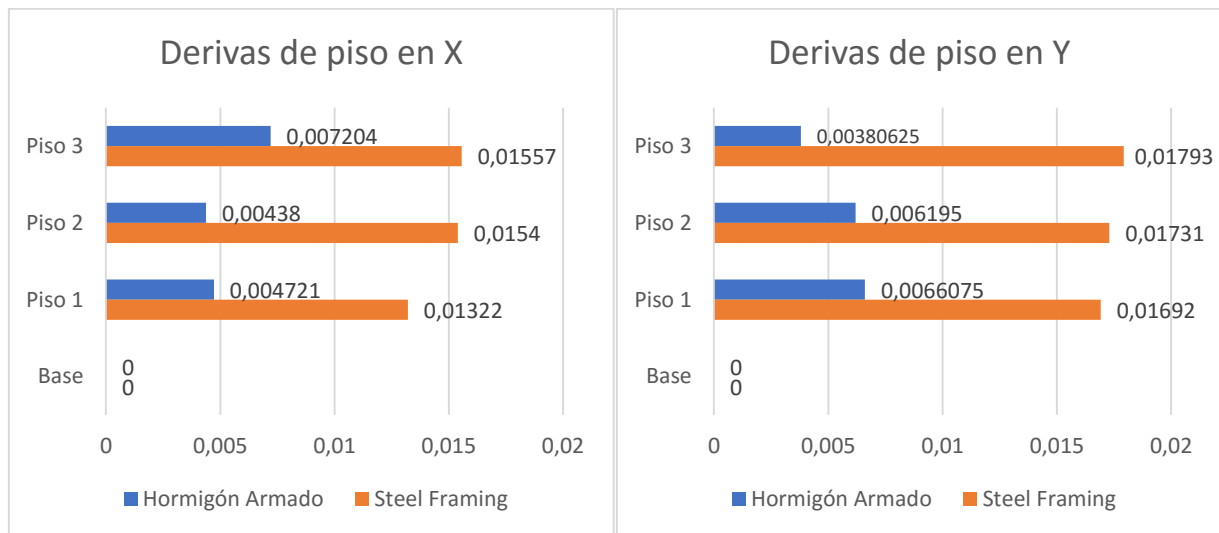


Ilustración 74: Comparación de derivas de piso en X y Y.
Fuente: Cristhian Cáceres

En general, el sistema con arriostramientos concéntricos es muy eficiente para el diseño de estructuras sismorresistentes, razón por la cual es ampliamente utilizado en la construcción de estructuras de acero. en este tipo de estructuras es la resistencia de los arriostramientos lo que generalmente controla el diseño.

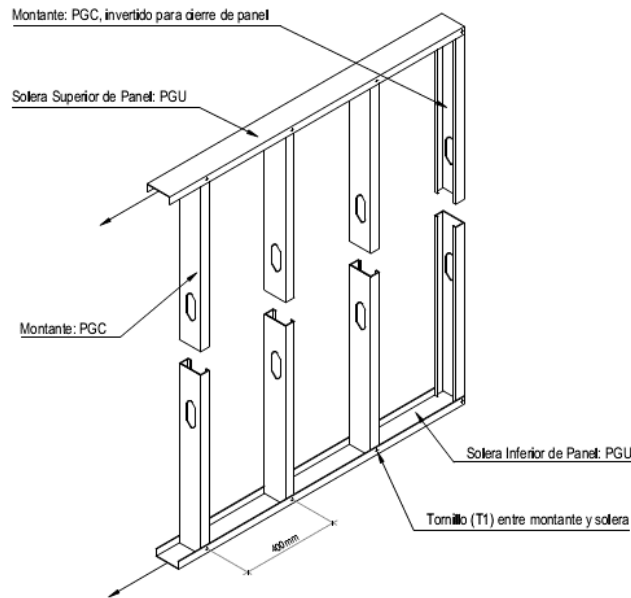
Por tal motivo, cuando se diseña este tipo de sistema, en primer lugar, se dimensionan los arriostramientos y luego se chequea que las derivas estén dentro de los rangos permisibles. Si los arriostramientos cumplen con los requisitos de resistencia, probablemente el pórtico también cumpla con los límites de deriva.

6.1.7. Elementos estructurales

Teniendo en cuenta la gran diferencia entre los elementos estructurales de los dos sistemas, tanto en materiales como de dimensiones; a excepción de la cimentación ya que es el único elemento que utiliza los mismos materiales. Se llevará a cabo una comparación solamente ilustrativa.

6.1.7.1. Elementos a compresión

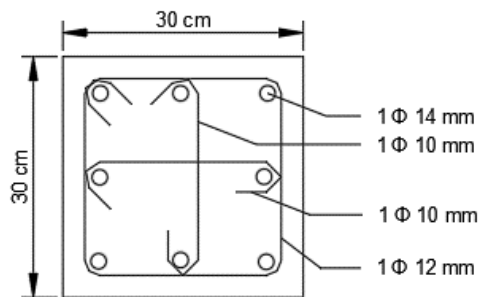
- Panel estructural:



	Dimensiones (mm)	Peso (kg/m)
Montante	100x50x15x2	3.29
Solera	100x50x2	3.04

Ilustración 75: Detalle panel estructural.
Fuente: Manual de procedimiento “ConsulSteel”

- Columna:

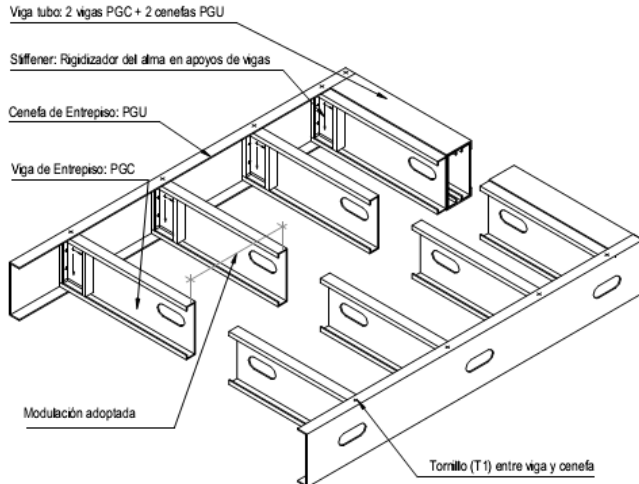


	Dimensiones (cm)	Peso (kg/m)
Columna	30x30	216
Armadura long.	8Ø14 mm	
Armadura trans.	Est. 1Ø12, Bincha 1Ø12	

Ilustración 76: Detalle de columna.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.1.7.2. Elementos a flexión

- Panel de entrepiso:

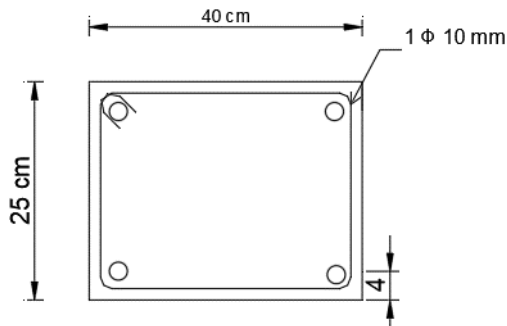


	Dimensiones (mm)	Peso (kg/m)
Viga de entrepiso	200x50x15x2	4.98
Cenefa	200x50x2	4.61

Ilustración 77: Detalle de entrepiso.

Fuente: Manual de procedimiento “ConsulSteel”.

- Viga:



	Dimensiones (cm)	Peso (kg/m)
Columna	25x40	240
Armadura long.	4Φ14 mm	
Armadura trans.	Estribo 1Φ10	

Ilustración 78: Detalle de viga.

Fuente: Cristhian Cáceres

6.1.7.3. Losas

Las losas para los dos sistemas estructurales pueden ser muy variadas, en el Steel Framing se puede utilizar entrepiso seco o húmedo, siendo el entrepiso seco mucho más ligero al tratarse únicamente de una plancha de un material resistente colocada sobre las vigas. En el hormigón armado se tiene la opción de una losa tradicional aligerada o incluso la misma opción del entrepiso húmedo el cual se la conoce comúnmente como losa colaborante muy popular en nuestro medio. Por lo tanto, cualquier opción es válida.

6.1.7.4. Cimentación

La cimentación es el único elemento en el Steel Framing que necesariamente debe ser construida con hormigón armado, ya que se necesita de una superficie perfectamente nivelada para permitir un buen comportamiento estructural; el cual está basado en la verticalidad de los paneles. Por lo tanto, la cimentación debe ser continua a lo largo de estos.

Se optó por la losa de cimentación ya que una de las ventajas frente a otro tipo de cimentación, es que no es necesario construir un entrepiso de perfiles para la planta baja dado que la misma losa funciona como base para el contrapiso. Además de ser más sencilla de construir, aunque se debe verificar la correcta ubicación de las instalaciones hidrosanitarias, dado que éstas se realizan previamente al colado del hormigón.

Otra parte importante de la cimentación es el anclaje de los paneles para evitar deformaciones o volcamientos de la estructura, causadas por fuerzas laterales de vientos o sismos, sobre todo necesarios en las zonas donde están ubicados los extremos de las riostras con el objetivo de absorber sus esfuerzos y transmitirlos a la cimentación.

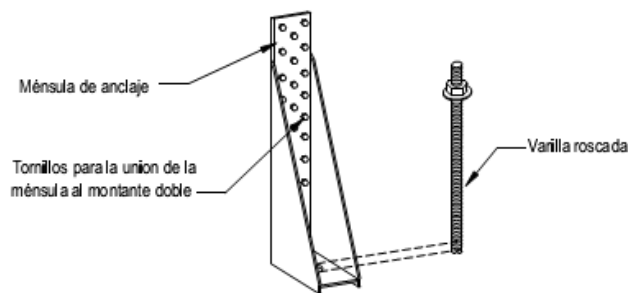


Ilustración 79: Detalle de anclaje.
Fuente: Manual de procedimiento “ConsulSteel”.

Para la estructura de hormigón armado se optó por plintos aislados, pensado en el ahorro de material y por ende de costos, aunque como se demuestra en el análisis económico la reducción no fue muy significativa. Así que también se podría optar por losa de cimentación para este sistema constructivo y de esta manera minimizar posibles problemas como asentamientos diferenciales.

6.1.8. Vida útil de la estructura

Es una de las propiedades más importantes a tomar en cuenta al momento de comprar una vivienda ya que su inversión es considerable. La vida útil de una estructura está determinada por muchos factores como lo son: el uso y finalidad de misma, exposición a los elementos, calidad de sus materiales, calidad de la mano de obra y mantenimiento.

Referente a materiales el hormigón es la opción preferida, ya que tiene una vida útil de alrededor de 100 años con el mantenimiento adecuado. Es por lo que el Steel Framing se convierte en una opción muy atractiva. Según el manual de procedimiento Consulsteel: “la corrosión del zinc es menor que $0.1 \mu\text{m}$ para un periodo de 3 años. Esto indica que en condiciones similares un recubrimiento de $19,4 \mu\text{m}$ debería durar más de 600 años”. (Pag. 31).

Obviamente el cálculo anterior es muy osado y optimista, pero más o menos nos da una idea de la calidad de los materiales usados y de la muy buena vida útil que tendrían. Por otro lado, nos menciona un estudio realizado en Ontario, Canadá. De una vivienda construida con Steel Framing 20 años atrás, con ningún rastro de corrosión en el revestimiento y mediciones efectuadas al espesor demostraron ser idénticas a las de un elemento nuevo.

En cuanto al mantenimiento, en el caso de un daño grave a algún elemento estructural en el Steel Framing es muy sencillo sustituir cualquier de sus componentes, en contraposición al hormigón armado donde se vuelve muy difícil reforzar la estructura y prácticamente imposible sustituir un elemento.

6.2. ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO

El factor económico es uno de los más significativos cuando se trata de elegir un sistema estructural para un proyecto, por lo que es necesario realizar un análisis comparativo económico entre los dos sistemas para determinar cual resulta ser el más asequible.

6.2.1. Costo total de la estructura

En la siguiente tabla se muestra la comparación de costos totales de los dos sistemas estructurales. Cabe recalcar que los costos obtenidos se determinaron únicamente en función de los costos directos de la construcción.

Rubros	Hormigón Armado	Steel Framing	Diferencia
	\$	\$	%
Cimentación	6122.32	9543.82	+35.85
Estructura	35824.05	30541.19	-14.75
Total	41946.37	40085.01	-4.44

Tabla 64: Comparación de costo total.
Fuente: Cristhian Cáceres

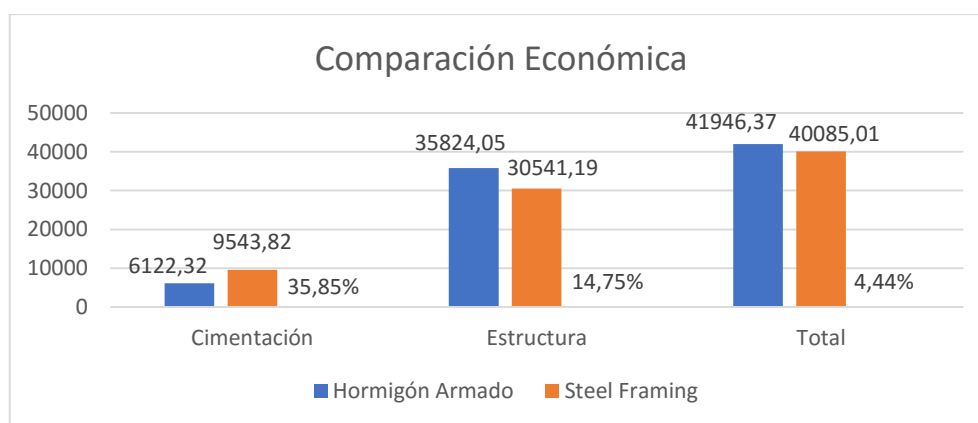


Ilustración 80: Comparación económica.
Fuente: Cristhian Cáceres

Como se puede observar en la imagen, existe un ahorro de aproximadamente \$2000 del Steel Framing con respecto al hormigón armado, lo que representa una reducción del 4.44% en los costos totales del proyecto. Si separamos los rubros, seguimos teniendo un ahorro del 14.75% en la estructura, no siendo así para la cimentación la cual resultó ser un 35.85% más

cara, no obstante, la losa de cimentación siempre va a tener un mejor desempeño que los plintos aislados, por lo que este aumento es despreciable.

6.2.2. Costo por metro cuadrado

En este apartado se obtienen un ahorro de \$6.26 por metro cuadrado.

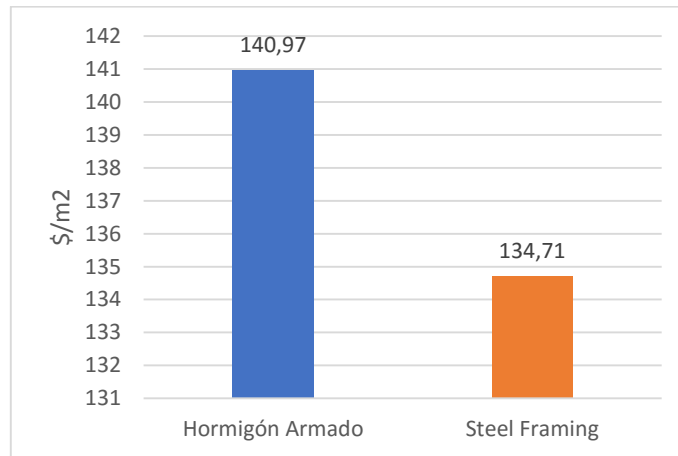


Ilustración 81: Costo por metro cuadrado.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.2.3. Tiempo de construcción

Después de una consulta realizada a varios constructores que se dedican tanto al Steel Framing como hormigón armado, se determinó que: Con una cuadrilla de cuatro personas conseguiríamos construir una vivienda de 80 m² con Steel Framing fácilmente en dos meses, por lo menos tres veces más rápido de lo que tardaría una vivienda construida con hormigón armado que en promedio sería de seis meses.

El tiempo estimado de construcción para nuestro proyecto en Steel Framing fue de 40 días, lo cual representa una reducción de 30 días en comparación al hormigón armado, el cual tomaría 70 días. Si tomamos en cuenta que entre menos tiempo dure una obra más económica se volverá, por lo tanto, el Steel Framing en este apartado saca una gran ventaja.

6.2.4. Volúmenes de obra

En la siguiente tabla se muestra la variación de los principales materiales que se tiene de un sistema al otro.

Material	Unidad	Hormigón Armado	Steel Framing	% Diferencia
Hormigón	m3	128.10	61.40	-52.07
Acero	kg	5322.00	8798.97	+39.52
Malla electrosoldada	m2	30.45	34.53	+11.82
Bloques	u	1232.00	-	-

Tabla 65: Volúmenes de obra.
Fuente: Cristhian Cáceres

A continuación, se muestran las comparaciones de costos por incidencia de materiales, mano de obra y rubros, para poder apreciar mejor que tanto afectan estos incisos en el precio total de la obra.

6.2.5. Incidencia por materiales

Material	Hormigón Armado		Steel Framing	
	\$	%	\$	%
Hormigón	19288.74	46.35	5,998.74	18.88
Acero	16173.12	38.86	22,688.95	71.40
Malla electrosoldada	1683.28	4.04	3,090.64	9.73
Otros	4472.16	10.75	-	-
Total	41617.30	100	31,778.33	100

Tabla 66: Incidencia por materiales.
Fuente: Cristhian Cáceres

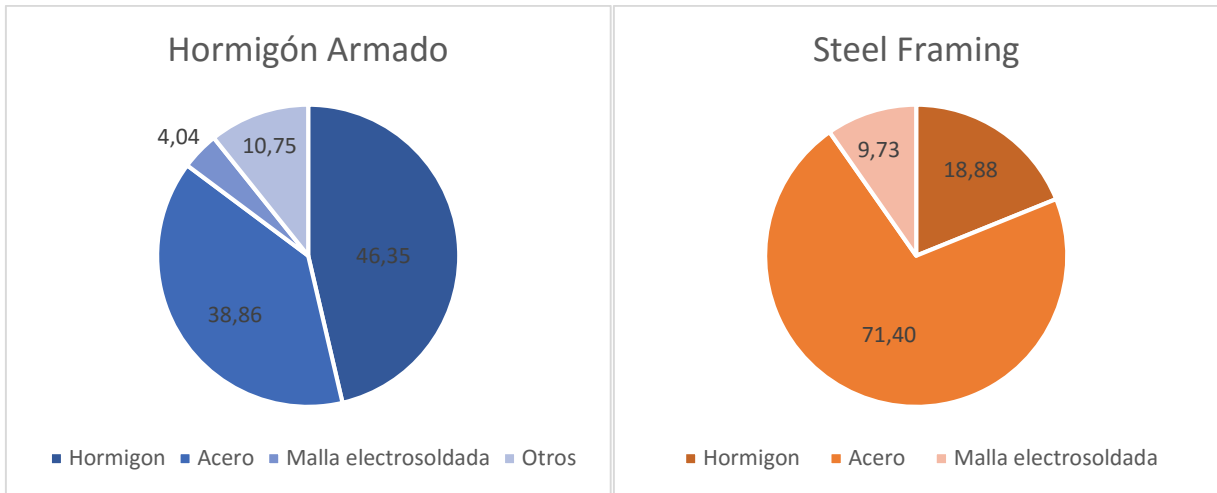


Ilustración 82: Incidencia por materiales.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.2.6. Incidencia por rubros

Rubros	Hormigón Armado		Steel Framing	
	\$	%	\$	%
Cimentación	5793.31	13.92	6121.82	19.26
Estructura	35823.99	86.08	25656.51	80.74
Total	41617.30	100	31778.33	100

Tabla 67: Incidencia por rubros.
Fuente: Cristhian Cáceres

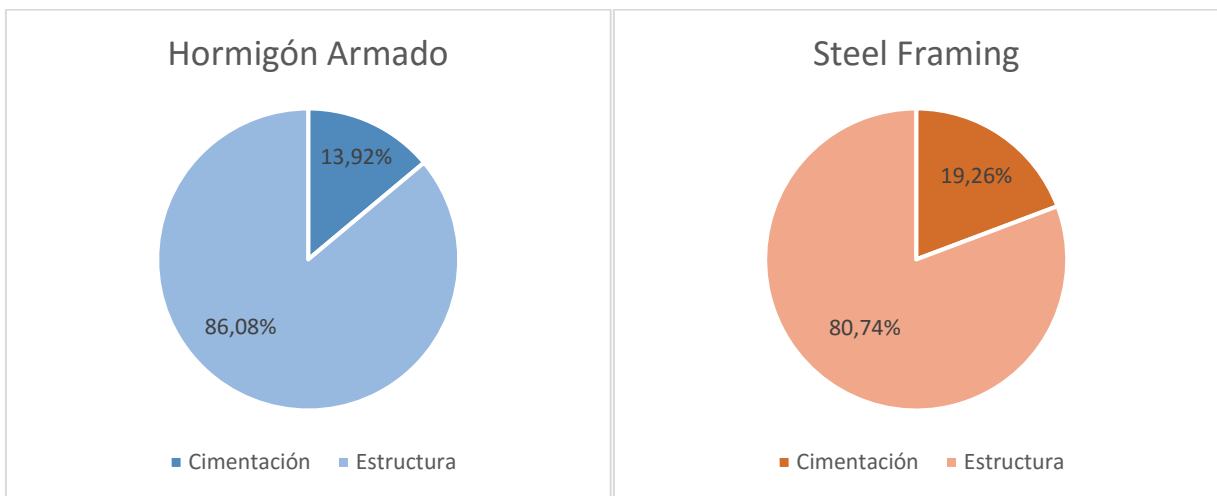


Ilustración 83: Incidencia por rubros.
Fuente: Cristhian Cáceres

6.2.7. Incidencia de materiales y mano de obra

Rubros	Hormigón Armado		Steel Framing	
	\$	%	\$	%
Materiales	34716.69	83.42	28322.42	89.12
Mano de obra	6900.61	16.58	3455.9108	10.88
Total	41617.30	100	31778.33	100

Tabla 68: Incidencia de materiales y mano de obra.

Fuente: Cristhian Cáceres

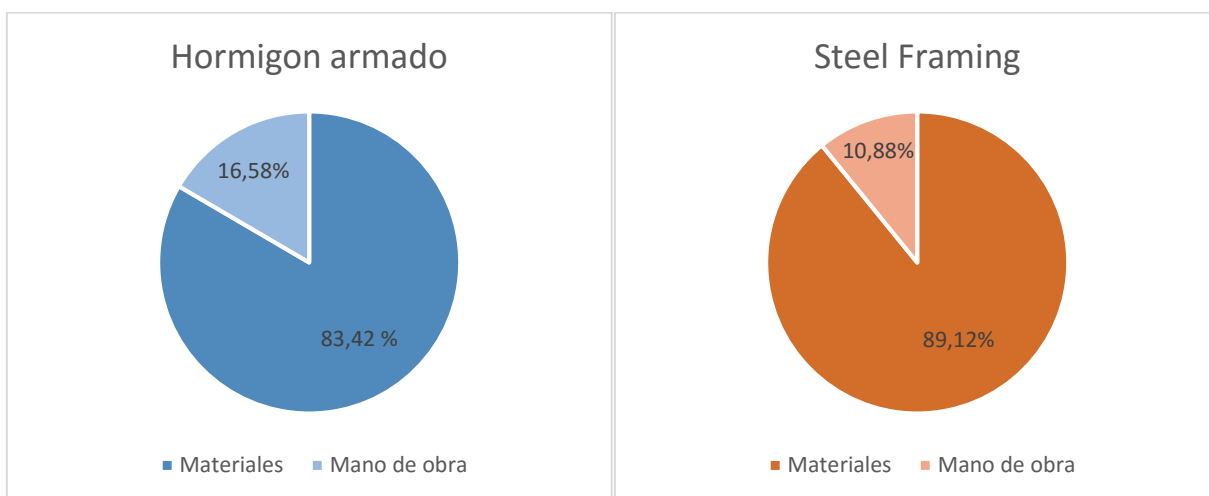


Ilustración 84: Incidencia de materiales y mano de obra.

Fuente: Cristhian Cáceres

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

De acuerdo con los resultados obtenidos después de llevar a cabo el análisis comparativo técnico-económico entre el sistema tradicional aperticado de hormigón armado y el sistema estructural liviano “Steel Framing” se obtienen las siguientes conclusiones:

- Quedó demostrado que la estructura construida con Steel Framing es significativamente más ligera que una construida con hormigón, esta disminución se aprecia muy bien con la carga muerta de la estructura, encontrando un ahorro de entre 60 al 80% dependiendo del tipo de entepiso empleado.
- Si bien la norma ecuatoriana de la construcción castiga este tipo de estructuras con uno de los coeficientes de reducción de resistencia sísmica (R) más bajos, afectando de manera importante al porcentaje del cortante basal y a su espectro de diseño, gracias a su ligereza obtiene un cortante basal mucho menor que la estructura de hormigón, lo que lo convierte en un excelente sistema sismorresistente.
- El Steel Framing es considerada una estructura de ductilidad limitada, esto implica que es complicado dotar a la estructura de zonas específicas para desarrollar un mecanismo de falla previsible cuando un sismo de consideración ocurre, esto se debe en buena parte a que las conexiones de este sistema son articulados, permitiendo resistir grandes deformaciones sin salir de su campo elástico. Pero obteniendo una pobre resistencia a cargas laterales.
- Para solucionar el problema anterior señalado, se emplean riostras concéntricas que brindan soporte lateral a la estructura, dando una ventaja adicional al Steel Framing ya que los sistemas que utilizan este tipo de rigidización son muy efectivos resistiendo sismos. Por esta razón y contrario al comportamiento de pórticos resistentes a momento, es la resistencia de los arriostramientos lo que generalmente controla el diseño.

- En cuanto a costos uno de los factores decisivos al momento de elegir un sistema estructural, se determinó que el Steel Framing es hasta un 4.4% más económico que el hormigón en el costo total de la estructura, obteniendo una reducción en todos los componentes relativos a los costos como materiales y mano de obra. El único apartado que resulto ser más costoso fue la cimentación, pero es un aumento despreciable si tomamos en cuenta que la losa de cimentación tendrá siempre un mejor desempeño estructural.
- Con el Steel Framing los tiempos de construcción pueden resultar hasta tres veces más rápidos que con hormigón armado. Esto es debido a que varias operaciones pueden ser realizadas al mismo tiempo, no existen tiempos de secado y no se necesita de encofrado, además por la ligereza de sus materiales el trabajo se vuelve más ágil y se disminuye el riesgo de lesiones o accidentes.
- Dada la ligereza de su estructura se integra fácilmente a cualquier construcción existente, las remodelaciones o ampliaciones en Steel Framing son simples, rápidas y limpias, ya que no es necesario picar y generar escombros. La construcción en seco permite adaptar las viviendas de manera rápida y sencilla a nuevas funcionalidades, además se tiene la certeza que su durabilidad va a ser prolongada.
- Si a todo lo anterior mencionado le agregamos que el Steel Framing es respetuoso con el medio ambiente ya que el uso de agua es mínimo, además el acero a diferencia de otros materiales de construcción es totalmente reciclable, reutilizable y no requiere tratamiento de plagas o aditivo alguno. Por lo tanto, este sistema se convierte en la mejor opción en esta época donde cuidar la naturaleza y el planeta es muy importante.
- Por último, se ha comprobado que el Steel Framing es una excelente alternativa no solo al hormigón armado, sino a cualquiera de los sistemas tradicionales que se emplean actualmente en nuestro medio, no cabe duda de que este sistema constructivo ira ganando cada vez más aceptación e ira posicionándose como tendencia. Por lo que en los próximos años pasará a tomar un papel protagónico en la industria.

RECOMENDACIONES:

- Una de las recomendaciones más importantes que se puede sugerir, es que este sistema constructivo sea incluido dentro de la catedra de diseño de estructuras metálicas, ya que de esta manera se brinda a los futuros profesionales mayor cantidad de alternativas constructivas que resultan ser más rápidos, económicos y eficientes que las convencionales, y a su vez fomentado el desarrollo de este sistema en el país.
- A más de la ventaja anteriormente mencionada, impartir catedra sobre este sistema constructivo ayuda al aprendizaje, manejo y comprensión del código “American Iron and Steel Institute” (AISI) el cual complementaria el código “American Institute of Steel Construction (AISC), obteniendo un mejor desenvolvimiento al diseñar cualquier tipo de estructura metálica ya sea perfiles conformados en frío o caliente.
- Para el modelaje computacional de Steel Framing, se recomienda utilizar un programa especializado en este sistema, ya que hacerlo en SAP2000 si bien es factible, resulta ser más complicado debido a que se debe trazar cada elemento que compone la estructura individualmente y como en el Steel Framing se puede llegar fácilmente a los cientos e incluso miles de elementos el modelado se vuelve demoroso y tedioso.
- Y finalmente después de llevar acabo el análisis y diseño estructural de Steel Framing en el presente trabajo, se recomienda totalmente el uso de este sistema en nuestro medio como alternativa constructiva, no solo por las ventajas y cualidades que este sistema brinda, partiendo del ahorro económico y reducción del tiempo de construcción, considerando incluso el aspecto ecológico minimizando el impacto al medio ambiente. Sino también ayudando el aspecto social como un generador de empleo. Ya que se puede formar y desarrollar toda una industria alrededor del acero conformado en frío, creando empresas dedicadas a la construcción y manufacturación de este material, creando nuevas fuentes de trabajo.

BIBLIOGRAFIA

- Alacero. (2007). *Manual de ingeniería de Steel Framing*. Santiago de Chile.
- Alacero. (2007). *Steel Framing: Arquitectura*. Santiago de Chile.
- American Iron and Steel Institute. (2007). *North American Specification for the design of cold-formed steel structural members* .
- CAMICON. (2017). *Revista de la cámara de la industria de la construcción*. Quito.
- Carpio Toral, M. P. (2014). *Diseño estructural de una vivienda aplicando el sistema constructivo Steel Framing*. Cuenca.
- ConsulSteel. (2015). *Manual de procedimiento construcción con acero liviano*. Buenos Aires.
- Guerra A., M. (2013). *Diseño de cimentaciones sismo resistentes utilizando SAFE*. Quito: Proyectos Estructurales.
- INEN. (2015). *Perfiles abiertos de acero conformados en frío para uso estructural*. Quito.
- Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito.
- Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*. Quito: Imprenta Activa.
- Peña Ramos, C. E. (2000). *Diseño básico de perfiles laminados en frío*. Ciudad de México.

ANEXOS

1.1. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN H.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.1	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Excavación a máquina, 0<H<2m				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.0555
Retroexcavadora	1.00	25.00	25.00	0.1000	2.5000
SUBTOTAL M					2.5555
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.1000	0.3820
Op.Gr.1 de Retroexcavadora	1.00	3.82	3.82	0.1000	0.3820
Ayudante de maquinaria	1.00	3.45	3.45	0.1000	0.3450
SUBTOTAL N					1.1090
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O					0.0000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)					3.6645
INDIRECTOS Y UTILIDAD					%X 0.0000
OTROS COSTOS INDIRECTOS					%X 0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.6645
VALOR OFERTADO					3.66
FECHA					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.2	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Replanto de H.S. 140 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.3274
Concreteira eléctrica a gasolina	1.00	3.01	3.01	1.0000	3.0100
SUBTOTAL M					3.3374
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	6.00	3.41	20.46	0.3200	6.5472
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	
SUBTOTAL N					6.5472
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=140 kg/cm ²	m ³	1.00	79.05	79.0500	
SUBTOTAL O					79.0500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				88.9346
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				88.9346
FECHA	VALOR OFERTADO				88.93

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.3	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.6308
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000
SUBTOTAL M					2.0308
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	6.00	3.41	20.46	0.3200	6.5472
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224
Carpintero	1.00	3.45	3.45	0.1250	0.4313
Ayudante	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
SUBTOTAL N					12.6169
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800	
Encofrado	m ²	1.00	9.51	9.5100	
SUBTOTAL O					90.8900
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				105.5377
	INDIRECTOS Y UTILIDAD			%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS			%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				105.5377
	VALOR OFERTADO				105.54
FECHA					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.4			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.4113
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000
SUBTOTAL M					1.8113
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	4.00	3.41	13.64	0.3200	4.3648
Albañil	1.00	3.45	3.45	0.3200	1.1040
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224
Carpintero	1.00	3.45	3.45	0.1250	0.4313
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.3200	1.1040
SUBTOTAL N					8.2265
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800	
Encofrado	m ²	1.00	9.51	9.5100	
SUBTOTAL O					90.8900
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				100.9278
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X 0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X 0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				100.9278
VALOR OFERTADO					100.93
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.5	UNIDAD:	kg		
DETALLE:	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.0155
SUBTOTAL M					0.0155
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Ferrero	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0600	0.2070
SUBTOTAL N					0.3105
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Varilla sismoresistente soldable D=10mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
Varilla sismoresistente soldable D=12mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
SUBTOTAL O					1.5800
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.9060
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.9060
	VALOR OFERTADO				1.91
FECHA					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2.1			UNIDAD:	m ³	
DETALLE:	Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.8167	
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000	
SUBTOTAL M					2.2167	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peón	8.00	3.41	27.28	0.3200	8.7296	
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224	
Carpintero	2.00	3.45	6.90	0.1250	0.8625	
Ayudante	3.00	3.45	10.35	0.3200	3.3120	
SUBTOTAL N					16.3345	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800		
Encofrado	m ²	1.00	14.18	14.1800		
SUBTOTAL O					95.5600	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				114.1112	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					114.1112
	VALOR OFERTADO					114.11
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2.2			UNIDAD:	m ³	
DETALLE:	Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.7076	
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000	
SUBTOTAL M					2.1076	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peón	6.00	3.41	20.46	0.3200	6.5472	
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224	
Carpintero	2.00	3.45	6.90	0.1250	0.8625	
Ayudante	3.00	3.45	10.35	0.3200	3.3120	
SUBTOTAL N					14.1521	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800		
Encofrado	m ²	1.00	27.26	27.2600		
SUBTOTAL O					108.6400	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				124.8997	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					124.8997
	VALOR OFERTADO					124.90
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	2.3	UNIDAD:	kg		
DETALLE:	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.0155
SUBTOTAL M					0.0155
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierro	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0600	0.2070
SUBTOTAL N					0.3105
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Varilla sismoresistente soldable D=10mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
Varilla sismoresistente soldable D=12mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
Varilla sismoresistente soldable D=14mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
Varilla sismoresistente soldable D=16mm x 12m	kg	1.00	0.79	0.7900	
SUBTOTAL O					3.1600
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)					3.4860
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.0000
OTROS COSTOS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.4860
VALOR OFERTADO					3.49
FECHA					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	2.4			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.7628
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000
SUBTOTAL M					2.1628
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	6.00	3.41	20.46	0.3200	6.5472
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224
Carpintero	2.00	3.45	6.90	0.1250	0.8625
Ayudante	4.00	3.45	13.80	0.3200	4.4160
SUBTOTAL N					15.2561
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800	
Encofrado	m ²	1.00	92.70	92.7000	
SUBTOTAL O					174.0800
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				191.4989
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				191.4989
	VALOR OFERTADO				191.50
FECHA					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2.5	UNIDAD:	m ³			
DETALLE:	Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.1157	
SUBTOTAL M					0.1157	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peón	1.00	3.41	3.41	0.3200	1.0912	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224	
SUBTOTAL N					2.3136	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Bloque de alivianamiento espumaflex 15*40*40 cm	UNIDAD	1.00	1.20	1.2000		
SUBTOTAL O					1.2000	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				3.6293	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.6293
	VALOR OFERTADO					3.63
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2.6	UNIDAD:	pln			
DETALLE:	Malla electrosoldada 5mm@10cm					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.1858	
SUBTOTAL M					0.1858	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Fierrero	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035	
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0600	0.2070	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224	
Peón	2.00	3.41	6.82	0.3200	2.1824	
SUBTOTAL N					3.7153	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Malla electrosoldada 5mm@10cm	pln	1.00	51.38	51.3800		
SUBTOTAL O					51.3800	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				55.2811	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				55.2811	
	VALOR OFERTADO				55.28	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.2	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Tendido, conformación y compactación				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.1746
Rodillo compactdor	1.00	7.50	7.50	0.00125	0.0094
SUBTOTAL M					0.1839
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.32000	1.2224
Op.Gr.2 de Rodillo compactador	1.00	3.64	3.64	0.32000	1.1648
Ayudante de maquinaria	1.00	3.45	3.45	0.32000	1.1040
SUBTOTAL N					3.4912
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Sub-base clase III	m ³	2.00	5.80	11.6000	
SUBTOTAL O					11.6000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				15.2751
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				15.2751
FECHA	VALOR OFERTADO				15.28
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	1.3	UNIDAD:	m ³			
DETALLE:	Replanto de H.S. 140 kg/cm ²					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.3819	
Concreteira eléctrica a gasolina	1.00	3.01	3.01	1.0000	3.0100	
SUBTOTAL M					3.3919	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Peón	7.00	3.41	23.87	0.3200	7.6384	
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200		
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200		
SUBTOTAL N					7.6384	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Hormigon premezclado f'c=140 kg/cm ²	m ³	1.00	79.05	79.0500		
SUBTOTAL O					79.0500	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				90.0803	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					90.0803
	VALOR OFERTADO					90.08
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	1.4	UNIDAD:	m ³		
DETALLE:	Hormigón simple en losa f'c=210 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.6854
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000
SUBTOTAL M					2.0854
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	7.00	3.41	23.87	0.3200	7.6384
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224
Carpintero	1.00	3.45	3.45	0.1250	0.4313
Ayudante	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
SUBTOTAL N					13.7081
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800	
Encofrado	m ²	1.00	9.51	9.5100	
SUBTOTAL O					90.8900
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				106.6835
	INDIRECTOS Y UTILIDAD			%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS			%X	0.0000
FECHA	COSTO TOTAL DEL RUBRO				106.6835
	VALOR OFERTADO				106.68
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	1.5	UNIDAD:	pln			
DETALLE:	Malla electrosoldada 10mm 15x15cm					
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.1858	
SUBTOTAL M					0.1858	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Ferrero	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035	
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0600	0.2070	
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224	
Peón	2.00	3.41	6.82	0.3200	2.1824	
SUBTOTAL N					3.7153	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B		
Malla electrosoldada 5mm@10cm	pln	1.00	140.43	140.4300		
SUBTOTAL O					140.4300	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					0.0000	
FECHA	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				144.3311	
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					144.3311
	VALOR OFERTADO					144.33
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	2.3			UNIDAD:	u
DETALLE:	Placa colaborante e=0.65mm 1.0x6.0m				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.0206
SUBTOTAL M					0.0206
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierrero	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0300	0.1035
Peon	2.00	3.41	6.82	0.0300	0.2046
SUBTOTAL N					0.4116
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Placa colaborante e=0.65mm 1.0x6.0m	u	1.00	48.15	48.1500	
SUBTOTAL O					48.1500
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				48.5822
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X 0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X 0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				48.5822
FECHA	VALOR OFERTADO				48.58
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	2.4			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.2806
Vibrador eléctrico a gasolina	1.00	4.38	4.38	0.3200	1.4000
SUBTOTAL M					1.6806
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón	2.00	3.41	6.82	0.3200	2.1824
Albañil	2.00	3.45	6.90	0.3200	2.2080
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.3200	1.2224
					0.0000
					0.0000
SUBTOTAL N					5.6128
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm ²	m ³	1.00	81.38	81.3800	
SUBTOTAL O					81.3800
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				88.6734
	INDIRECTOS Y UTILIDAD				%X 0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS				%X 0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				88.6734
FECHA	VALOR OFERTADO				88.67
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	2.6	UNIDAD:	pln		
DETALLE:	Malla electrosoldada 5mm 10x10cm				
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% MO)	Global				0.0351
SUBTOTAL M					0.0351
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierrero	1.00	3.45	3.45	0.0400	0.1380
Ayudante	1.00	3.45	3.45	0.0400	0.1380
Maestro de obra	1.00	3.82	3.82	0.0400	0.1528
Peón	2.00	3.41	6.82	0.0400	0.2728
SUBTOTAL N					0.7016
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Malla electrosoldada 5mm@10cm	pln	1.00	51.38	51.3800	
SUBTOTAL O					51.3800
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0.0000
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				52.1167
	INDIRECTOS Y UTILIDAD			%X	0.0000
	OTROS COSTOS INDIRECTOS			%X	0.0000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				52.1167
	VALOR OFERTADO				52.12
FECHA					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA