



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA

**PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMO RESISTENTE
PREFABRICADA DESMONTABLE PARA SITUACIONES
EMERGENTES**

AUTORES

**TNTE. DE E. PADILLA LASCANO KLÉVER GONZALO
VALDIVIESO MENÉNDEZ HERNÁN FABRICIO**

DIRECTORA

ING. ROBALINO BEDÓN IVETH CAROLINA, MSC

SANGOLQUÍ

2017



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA
Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMO RESISTENTE PREFABRICADA DESMONTABLE PARA SITUACIONES EMERGENTES**” realizado por los señores **PADILLA LASCANO KLÉVER GONZALO Y VALDIVIESO MENÉNDEZ HERNÁN FABRICIO**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a los señores para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 25 de mayo del 2017

IVETH CAROLINA ROBALINO BEDÓN
DIRECTORA





**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA
Y CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **KLÉVER GONZALO PADILLA LASCANO Y HERNÁN FABRICIO VALDIVIESO MENÉNDEZ**, con cédula de identidad N° 180389078-7 y N° 172617825-2 respectivamente, declaramos que este trabajo de titulación **“PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMO RESISTENTE PREFABRICADA DESMONTABLE PARA SITUACIONES EMERGENTES”** ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaramos que este trabajo es de nuestra autoría, en virtud de ello nos declaramos responsables del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 25 de mayo del 2017



KLÉVER GONZALO PADILLA LASCANO
C.C.: 180389078-7



HERNÁN FABRICIO VALDIVIESO MENÉNDEZ
C.C.: 172617825-2





**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA
Y CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **KLÉVER GONZALO PADILLA LASCANO Y HERNÁN FABRICIO VALDIVIESO MENÉNDEZ**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMO RESISTENTE PREFABRICADA DESMONTABLE PARA SITUACIONES EMERGENTES**” cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 25 mayo del 2017



KLÉVER GONZALO PADILLA LASCANO
C.C.: 180389078-7



HERNÁN FABRICIO VALDIVIESO MENÉNDEZ
C.C.: 172617825-2



DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de titulación en primer lugar a Dios, quien me guía en cada instante de mi vida, quien me proporciona paz y tranquilidad en los momentos difíciles. A mis amados padres, Félix y Liria, quienes me han dado la vida, amor, fuerza y fortaleza para seguir adelante, a quienes amo y admiro por sus esfuerzos y sacrificios para darme una educación y cubrir mis necesidades. A mis queridos hermanos Javier, Iván y Mariela, quienes me han dado sus palabras de aliento, su apoyo incondicional y son a quienes agradezco por compartir tantos momentos de alegría juntos a lo largo de mi vida.

Hernán Fabricio Valdivieso Menéndez

Dedico mi tesis a mis padres César y Ximena, por ser mi apoyo incondicional, por ser mi guía y porque siempre me han apoyado en todo lo que me propuse. Queridos Padres los quiero mucho, esta meta se la debo a ustedes.

A mis hermanos y familia, por estar conmigo y apoyarme siempre.

A todos mis amigos, por compartir los buenos y malos momentos.

Kléver Gonzalo Padilla Lascano

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a Dios, quien estuvo conmigo a lo largo de este tiempo y es pues quien me dota de sabiduría para culminar con esta etapa de mi vida.

A mis padres, por ser mi norte, mi guía y sostén hacía el avance de mi desarrollo profesional, gracias por creer en mí, por estar a mi lado acompañándome, por tantas experiencias reconfortantes como familia, por darme a mis hermanos con quienes he crecido y a quienes amo sobre todas las cosas. Gracias a todos, por ser mi familia y ser parte de mi vida.

A mi tutora de tesis Ing. Carolina Robalino Msc. quien nos dirigió en este tiempo y dedicó tiempo y sacrificio para con su familia, hasta ayudarnos a cumplir la meta deseada. A mi estimado Ing. Ernesto Pro, quien con su experiencia y su apoyo permitió realizar de este, un excelente trabajo de titulación. A los ingenieros Pablo Caiza, Lenin Abatta, quienes estuvieron apoyándonos en los diferentes objetivos que este trabajo de titulación contiene.

A la empresa Sedemi S.C.C., quien proporcionó del material necesario para poder ejecutar ensayos pertinentes. A la Escuela Politécnica Nacional, por permitirnos realizar ensayos de las conexiones metálicas en el laboratorio de la vivienda.

A mis amigos y compañeros, quienes me han dado su amistad incondicional, con quienes he compartido buenos y malos momentos, llenos de alegrías y tristezas, a quienes les auguro éxito en sus vidas profesionales. Y un agradecimiento especial a mi compañero y amigo incondicional Kléver, por haber contribuido con su esfuerzo, conocimiento, trabajo y amistad dentro de estos años universitarios, ya que, gracias a su ayuda y su arduo trabajo, se puede dar por finalizado este proyecto de titulación, y es a quien auguro éxitos en su vida militar.

Hernán Fabricio Valdivieso Menéndez

AGRADECIMIENTO

Constituyen los cimientos de mi desarrollo, mis padres Ximena y César, mi eterno agradecimiento para ustedes por ser los mejores padres, a mis hermanos y familia, que han destinado tiempo para enseñarme nuevas cosas, para brindarme aportes invaluable que servirán para toda mi vida.

Un agradecimiento especial a nuestra tutora de tesis la Ing. Carolina Robalino Msc. sus conocimientos, orientaciones, su forma de trabajar y motivación constante han sido fundamentales para finalizar el trabajo de titulación, a usted estimada Ingeniera mi consideración y respeto.

Al Ing. Ernesto Pro por ser parte activa del proyecto a través de su invaluable experiencia profesional, ha sido capaz de ganarse mi admiración y sobre todo mi respeto por su calidad humana, muchas gracias estimado Ingeniero.

A todo el cuerpo docente del departamento en especial en las personas del Dr. Pablo Caiza, Ing. Jorge Zúñiga, Ing. Lenin Abatta por todo su tiempo y conocimiento contribuido a mi carrera y proyecto de tesis.

A todos mis amigos, gracias por estar conmigo todo este tiempo, me llevo lo más importante de cada uno de ustedes su sincera amistad. A Hernán gran amigo que conozco desde que inicie mi carrera, solo tengo palabras de gratitud y mis mejores deseos para ti.

Kléver Gonzalo Padilla Lascano

ÍNDICE

CARATULA	i
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE	viii
ÍNDICE TABLAS.....	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxi
RESUMEN.....	xxviii
ABSTRACT.....	xxix
CAPÍTULO 1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Planteamiento del problema de investigación.....	2
1.3. Justificación e importancia.....	4
1.4. Objetivos	5
1.4.1. Objetivo principal	5
1.4.2. Objetivos secundarios	5
CAPÍTULO 2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO	6
2.1. Introducción	6
2.2. Sistemas Constructivos	7
2.2.1. Sistema Constructivo Tradicional.....	7
2.2.2. Sistema constructivo en seco DRY WALL (Steel Framing).....	8
2.3. Normas arquitectónicas aplicadas al proyecto de vivienda.....	9
2.4. Dimensiones adoptadas para vivienda desmontable.....	12

2.5. Concurso UNIR.....	13
2.6. Planos arquitectónicos de la vivienda	14
CAPÍTULO 3 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	17
3.1. Terminología	18
3.2. Análisis de Cargas.....	20
3.3. Análisis y Distribución del Cortante Basal	21
3.3.1. Factor de zona sísmica (Z).....	22
3.3.2. Factor de importancia por categoría de la estructura (I):.....	23
3.3.3. Espectro de respuesta elástico de aceleración (Sa).....	24
3.3.4. Factor de reducción de fuerza sísmica (R):	28
3.3.5. Factores de configuración estructural en planta y elevación (ϕ_P y ϕ_E): ..	30
3.3.6. Carga muerta total de la estructura (W):.....	30
3.3.7. Cortante basal calculado	31
3.3.8. Espectro de diseño	31
3.3.9. Distribución a los pórticos del cortante basal	32
3.4. Correas	34
3.4.1. Generalidades.....	34
3.4.2. Cargas a resistir.....	35
3.4.3. Diseño de Correas.....	36
3.4.3.1. Chequeo elemento compacto	37
3.4.3.1.1. Cálculo de longitudes.....	39
3.4.3.1.2. Longitud Plástica.....	39
3.4.3.1.3. Longitud Residual	41
3.4.3.2. Chequeo a fluencia.....	42
3.4.3.3. Chequeo a corte.....	44
3.5. Vigas Trabe	47
3.5.1. Generalidades.....	47
3.5.2. Análisis de cargas a Resistir	48
3.5.3. Pre diseño de Vigas Trabe	50

3.5.4. Diseño de Viga Trabe Principal.....	52
3.5.4.1. Chequeo perfil compacto y sísmico	52
3.5.4.1.1. Cálculo de longitudes.....	55
3.5.4.1.2. Longitud Plástica.....	55
3.5.4.1.3. Longitud Residual	56
3.5.4.2. Chequeo de fluencia.....	57
3.5.4.3. Chequeo a corte.....	58
3.6. Columnas	59
3.6.1. Generalidades.....	59
3.6.2. Pre diseño de columnas.....	59
3.6.2.1. Cálculo de áreas tributarias	61
3.6.2.2. Propiedades de columna.....	62
3.6.2.3. Chequeo de esbeltez.....	64
3.6.2.4. Chequeo Sísmico.....	66
3.6.2.5. Chequeo flexión biaxial columna 100 x 100 x 6	73
3.6.2.5.1. Longitud Plástica.....	75
3.6.2.5.2. Longitud Residual	75
3.6.2.5.3. Análisis sentido X pórtico 2.....	77
3.6.2.5.4. Análisis en Sentido Y pórtico B.....	82
3.6.3. Diseño de columna.....	86
3.6.3.1. Chequeo elemento compacto	87
3.6.3.2. Chequeo resistencia a carga axial	87
3.6.3.3. Longitud Plástica.....	89
3.6.3.4. Longitud Residual	89
3.6.3.5. Chequeo a Flexión Biaxial columna 150 x 150 x 4 mm.....	90
3.6.3.5.1. Análisis en Sentido X.....	90
3.6.3.5.2. Análisis en Sentido Y.....	91

3.7. Modelo en Software Computacional.....	92
3.7.1. Declaración de espaciamientos.....	93
3.7.2. Materiales.....	96
3.7.3. Secciones	98
3.7.4. Estados de Carga.....	99
3.7.5. Determinación de las Fuerzas Sísmicas.....	100
3.7.6. Masa.....	102
3.7.7. Declaración de Combinaciones de Carga	103
3.7.8. Representación de la Estructura.....	105
3.7.9. Restricciones.....	106
3.7.10. Entrepiso	106
3.7.11. Asignación de cargas	108
3.7.12. Verificación de deriva.....	114
3.7.13. Participación de la Masa	116
3.7.14. Comprobación de cortantes estático/dinámico	117
3.7.14.1. Chequeo de cortante en sentido X.....	117
3.7.14.2. Chequeo de cortante en sentido Y.....	117
3.8. Cimentación	118
3.8.1. Coeficiente de Balasto	118
3.8.2. Diseño de viga de cimentación	120
3.8.2.1. Predimensionamiento de viga	121
3.8.3. Diseño de Viga B (Sentido Y)	121
3.8.3.1. Chequeo de altura.....	123
3.8.3.2. Chequeo a corte.....	125
3.8.3.3. Chequeo por punzonamiento	126
3.8.4. Diseño de contrapiso.....	133
3.9. Diseño de Escalera	134
3.9.1. Escalera apoyada en sus extremos	135
3.9.2. Verificación de perfiles angulares de 80x80x4mm	137
3.9.3. Verificación a flexión	139
3.9.4. Compresión.....	144

3.9.5. Verificación de columnetas tubulares cuadradas de 75x3mm a carga axial	145
3.9.6. Chequeo por carga axial	147
3.10. Steel Framing	149
3.10.1. Paredes	151
3.10.2. Ventanas.....	156
3.10.3. Techo	158
3.10.3.1. Correas	160
3.10.3.1.1. Compacidad.....	161
3.10.3.1.2. Flexión	162
3.10.3.1.3. Verificación de flexión biaxial.....	163
3.10.3.2. Cerchas	166
3.10.3.2.1. Chequeo por Compresión.....	169
3.10.3.2.2. Flexión	170
3.10.3.2.3. Tracción.....	170
3.10.3.3. Unión.....	171
3.11. Empalmes de columnas.....	173
3.11.1. Teoría general de empalmes	174
3.11.2. Empalme definido.....	175
3.12. Diseño de la placa de anclaje para columna.....	176
3.12.1. Primera forma de cálculo.....	176
3.12.2. Segunda forma de cálculo.....	179
3.13. Anclajes de la estructura	182
3.13.1. Generalidades.....	182
3.13.2. Requisitos de diseño de anclajes.....	182
3.13.2.1. Requisitos de Tracción.....	182
3.13.2.1.1. Resistencia del acero	182
3.13.2.1.2. Desprendimiento del hormigón.....	183
3.13.2.1.3. Arrancamiento del Anclaje	185

3.13.2.1.4. Descascaramiento del recubrimiento lateral	185
3.13.2.1.5. Resistencia por adherencia.....	185
3.13.2.2. Requisitos por Corte.....	185
3.13.2.2.1. Resistencia del acero.....	186
3.13.2.2.2. Arrancamiento del concreto	186
3.13.2.2.3. Desprendimiento del concreto por cabeceo	188
CAPÍTULO 4 DISEÑO DE CONEXIONES metálicas viga - columna	189
4.1. Resistencia mínima a la tensión especificada del acero.....	190
4.2. Conexiones Apernadas.....	191
4.2.1. Tipos de pernos	191
4.2.1.1. Pernos ordinarios o comunes	192
4.2.1.2. Pernos de alta resistencia	192
4.2.2. Espaciamientos y distancias.....	193
4.2.3. Tamaño de los Agujeros	195
4.2.4. Control de apriete de pernos	197
4.2.5. Modos de falla o estado de falla	199
4.2.5.1. Resistencia al corte.....	200
4.2.5.2. Resistencia por tracción	201
4.2.5.3. Resistencia al aplastamiento del material	203
4.2.5.4. Bloque de Cortante.....	206
4.2.6. Resistencia a las fuerzas producidas por momento	208
4.3. Conexiones soldadas	210
4.3.1. Ventajas de soldadura	211
4.3.2. Normas de soldadura	211
4.3.3. Proceso de soldadura	212
4.3.4. Soldadura de arco.....	213
4.3.4.1. Soldadura de arco con metal de aporte protegido SMAW.....	213
4.3.4.2. Soldadura de arco metálico gaseoso GMAW	215

4.3.4.3. Soldadura de arco sumergido SAW	216
4.3.4.4. Soldadura de arco con núcleo fundente FCAW	216
4.3.5. Electrodo de soldadura	217
4.3.5.1. Tipos de Electrodo	217
4.3.5.2. Denominación de electrodo (AWS)	217
4.3.6. Clasificación de soldadura	221
4.3.6.1. Soldadura de tope	222
4.3.6.1.1. Área efectiva de soldadura a tope	223
4.3.6.1.2. Resistencia de soldadura	224
4.3.6.2. Soldadura a filete	226
4.3.6.2.1. Área Efectiva	226
4.3.6.2.2. Limitaciones con respecto al espesor del material	227
4.3.6.2.3. Resistencia de la soldadura a filete	228
4.3.7. Simbología de Soldadura	230
4.3.8. Chequeo de Momento de la soldadura	235
4.4. Resistencia de la viga en flexión y corte	235
4.4.1. Chequeo a flexión	236
4.4.2. Cheque a corte	237
4.5. Teoría columna fuerte – viga débil en conexiones metálicas	238
4.6. Conexiones precalificadas	238
4.7. Ensayo de la Conexión	240
4.7.1. Parámetros generales	240
4.7.2. Tipos de conexiones propuestas para el ensayo	240
4.7.3. Realización del ensayo	242
4.7.4. Ensayo propuesto de conexión No. 1	243
4.7.5. Ensayo propuesto de conexión No. 2	246
4.7.6. Rótula plástica	249
CAPÍTULO 5 DISEÑO COMPLEMENTARIOS	251
5.1. Diseño Hidrosanitario	251

5.1.1. Tubería de Agua Fría Y Caliente.....	251
5.1.1.1. Diámetro de tubería de Agua Fría.....	254
5.1.1.2. Diámetro de tubería de agua caliente	255
5.1.1.3. Diseño de columna de agua Fría	255
5.1.1.4. Diseño columna de agua caliente.....	258
5.1.2. Tubería sanitaria	260
5.1.2.1. Tubería de Derivaciones Sanitarias.....	260
5.1.2.2. Tubería de recolección de derivaciones	263
5.1.2.3. Columnas de aguas servidas.....	263
5.1.2.4. Diámetro de colector de agua servida	264
5.2. Diseño Eléctrico	266
5.2.1. Generalidades.....	266
5.2.2. Diseño de Iluminación	266
5.2.2.1. Vivienda de una planta.....	266
5.2.2.2. Distribución de luminarias por planta	270
5.2.2.3. Vivienda de dos plantas	272
5.2.3. Diseño de Potencia de Vivienda de Dos Plantas	274
5.2.3.1. Circuitos de Iluminación.....	275
5.2.3.2. Circuito de fuerza.....	279
5.2.3.3. Circuitos Especiales	281
5.2.3.4. Tablero	282
5.2.3.5. Cálculo de Protecciones	283
CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE COSTOS	287
6.1. Antecedentes	287
6.2. Análisis de costos Vivienda una planta y dos plantas.....	287
6.3. Análisis de costos de vivienda en el sistema tradicional (Hormigón)	293
6.4. Cronograma de ejecución.....	297

6.4.1. Cronograma de ejecución de vivienda de una y dos plantas	298
6.4.2. Cronograma de ejecución de vivienda en el sistema tradicional	301
6.5. Comparación tiempo/costo entre Sistemas de Construcción	305
6.6. Análisis de costos Conexión	305
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	307
BIBLIOGRAFÍA	312
ANEXOS	317

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1 Dimensiones útiles mínimas de los locales.....	10
Tabla 2 Resumen de normas arquitectónicas.....	12
Tabla 3 Dimensiones arquitectónicas vivienda primer piso	12
Tabla 4 Dimensiones arquitectónicas vivienda dos pisos.....	13
Tabla 5 Análisis cargas de entrepiso.....	20
Tabla 6 Análisis de Cargas de Segunda Planta	21
Tabla 7 Valores del factor Z en función de la zona sísmica	23
Tabla 8 Factor de importancia de estructuras por su categoría e importancia.....	24
Tabla 9 Factor de sitio Fa.....	26
Tabla 10 Factor de sitio Fd	26
Tabla 11 Factor de sitio Fs.....	27
Tabla 12 Valores de Ct y α para el cálculo del periodo de la estructura.....	27
Tabla 13 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles NEC	29
Tabla 14 Valores de los factores R para estructuras de acero ASCE/SEI 7-10.....	29
Tabla 15 Espectro de diseño	31
Tabla 16 Cálculo de Wi.....	33
Tabla 17 Cortante basal en altura.....	33
Tabla 18 Distribución del cortante basal a cada pódico	33
Tabla 19 Verificación de perfil compacto.....	35
Tabla 20 Cargas aplicadas a la estructura	35
Tabla 21 Propiedades de correa tubular cuadrada de 100x100x4mm.....	36
Tabla 22 Razones ancho - espesor, de elementos a flexión.....	37
Tabla 23 Chequeos de elementos de alta ductilidad y moderada ductilidad.....	38
Tabla 24 Propiedades Viga Trabe Principal eje B-2.....	51
Tabla 25 Propiedades de viga trabe 10x15cm en 4mm de espesor.....	52
Tabla 26 Resumen áreas tributarias	62
Tabla 27 Propiedades columna B2 de 100x100x6 mm.....	63
Tabla 28 Valores de K.....	64
Tabla 29 Chequeo por compacidad.....	65
Tabla 30 Chequeos sísmicos	67

Tabla 31	Chequeos de elementos de alta ductilidad y moderada ductilidad.....	67
Tabla 32	Resumen de Cargas por Piso.....	68
Tabla 33	Chequeos Columna	70
Tabla 34	Resistencia de columna B2	71
Tabla 35	Diseño Demanda/Capacidad	73
Tabla 36	Propiedades columna tubular cuadrada 150x150x4mm	86
Tabla 37	Resultados columna cuadrada de 15cm en 4 mm de espesor	87
Tabla 38	Diseño Demanda/Capacidad	88
Tabla 39	Resumen de secciones estructura.....	99
Tabla 40	Derivas de piso.....	115
Tabla 41:	Tabla de participación de la masa.....	116
Tabla 42:	Cortante dinámico y estático.....	117
Tabla 43	Coeficientes de Balasto	119
Tabla 44	Resumen Método de Terzagui y Boiler	120
Tabla 45	Deflexiones máximas admisibles.....	136
Tabla 46:	Clasificación de la madera	136
Tabla 47	Datos perfil angular 80x80x4 mm	137
Tabla 48	Verificación de elemento compacto.....	137
Tabla 49	Condiciones de chequeos a Flexión	139
Tabla 50	Propiedades de columnetas 75x3mm.....	145
Tabla 51	Chequeo por compacidad en X	145
Tabla 52	Chequeo por compacidad en Y	146
Tabla 53	Chequeos sísmicos AISC 341-10.....	146
Tabla 54	Resumen de capacidad a carga axial de columnetas de 40x3mm.....	147
Tabla 55	Chequeo biaxial	148
Tabla 56	Información perfiles para fibrocemento.....	152
Tabla 57	Tipos de Tornillos para Steel Framing.....	155
Tabla 58	Propiedades de Correa	161
Tabla 59	Propiedades Correa G 100x50x15x2	165
Tabla 60	Propiedades de Solera C50x25x3	170
Tabla 61	Separaciones críticas según modos de falla	182
Tabla 62	Grados de Pernos y normas equivalentes.....	193

Tabla 63 Distancias mínimas Tabla J3.4 AISC	195
Tabla 64 Diámetros de agujeros mínimos Tabla J3.3 AISC.....	196
Tabla 65 Diámetros para agujeros de conexiones apernadas (empírica 1/8).....	197
Tabla 66 Apriete de pernos Método de la Vuelta de Tuerca.....	197
Tabla 67 Torque de pernos con torquímetro.....	199
Tabla 68 Clasificación soldadura por arco.....	213
Tabla 69 Código de posición de soldadura	218
Tabla 70 Codificación de usabilidad del electrodo (4)	219
Tabla 71 Resistencia del material base de soldadura a tope	225
Tabla 72 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete.....	227
Tabla 73 Resistencia disponible de soldadura a filete	228
Tabla 74 Dotaciones dependiendo la utilidad de la edificación.....	251
Tabla 75 Unidades de suministro.....	253
Tabla 76 Unidades Mueble de vivienda.....	253
Tabla 77 Longitud de tubería de agua fría por planta	254
Tabla 78 Diámetros en función de la longitud y unidades mueble.....	254
Tabla 79 Longitud de tubería de agua caliente	255
Tabla 80 Norma Hidrosanitaria NHE Agua.....	255
Tabla 81 Resumen de Caudal Instantáneo por planta de agua fría	256
Tabla 82 Velocidades recomendadas por tipo de tubería.....	257
Tabla 83 Coeficientes de Perdidas de Fricción según el material de la tubería.....	257
Tabla 84 Coeficientes de Pérdida.....	258
Tabla 85 Diámetro de columna de agua fría	258
Tabla 86 Resumen de Caudal Instantáneo de agua caliente por planta	259
Tabla 87 Diámetro de columna de agua caliente	259
Tabla 88 Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones y sifones.....	261
Tabla 89 Resumen de unidades de descarga por planta.....	262
Tabla 90 Diámetro de las derivaciones	262
Tabla 91 Diámetro de derivaciones del colector.....	263
Tabla 92 Diámetro en Columnas de aguas servidas.....	264
Tabla 93: Diámetro de colector de agua servida.....	264
Tabla 94 Tipo de reflexión.....	266

Tabla 95 Clasificación de espacios	267
Tabla 96 Dimensiones por espacio e índice del local	267
Tabla 97 Clasificación del índice del local	268
Tabla 98 Luz reflejada según color de paredes o techos.....	268
Tabla 99 Coeficientes de utilización Cu y conservación Cc.....	269
Tabla 100 Resultado número de luminarias vivienda primer piso.....	269
Tabla 101 Resumen de luminarias	270
Tabla 102 Ubicación de luminarias por planta	270
Tabla 103 Chequeo de distancias	271
Tabla 104 Análisis de segunda planta.....	272
Tabla 105 Resumen de distancias segunda plantas.....	272
Tabla 106 Coeficiente de utilización y conservación	272
Tabla 107 Resumen de luminarias segunda planta	273
Tabla 108 Distribución en planta	273
Tabla 109 Comprobación de distancias	273
Tabla 110 Resumen circuito de iluminación.....	276
Tabla 111 Factores de uso según voltaje.....	277
Tabla 112 Voltaje resistente cables AWG	278
Tabla 113 Área de los cables	279
Tabla 114 Resumen circuito de fuerza.....	280
Tabla 115 Resumen de circuito especiales.....	281
Tabla 116 Resumen de carga que llega al tablero TPD	282
Tabla 117 Cálculo de protecciones de los circuitos	283
Tabla 118 Número máximo de conductores a instalarse en un tubo conduit.....	285
Tabla 119 Resumen de longitud de cable por circuito.....	286
Tabla 120 Resumen de longitud de cable por circuito.....	286
Tabla 121 Presupuesto vivienda una planta	288
Tabla 122 Presupuesto vivienda de dos plantas.....	290
Tabla 123 Presupuesto de vivienda de Hormigón de una planta	293
Tabla 124 Presupuesto vivienda dos plantas en Hormigón	295
Tabla 125 Presupuesto ensayo por conexión	306

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Proyecto subida a la página del concurso UNIR	14
Figura 2: Exposición del proyecto en la EPN	14
Figura 3: Vista en planta de la vivienda 1 piso	15
Figura 4: Vista en planta vivienda dos pisos (planta baja).....	15
Figura 5: Vista en planta vivienda dos pisos (planta alta)	16
Figura 6: Aspectos de diseño sismo resistente conferencia Dr. Vielma	17
Figura 7: Mapa de zonificación sísmica para diseño de peligro sísmico.....	22
Figura 8: Espectro sísmico elástico de aceleraciones	24
Figura 9: Espectro de diseño	31
Figura 10: Curva de capacidad de correas	42
Figura 11: Asignación de correas en primera planta (a) y segunda planta (b).....	46
Figura 12: Vigas Principales (TRABE) y Secundarias Primera Planta	47
Figura 13: Cargas que llega a la viga eje B.....	48
Figura 14: Modelo viga trabe eje B.....	48
Figura 15: Cargas hacia la correa tipo.....	49
Figura 16: Cargas puntuales que llegan a la viga trabe.....	49
Figura 17: Cortante en la viga trabe	50
Figura 18: Momento en la viga trabe	50
Figura 19: Curva de Capacidad de viga 100x150x4mm.....	57
Figura 20: Distribución de columnas	60
Figura 21: Área tributaria.....	61
Figura 22: Área tributaria columna B2	69
Figura 23: Resistencia de columna B2.....	72
Figura 24: Carga distribuida Muerta	77
Figura 25: Momentos por carga muerta	77
Figura 26: Carga viva distribuida.....	78
Figura 27: Momento por carga viva.....	78
Figura 28: Fuerza sísmica	79
Figura 29: Momento producto de la fuerza sísmica.....	79
Figura 30: Curva de resistencia columna 100x100x6 mm.....	81

Figura 31: Cargas puntuales muerta.....	82
Figura 32: Momentos en columnas por carga muerta.....	82
Figura 33: Cargas puntuales viva.....	83
Figura 34: Momentos en columna por carga Viva.....	83
Figura 35: Fuerzas sísmicas	84
Figura 36: Momentos en columnas por sismo	84
Figura 37: Resistencia de columna	88
Figura 38: Opciones para la iniciación del modelo en ETABS	94
Figura 39: Edición de grilla y altura entre pisos	94
Figura 40: Edición de Grilla.....	95
Figura 41: Edición de Alturas	95
Figura 42: Definición de Propiedades de los Materiales	97
Figura 43: Declaración de propiedades de columnas.....	98
Figura 44: Estados de carga a la cual se somete la estructura.....	99
Figura 45: Estado de carga del sismo.....	100
Figura 46: Espectro de Respuesta	101
Figura 47: Análisis dinámico en sentido x e y	102
Figura 48: Declaración de Masa	102
Figura 49: Combinaciones de Carga.....	104
Figura 50: Declaración de envolvente.....	104
Figura 51: Declaración de elementos columnas - vigas – correas	105
Figura 52: Asignación de restricciones	106
Figura 53: Creación de entrepisos.....	107
Figura 54: Asignación de entrepisos	107
Figura 55: Asignación de cargas primera planta.....	108
Figura 56: Asignación de cargas segunda planta	108
Figura 57: Demanda/Capacidad Sistema SMF primera planta	109
Figura 58: Demanda/Capacidad Sistema SMF segunda planta	109
Figura 59: Vista 3d resultados SMF.....	110
Figura 60: Fallo del elemento	112
Figura 61: Cambio a sistema OMF	112
Figura 62: Resultados en sistema OMF primera planta.....	113

Figura 63: Resultados sistema OMF segunda planta	113
Figura 64: Vista 3d Resultados OMF	114
Figura 65: Resultados de análisis	120
Figura 66: Viga de cimentación vista en corte	121
Figura 67: Cargas sobre viga B	121
Figura 68: Viga de cimentación del eje B vista lateral	122
Figura 69: Viga B vista en planta	123
Figura 70: Descripción de esfuerzos en viga	124
Figura 71: Chequeo distancia $d/2$ de la cara de la columna	125
Figura 72: Punzonamiento	126
Figura 73: Datos a ingresar	127
Figura 74: Resultados análisis de viga	128
Figura 75: Resultados Viga de cimentación 0.6x0.3m	130
Figura 76: Viga tipo vista en corte Eje A, B, C, 1, 2, 3	132
Figura 77: Viga Tipo sentido x vista lateral	132
Figura 78: Viga Tipo sentido y vista lateral	133
Figura 79: Cimentación - Vista en planta	133
Figura 80: Sección tipo Viga – Loseta de Hormigón	134
Figura 81: Escalera casa de dos pisos	134
Figura 82: Vita inferior y sistema de arriostamiento	135
Figura 83: Armadura para escalera	135
Figura 84: Carga Puntual por cada escalón	138
Figura 85: Momento resultante	138
Figura 86: Deflexión en escalón	139
Figura 87: Análisis de armadura de escalera	141
Figura 88: Diagrama Normal en armadura	141
Figura 89: Cortante de armadura	142
Figura 90: Momento en armadura pórtico 1	142
Figura 91: Armadura pórtico 2	142
Figura 92: Momento de armadura de pórtico 2	143
Figura 93: Análisis de armadura pórtico 3	143
Figura 94: Momentos de armadura pórtico 3	143

Figura 95: Curva de capacidad a carga axial	148
Figura 96: Vista esquemática de una vivienda en Steel Framing	150
Figura 97: Perfiles conformados en frío y aplicaciones de los mismos.....	151
Figura 98: Dimensiones de los perfiles Stud y Track del mercado.....	152
Figura 99: Esquema de pared	153
Figura 100: Unión de Track y Stud.....	154
Figura 101: Placas sentido horizontal de paredes mayor a 2.40 m. de altura	154
Figura 102: Pared no estructural tipo en Steel Framing.....	156
Figura 103: Conexión STUD – TRACK.....	156
Figura 104: Pared con ventana tipo.....	157
Figura 105: Detalle A de unión.....	157
Figura 106: Detalle B de unión	158
Figura 107: Perfiles G comerciales	159
Figura 108: Perfiles canal C comerciales.....	159
Figura 109: Carga repartida a las correas.....	160
Figura 110: Momento actuante	160
Figura 111: Chequeo de compacidad.....	161
Figura 112: Inclinación de cercha tipo A.....	164
Figura 113: Descomposición del momento.....	164
Figura 114: Distribución en planta de correas y cerchas	166
Figura 115: Cercha Tipo A	167
Figura 116: Cargas a la cercha	167
Figura 117: Diagrama Normal	168
Figura 118: Diagrama a Corte.....	168
Figura 119: Diagrama de Momento	168
Figura 120: Cercha tipo B	171
Figura 121: Cercha tipo C.....	171
Figura 122: Unión tipo Montante – Solera vista frontal	172
Figura 123: Unión tipo Montante - Solera vista posterior	173
Figura 124: Unión Montante-Solera-Correa	173
Figura 125: Ejemplo empalme de columna	174
Figura 126: Empalme de columnas.....	175

Figura 127: Esquema cálculo placa de anclaje	177
Figura 128: Vista en planta de la columna y placa base teoría McCormac	180
Figura 129: Placa de anclaje del proyecto.....	181
Figura 130: Distancia hef en anclajes	183
Figura 131: Cálculo de áreas para el desprendimiento del hormigón.....	184
Figura 132: Ejemplo cálculo Avc cuando las distancias son pequeñas	187
Figura 133: Placa más pernos de anclaje	188
Figura 134 : Conexión apernada y soldada con placa.....	189
Figura 135: Partes de un perno	191
Figura 136: Términos en separaciones y distancias.....	194
Figura 137: Espaciamiento y distancias mínimas conexiones apernadas	195
Figura 138: Perno y elementos de apriete para conexiones	198
Figura 139: Perno sometido a fuerzas que provocan estado de falla.....	199
Figura 140: Fuerzas distribuidas por las placas que afectan al perno.....	200
Figura 141: Efecto de la fuerza de corte en pernos.....	200
Figura 142: Perno sometido a tracción.....	202
Figura 143: Conexión con placas de corte de momento	205
Figura 144: Aplastamiento del elemento por acción del perno.....	205
Figura 145: Superficie de Falla para estado límite de bloque de corte	206
Figura 146: Efectos del bloque de cortante tanto en tracción como corte	207
Figura 147: Bloque de cortante en placa a momento.....	208
Figura 148: Cálculo de fuerzas de Compresión - Tracción en vigas	209
Figura 149: Esquema general soldadura por arco eléctrico	212
Figura 150: Elementos del proceso de soldadura SMAW	214
Figura 151: Esquema de aplicación de soldadura SMAW.....	215
Figura 152: Esquema de aplicación de soldadura GMAW	216
Figura 153: Soldadura FCAW vigas del hospital de Ambato.....	217
Figura 154: Posiciones de soldadura.....	218
Figura 155: Electrodo E-7018.....	220
Figura 156: Soldadura de ranura de penetración.....	221
Figura 157: Soldadura a Filete práctica de soldadura ESPE.....	222
Figura 158: Soldadura de tope de penetración completa	222

Figura 159: Garganta en la soldadura de penetración parcial	223
Figura 160: Esquema Soldadura a Filete	226
Figura 161: Vista en corte de la soldadura a filete.....	226
Figura 162: Símbolos básicos soldadura.....	231
Figura 163: Líneas de referencia de soldadura	231
Figura 164: Posición de los elementos de un símbolo de soldadura.....	232
Figura 165: Símbolo básico de la soldadura a filete	233
Figura 166: Soldadura a filete periférica por las placas de rigidizadores	234
Figura 167: Soldadura a filete en una sola cara con lado efectivo de 4 mm.....	234
Figura 168: Soldadura a filete a doble lado con un lado efectivo de 4 mm.....	235
Figura 169: Conexión viga de sección reducida NEC	239
Figura 170: Primera propuesta de conexión metálica	241
Figura 171: Segunda propuesta de conexión metálica.....	241
Figura 172: Instalación de probeta para ensayo de primera propuesta	242
Figura 173: Instalación de LVDT para medición de deformaciones	242
Figura 174: Instalación de probeta para ensayo de conexión	244
Figura 175: Aplicación de carga 300 kg	244
Figura 176: Aplicación de carga de +1000 kg	245
Figura 177: Resultados curva Fuerza vs Deformación	245
Figura 178: Resultado curva Fuerza vs Deformación.....	246
Figura 179: Conexión ensayada.....	247
Figura 180: Ensayo de conexión $F = -1500$ kg	247
Figura 181: Ensayo de conexión $F = +1500$ kg	248
Figura 182: Deformación de la viga 100x100x4 mm	248
Figura 183: Curva Fuerza vs Deformación.....	249
Figura 184: Tubería de planta baja (a) y segunda planta (b).....	252
Figura 185: Resumen de tubería de agua fría y caliente	260
Figura 186: Resumen Sistema de drenaje sanitario	265
Figura 187: Vista en corte sistema de drenaje sanitario.....	265
Figura 188: Luminarias vivienda de una planta.....	271
Figura 189: Distribución de luminarias segunda planta.....	274
Figura 190: Distribución de tomacorrientes planta baja (a) y segunda planta (b) ...	275

Figura 191: Circuito de Iluminación planta baja (a) y segunda planta (b).....	276
Figura 192: Distribución de circuitos CF11 - CF 21 - CF 22	280
Figura 193: Resumen de instalación eléctrica.....	284
Figura 194: Estadísticas del proyecto de emergencia de una planta.....	292
Figura 195: Estadísticas del proyecto vivienda de dos plantas	292
Figura 196: Estadísticas del proyecto de vivienda de hormigón de una planta	296
Figura 197: Estadística del proyecto de vivienda de hormigón de dos plantas	297
Figura 198: Cronograma de construcción Vivienda de un piso.....	298
Figura 199: Cronograma de ejecución vivienda de dos plantas.....	300
Figura 200: Cronograma de ejecución vivienda de hormigón de un piso.....	302
Figura 201: Cronograma de ejecución vivienda de dos plantas de hormigón	304

RESUMEN

La propuesta planteada en la investigación consiste en el diseño de una vivienda prefabricada desmontable de acero, especialmente para situaciones emergentes como la que se vive en la actualidad en el país y que será de gran ayuda para brindar una solución rápida a damnificados sin hogar y con un costo razonable, la misma que será manejada por Fuerzas Armadas por ser la institución que tiene preparación para actuar en estas situaciones de emergencia. También no se descarta otras aplicaciones como por ejemplo campamentos provisionales, para el comercio, proyectos industriales etc. Todo esto es factible por la característica desmontable que posee el proyecto de vivienda. Además de ser un sistema de construcción liviana es sismo resistente especialmente por su bajo peso, el cual está constituido por perfiles metálicos anclados con pernos y para los revestimientos posee placas de fibrocemento y lana de vidrio. Es una opción constructiva económica, rápida y adaptable, ya que tiene la proyección para dos pisos, donde se construya solamente el primer piso y cuando el dueño del proyecto lo decida puede construir el segundo, lo cual es muy beneficioso debido a que brinda mayor confort a los habitantes de la misma. Otra importante característica es pues que proporciona flexibilidad para el diseño interior de la misma ya que se puede adaptar a remodelaciones y cambios que en sistemas tradicionales de construcción son más difíciles de realizar con un costo mucho mayor. Mediante este proyecto de vivienda se quiere impulsar la búsqueda de nuevos sistemas constructivos en el país, además de innovar en los elementos y piezas de las viviendas desmontables que se propone, con el propósito de disminuir los costos lo que permite a la población de escasos recursos, puedan tener acceso a dichas viviendas de interés social.

PALABRAS CLAVES

- **CARGA ACTUANTE**
- **CARGA RESISTENTE**
- **FLUENCIA**
- **PLASTICIDAD**

ABSTRACT

The proposal consists of a design of a prefabricated steel housing, especially for emergency situations like the currently experienced in the country and will be a great help to have quickly solution for the victims without homes with a reasonable cost, the same that will be handled by the Armed Forces for be the institution that is prepared to act in these emergency situations. Other applications such as temporary camps, for commerce, industrial projects, etc. All of this is feasible because of the detachable property of the housing project. In addition to being a lightweight construction system, it is a quake resistant especially for its low weight, which is constituted by metallic profiles anchored with bolts and for the linings has sheets of fiber cement and glass wool.

It's an economical, fast and adaptable constructive option, because it has the projection for two floors, where only the first floor is constructed and when the owner of the project decides it can build the second, which is very beneficial because it provides greater comfort for the owners.

Another important feature is that it provides flexibility for the interior design because it can adapt to remodeling and changes that in the traditional construction systems are more difficult to do with a higher cost.

Through this housing project we want to promote the search for new construction systems in the country, in addition to innovating in the elements and pieces of demountable housing that is proposed, with the purpose of reducing costs which allows the population with scarce resources, can have access to such homes of social interest.

KEY WORDS

- **ACTUATING LOAD**
- **HEAVY LOAD**
- **CREEP**
- **PLASTICITY**

CAPÍTULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Antecedentes

La necesidad de solventar la falta de vivienda para habitantes que han sufrido pérdidas materiales por catástrofes como: terremotos, inundaciones, deslaves, erupciones volcánicas, etc. Impulsa que sea necesario construir viviendas a bajo costo y rápida construcción. Un ejemplo de dichas catástrofes, puede considerarse el terremoto del pasado 16 de abril de 2016, que devastó varias zonas costeras del Ecuador; el movimiento telúrico de magnitud de 7.8 en la escala de Richter se sintió en la mayoría de provincias del país afectando inclusive a los países vecinos como lo son Colombia y Perú.

La provincia del Ecuador más afectada por el terremoto fue Manabí en los cantones de Pedernales, Manta, Portoviejo, Chone, Montecristi, Rocafuerte, Calceta, Jaramijó, Puerto López y Bahía de Caráquez. El terremoto de la zona costera es uno de los más destructivos conjuntamente con el del año de 1987, causando sin número de daños materiales e invaluable pérdidas humanas, como dato aproximado existieron pérdidas materiales valoradas en 3.344 millones de dólares.

En el ámbito de la construcción lo más preocupante es como se comportaron las estructuras durante el sismo, los malos materiales empleados, construcciones informales sin supervisiones técnicas y falta del cumplimiento de la norma NEC – 15, denotaron ser las principales razones por las que viviendas y edificios comerciales fallaron y colapsaron.

En las zonas de afectación debida a las catástrofes naturales dadas, se proponen nuevas edificaciones con normas sismo resistente para precautelar vidas humanas en futuros eventos similares. Para solventar los estragos producidos por catástrofes naturales por ejemplo por el sismo ocurrido el 16 de abril del 2016, se ha comenzado la reconstrucción en una primera etapa de viviendas familiares patrocinadas por el

gobierno con la característica especial de ser sistemas de construcción livianos, que es lo ideal para estas zonas costeras donde los estudios de peligro sísmico son muy altos, con un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años), muestra además aceleraciones mayores que el resto del país con 0.50 g, es decir el riesgo sísmico en la zona costera es el más alto del país. Además, muchos de los valores establecidos por el código NEC fueron superados por lo que hace necesario revisar y poner más énfasis en los parámetros de normas sísmicas propuestos.

Una de las deficiencias que ha mostrado el gobierno para solventar este tipo de problemas, es el tiempo empleado en la construcción de viviendas para los damnificados, los cuales permanecen en albergues con carpas en el mejor de los casos, otros damnificados prefieren permanecer en sus hogares por precautelar sus pertenencias con un alto riesgo.

La falta de preparación para este tipo de eventos después del terremoto fue muy notoria, empresas dedicadas a la construcción han empezado también a proponer sistemas constructivos livianos y más rápidos para actuar de mejor manera en futuras catástrofes y evitar que los afectados tengan la necesidad de acudir albergues improvisados como es la problemática de hoy en día que, a pesar de estar en mayo del 2017 a más de un año de la tragedia, damnificados siguen viviendo en albergues.

1.2. Planteamiento del problema de investigación

En el actual mundo globalizado se manejan cambios tecnológicos que constantes en todos los campos de conocimiento, la Ingeniería Civil no es la excepción y se considera la más antigua de las carreras que ha sufrido enormes cambios desde su creación de forma técnica en la escuela de Ingeniería Civil en París en el año 1747.

Durante todo este tiempo hasta la actualidad los sistemas o métodos constructivos empleados han variado notablemente y se siguen modificando ya sea cambiando la normativa o incorporando nuevos materiales.

En la gran mayoría de las veces dichas modificaciones han sido ocasionadas por errores de diseño, avances tecnológicos e inclusive desastres naturales, siendo estos últimos los que mayores retos han planteado a la Ingeniería Civil como son los terremotos, deslizamientos, erupciones volcánicas, inundaciones, tsunamis, etc.

En nuestro país los cambios en los sistemas constructivos se han retrasado con relación al resto del mundo inclusive con América Latina, como un claro ejemplo fue el terremoto de Chile de una mayor intensidad ocurrida en 2010 donde la afectación a edificaciones fue mucho menor que en nuestro país.

Ejemplos como el anterior nos hacen meditar sobre la construcción en el país y más que todo si estamos preparados de manera adecuada para eventos como el sucedido el 16 de abril. En las zonas costeras afectadas por el sismo, especialmente en la Provincia de Manabí el drama de los cerca de 23500 damnificados que se encontraban y encuentran en los albergues es preocupante. Los sistemas tradicionales de construcción en el país de hormigón armado toman alrededor de 6 meses y por la cantidad de viviendas que se necesitan aproximadamente 7000 (dato de la Secretaria de Gestión de Riesgos), es necesario nuevos sistemas constructivos que su tiempo de construcción sea menor y eficiente a la vez.

Es por este motivo que el diseño de una vivienda prefabricada sismo resistente desmontable de acero para situaciones emergentes es una solución viable no solo para la actual emergencia nacional sino para futuras catástrofes naturales que se puedan dar en el país. Esta propuesta a más de servir para situaciones de emergencia es una alternativa viable para proyectos económicos de vivienda, ya que cuenta con una proyección para 2 pisos con un área total de construcción de 80 m². La ventaja del proyecto es su característica desmontable y su rápida construcción de un piso con proyección a dos pisos según sea la necesidad. Además, como el proyecto es para situaciones de emergencia su montaje es de una forma muy didáctica y contara con una guía práctica lo que permite que personas con un conocimiento básico de construcción puedan ensamblar la vivienda con la debida supervisión de un profesional.

1.3. Justificación e importancia

Actualmente en el país se busca dar solución habitacional a cerca de 23500 damnificados ubicados en refugios provisionales especialmente en las provincias de Esmeraldas y Manabí. Con la experiencia del terremoto se notó la necesidad de implementar nuevos sistemas constructivos además de respetar con más rigor la norma actual de construcción en el país. Reconstruir las zonas afectadas es el gran desafío que se han planteado las autoridades, pero cuentan con algunos retos como son disminuir costos sin afectar la seguridad de la vivienda es decir viviendas sismo resistentes y por otra parte disminuir los tiempos de construcción, dichos desafíos deben ser afrontados como una oportunidad para mejorar los estándares de calidad de construcción en el país.

El diseño de una vivienda prefabricada desmontable de acero es de interés social y a más de ser un proyecto innovador en el país es una solución viable para el problema habitacional de los damnificados por el terremoto y para futuras emergencias similares. La construcción en el Ecuador se ha inclinado en forma mayoritaria al empleo del Hormigón Armado como lo es en viviendas familiares, edificios, estadios, etc. siendo resistido o poco utilizado el acero en la construcción especialmente de viviendas familiares, todo esto a pesar de los beneficios que nos brinda el acero, como es la reducción en tiempos de construcción, propiedades de los materiales más acercadas a la realidad. Con este proyecto se busca motivar e incentivar más el uso del acero en este tipo de viviendas familiares y en estos casos emergentes, que el mismo sirva de forma adicional como una guía práctica en los conceptos más elementales del diseño de viviendas con acero.

Además, con este proyecto se espera concientizar la manera de construir en el país y aprovechar las tecnologías actuales de vivienda sismo resistentes en beneficio no solo de las sociedades afectadas por el sismo sino de personas que no disponen de los recursos necesarios para viviendas tradicionales, pero sin reducir la seguridad de la misma e inclusive disminuir los riesgos sísmicos de los actuales sistemas constructivos en el país.

Los proyectos de vivienda para los casos de emergencia que actualmente se manejan en el país cuentan con áreas de construcción fijas es decir no permiten aumentos, las áreas que se manejan se encuentran entre los 27, 36, y 48 m², la propuesta que se maneja es la construcción de una vivienda de 40 m² con proyección a un segundo piso es decir la vivienda tendría 80 m², siendo esta la gran ventaja del proyecto aparte de ser una estructura desmontable, no es necesario tener los recursos económicos para los dos pisos se puede concluir la vivienda con solo piso y en el futuro por necesidades de ampliación o por más confort se puede iniciar con el segundo piso, lo cual no lo proporcionan las actuales soluciones de vivienda.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo principal

Proponer una alternativa de vivienda prefabricada sismo resistente de bajo costo y rápida construcción, con elementos estructurales desmontables en base a perfiles livianos de acero para situaciones de emergencia.

1.4.2. Objetivos secundarios

- Definir el proyecto arquitectónico de la vivienda prefabricada basado en la normativa vigente.
- Determinar los materiales livianos más convenientes para reducir el peso de la vivienda.
- Calcular y diseñar estructuralmente la vivienda prefabricada sismo resistente para garantizar la seguridad del proyecto.
- Analizar los costos de la vivienda prefabricada para constatar el precio final de la misma y su comparación con sistemas comunes de construcción.
- Especificar la guía más adecuada para facilitar la construcción de la vivienda en el menor tiempo y personal mínimo disponible.

CAPÍTULO 2

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

2.1. Introducción

En la actualidad los proyectos habitacionales en el país dan una gran importancia a la parte arquitectónica, al manejo de ambientes y espacios óptimos para la vivienda que garanticen la comodidad y confort de sus habitantes, con este principio se trata de adaptar las mismas comodidades de una vivienda tradicional a la propuesta de vivienda prefabrica liviana para situaciones de emergencia, tomando en consideración las limitaciones que este proyecto tiene como son: el tiempo de construcción, personal capacitado, falta de servicio de electricidad en una primera instancia entre otros. Por tales motivos el proyecto se visualiza como una propuesta para brindar un mejor confort y privacidad habitacional para personas que han perdido sus viviendas por situaciones de emergencia y sobre todo reemplazar la situación de refugiados en carpas donde las comodidades propias de una familia son muy limitadas.

Un adecuado diseño arquitectónico permite un aprovechamiento al máximo del espacio disponible para la vivienda, así como también reduce costos de construcción que es un punto muy importante después de la seguridad propia de la vivienda, además ofrece ambientes cómodos, ventilación e iluminación adecuada y más que todo aumenta la calidad de vida a sus habitantes.

Es importante mencionar que el proyecto arquitectónico original fue proporcionado por el Arq. John Henry Vinueza Salinas perteneciente a la empresa Enlinearecta Arquitectos, al cual mencionar el más sincero agradecimiento por ser parte activa del proyecto y enriquecer al mismo. Cabe recalcar que el proyecto arquitectónico original tuvo modificaciones durante el desarrollo del mismo.

2.2. Sistemas Constructivos

El sistema constructivo en el que se proponen las viviendas del proyecto se lo conoce como: sistema en seco y perfilería liviana Steel Framing. Se realiza una comparación del mismo con los sistemas constructivos tradicionales.

2.2.1. Sistema Constructivo Tradicional

El sistema constructivo tradicional se lo denomina aquella realizada in situ, para construir todos los elementos de una edificación de cualquier índole. El sistema constructivo tiene por objetivo determinar la metodología y material a emplear dentro de una construcción.

El sistema constructivo tradicional es el más empleado en nuestro país, tiene por objeto utilizar material como ladrillo, bloque, adobe y hormigón para constituir paredes, las cuales pueden ser soportantes o simplemente sirven para dividir los ambientes de una edificación. La construcción tradicional también vincula sistemas estructurales más utilizados los cuales incluyen cimentación a base de plintos, elementos estructurales (losa, vigas y columnas) de hormigón armado.

El sistema tradicional tiene las siguientes características:

- Los muros de ladrillo o bloques de hormigón tienen una buena capacidad portante por lo que son suficientes sin ningún refuerzo adicional para soportar una planta.
- Se trata de un sistema de muros con mayor masa que el sistema de madera y Steel Framing, lo que implica que elementos como ladrillo o bloque se los considere como acumuladores de calor.
- Los muros tienen un buen comportamiento acústico por sí mismos al margen de la ayuda aportada por el aislamiento incorporado.
- Implica un mayor tiempo en el proceso de construcción y ocupa mayor tiempo por mano de obra.
- En el caso de un evento sísmico, la mampostería compuesta por bloque, ladrillo, adobe, etc., tienden a un fallar y al ser relativamente pesados, causan pérdidas

considerables de vidas debido a que los mismos lastiman a los habitantes de las viviendas; un claro ejemplo ocurrido fue el sismo del 16 de abril, donde muchos de los afectados se encontraron atrapados entre la mampostería.

- Económico por metro cuadrado de construcción.

2.2.2. Sistema constructivo en seco DRY WALL (Steel Framing)

El sistema constructivo en seco es una de las nuevas tecnologías de construcción implementada que vista reemplazar al sistema tradicional en un futuro muy cercano. Se refiere al uso de materiales resistentes que a diferencia del sistema tradicional no posee humedad lo que permite mitigar problemas producto de humedad como es el caso de agrietamientos en paredes, crecimiento de hongos, etc.

El sistema constructivo en seco posee las siguientes características:

- Fácil instalación en el lugar de construcción.
- Rápida construcción, cubriendo mayor área con menor cantidad de mano de obra y tiempo empleado.
- Permite realizar modificaciones arquitectónicas rápidas, a su vez poder construir estructuras especiales irregulares (con curvaturas) más fácilmente sin utilizar mayor material.
- Más fácil en su desmontaje de ser necesario.
- Reutilizable.
- Desde el punto de vista estructural, sus elementos constitutivos son de bajo peso, lo que reduce las secciones de los elementos estructurales, por tanto, existe un ahorro económico.
- Tiene un mejor comportamiento sísmico y ayuda a prevenir la pérdida de vidas por fallo en paredes.
- Un punto en contra es que el costo de construcción de paredes livianas con respecto al sistema tradicional es más elevado por m², pero al instalarse en menos tiempo se reduce el costo por mano de obra.
- No se requiere hacer mezclas de materiales con agua, lo que reduce el desperdicio de materiales de construcción.

- Para poseer la característica de aislante térmico y acústico, es necesario incluir elementos como lana de vidrio.
- Facilita la instalación de sistemas hidrosanitarias y eléctricos, contra incendio, redes digitales, entre otras.

En resumen, en el proyecto se emplea este sistema constructivo con el objeto de disminuir el tiempo de construcción de sus elementos, en el caso de una emergencia puede ser una solución útil para acelerar el proceso constructivo de viviendas.

2.3. Normas arquitectónicas aplicadas al proyecto de vivienda

Analizando las normas de diseños urbanísticos y arquitectónicos de las principales ciudades del país como lo son Quito y Guayaquil, se seleccionó los aspectos más relevantes para el diseño arquitectónico de la vivienda prefabricada liviana, el mismo que constituye el punto de partida en cualquier proyecto de vivienda, a continuación, se mencionan los principales artículos de las normas:

Basados en la ordenanza de normas mínimas para los Diseños Urbanísticos y Arquitectónicos de la ciudad de Guayaquil se destaca lo siguiente:

“CAPITULO IV DE LA NORMA ARQUITECTÓNICA DE GUAYAQUIL”

NORMAS MÍNIMAS PARA LOS DISEÑOS URBANÍSTICOS Y ARQUITECTÓNICOS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

- f.- Altura mínima de las habitaciones será de 2.50 m. libres, medidos de piso terminado a cara inferior del tumbado.
- g.- El antepecho para ventanas no podrá estar a menos de 1,20 m medidos desde el piso terminado.
- i.- El ancho mínimo de escaleras para viviendas individuales unifamiliares será de 0.90 m.
- j.- El ancho mínimo de los corredores en viviendas unifamiliares y bifamiliares será de 0.90 metros.

k.- La puerta de entrada de vivienda será de 2 metros de altura por 0.90 metros de ancho, las puertas de dormitorios y cocinas: 2 m. por 0.80 m. y las puertas de baños: 2 m. por 0.70 m.

l.- El máximo volado esperado para los balcones de planta alta, tanto en viviendas unifamiliares como bifamiliares, será de 1 metro, contando a partir de la línea de construcción (no línea de fábrica) y solo en la fachada anterior. (M. I. Concejo Cantonal de Guayaquil, 1986)

Basados en la ordenanza No. 3457 que contiene las Normas de Arquitectura y Urbanismo de la ciudad de Quito se tomaron los siguientes aspectos fundamentales para el diseño arquitectónico:

“CAPITULO IV DE LA NORMA ARQUITECTÓNICA DE QUITO”

NORMAS POR TIPO DE EDIFICACIÓN

SECCIÓN PRIMERA: EDIFICACIONES DE VIVIENDA

Tabla de dimensiones mínimas óptimas para viviendas según la ordenanza:

Tabla 1

Dimensiones útiles mínimas de los locales

LOCAL	LADO MÍNIMO m.	ÁREAS ÚTILES MÍNIMAS DE LOCALES m ² .		
		VIVIENDAS 1 DORMITORIO	VIVIENDAS 2 DORMITORIOS	VIVIENDAS 3 DORMITORIOS
Sala – comedor	2.70	13.00	13.00	16.00
Cocina	1.50	4.00	4.00	6.50
Dormitorios padres	2.50	9.00	9.00	9.00
Dormitorio 2	2.20		8.00	8.00
Dormitorio 3	2.20			7.00
Baños	1.20	2.50	2.50	2.50
Subtotal área útil mínima		28.50	38.00	49.00
Lavado secado	1.30	3.00	3.00	3.00
Dormitorio de servicio	2.00	2.00	6.00	6.00

Fuente: (Alcaldía del Distrito Metropolitano de Quito, 2003)

Art.148 ALTURA INTERIOR

La altura mínima al interior de vivienda no será menor a 2.30 m., medida desde el piso terminado hasta la cara inferior del techo.

Art.150 BAÑOS

Toda vivienda dispondrá como mínimo de un cuarto de baño que cuente con inodoro, lavabo y ducha. En el que se observará en lo pertinente las dimensiones mínimas establecidas en el Artículo 68. La ducha deberá tener una superficie mínima de 0.56 m² con un lado de dimensión mínima libre de 0.70 m., y será independiente de las demás piezas sanitarias. El lavabo puede ubicarse de manera anexa al inodoro y ducha.

Art.153 PUERTAS

Los vanos de las puertas de la vivienda se rigen por las siguientes dimensiones mínimas:

- Vano mínimo de puerta de ingreso de vivienda: 0.96 x 2.03 m.
- Vano mínimo de puertas interiores: 0.86 x 2.03 m.
- Vano mínimo de puertas de baño: 0.76 x 2.03 m.

Art.157 MUROS DIVISORIOS ENTRE VIVIENDAS

- Muros divisorios de bloque o ladrillo hueco: 0.15 m.
- Muros divisorios de ladrillo o bloque macizos o rellenos: 0.12 m.
- Muros de hormigón armado: 0.10 m.

Art.160 CORREDORES O PASILLOS

Los corredores y pasillos en el interior de las viviendas, deben tener un ancho mínimo de 0.90 m.

Art.161 ESCALERAS

En viviendas unifamiliares las escaleras interiores tendrán un ancho libre mínimo de 0,90 m. incluidos pasamanos y se permitirán gradas compensadas y de caracol. El ancho de los descansos será igual a la medida reglamentaria de la escalera.

La huella no será menor a 0.26m y la altura vertical mínima de paso entre el nivel de la huella y el cielo raso, debe ser mínimo de 2.10 m.; elementos

como vigas y similares no pueden situarse bajo este nivel. (Alcaldía del Distrito Metropolitano de Quito, 2003)

Tabla 2

Resumen de normas arquitectónicas

Normas Arquitectónicas			
Longitudes mínimas	Norma Guayaquil	Norma Quito	Proyecto
Altura habitaciones	2.50	2.30	2.60
Corredores	0.90	0.90	0.90
Ancho libre escalera	0.90	0.90	0.90
Altura puertas	2.00	2.03	2.10
Antepechos	1.20		
Volados máximos	1.00		0.70

2.4. Dimensiones adoptadas para vivienda desmontable

Según las normas mencionadas anteriormente, se procede a describir el diseño arquitectónico de la vivienda prefabricada liviana propuesta, según la normativa de las ciudades principales del país, en el cual se recalca las áreas de los ambientes tanto para el primer piso como para el segundo piso de ser proyectado.

Tabla 3

Dimensiones arquitectónicas vivienda primer piso

VIVIENDA PROYECTO UN PISO				
AMBIENTE	LADO MÍNIMO POR NORMA m	LADO MÍNIMO DE VIVIENDA m	ÁREAS ÚTILES MÍNIMAS m²	ÁREAS ÚTILES VIVIENDA m²
SALA – COMEDOR	2,70	2,90	13,00	12,00
COCINA	1,50	2,00	4,00	4,85
DORMITORIO PADRES	2,50	2,85	9,00	9,50
GRADAS / DORMITORIO DE SERVICIO	2,00	2,00	2,00	5,30
BAÑOS	1,20	1,35	2,50	3,00
CORREDORES	0,90	0,90		1,90
SUBTOTAL ÁREA ÚTIL MÍNIMA			30,50	36,55
ÁREA TOTAL				38,55

Tabla 4**Dimensiones arquitectónicas vivienda dos pisos**

VIVIENDA PROYECTO DOS PISO				
AMBIENTE	LADO MÍNIMO POR NORMA m.	LADO MÍNIMO DE VIVIENDA m.	ÁREAS ÚTILES MÍNIMAS m²	ÁREAS ÚTILES VIVIENDA m²
SALA – COMEDOR	2,70	2,85	13,00	19,00
COCINA	1,50	2,90	4,00	8,55
GRADAS	0,90	2,00	3,24	5,30
BAÑOS 1 PISO	1,20	1,35	2,50	3,00
CORREDORES 1 PISO	0,90	0,90		1,90
DORMITORIO PADRES	2,50	2,80	9,00	11,00
DORMITORIO 2	2,20	2,80	7,00	9,30
DORMITORIO 3	2,20	2,85	8,00	8,95
BAÑOS 2 PISO	1,20	1,33	2,50	3,80
CORREDORES 2 PISO	0,90	0,90		3,25
SUBTOTAL ÁREA ÚTIL MÍNIMA			49,24	74,05
ÁREA TOTAL				81,05

2.5. Concurso UNIR

El proyecto de PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMO RESISTENTE PREFABRICADA DESMONTABLE PARA SITUACIONES EMERGENTES fue propuesto en el marco del Concurso Nacional Desastres Naturales UNIR 2016 en el Reto Vivienda con la participación de varias de universidades del país, así como de la empresa privada, durante la Conferencia de las Naciones Unidas sobre Vivienda y Desarrollo Urbano Sostenible HABITAT III que tuvo lugar en Quito, en octubre del año 2016.

El proyecto como se mencionó participo con proyectos de todo el país en la exposición que fue realizada dentro de la Escuela Politécnica Nacional con nueve proyectos que participaron en el reto vivienda, la iniciativa tuvo buena aceptación y puntaje entre los proyectos de vivienda, durante la exposición de la UNIR 2016.



Figura 1: Proyecto subida a la página del concurso UNIR

Fuente: (Escuela Politécnica Nacional, 2016)



Figura 2: Exposición del proyecto en la EPN

2.6. Planos arquitectónicos de la vivienda

En este apartado se muestra los detalles en planta del diseño arquitectónico de una planta y la proyección a dos plantas, por cuestión del tamaño de la hoja los planos detallados de arquitectura de la vivienda forman parte del *Anexo 4.a: “Planos Arquitectónicos”* donde se detallan vista en planta, fachadas, cortes entre otros detalles del diseño.

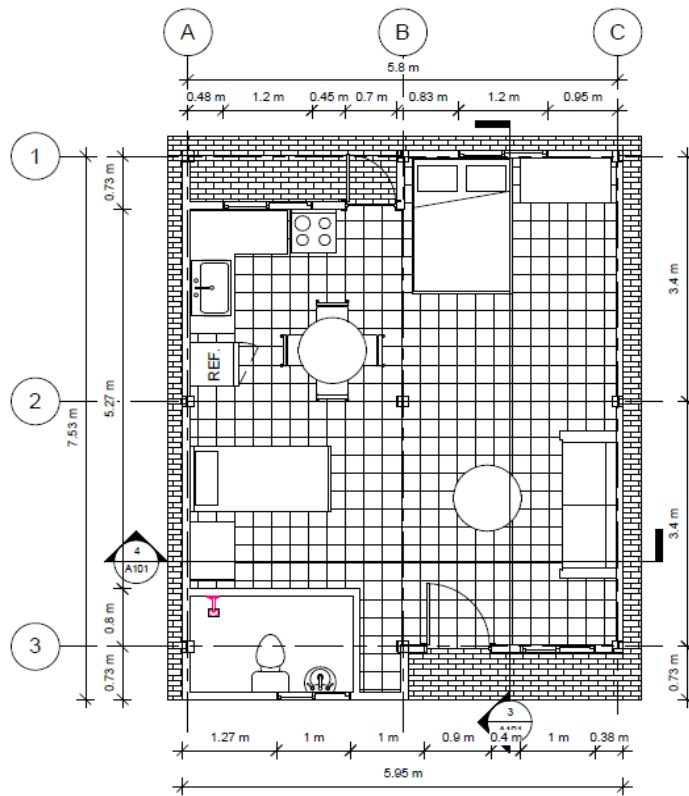


Figura 3: Vista en planta de la vivienda 1 piso

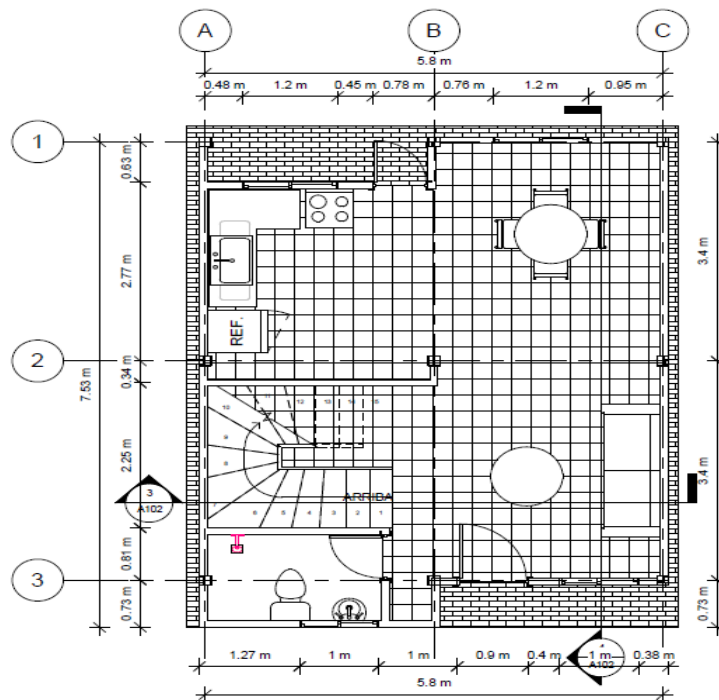


Figura 4: Vista en planta vivienda dos pisos (planta baja)

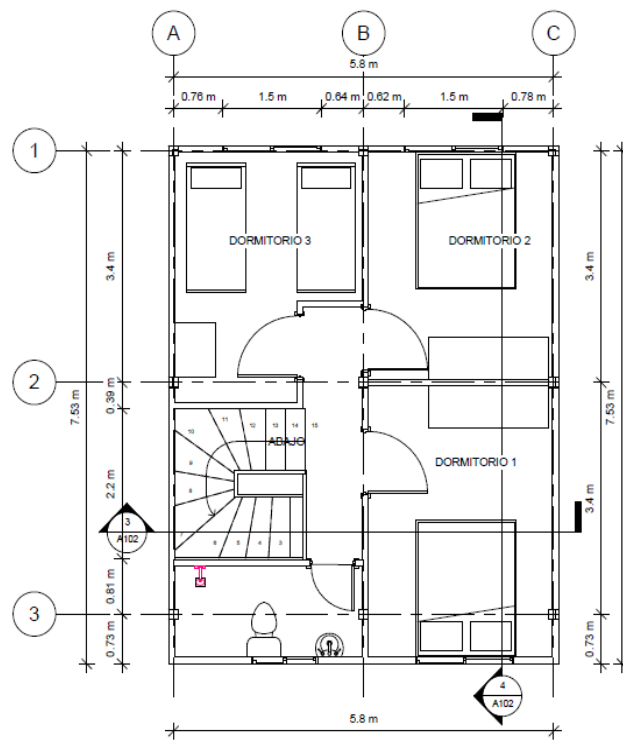


Figura 5: Vista en planta vivienda dos pisos (planta alta)

CAPÍTULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL

El capítulo 3 contempla todo el diseño estructural de la vivienda, es necesario conocer que los programas realizados y planos de cimentación, elementos de acero entre otros realizados en este capítulo se encuentran detallados en los anexos de cada tema tratado, a su vez los planos a detalle se encuentran en el **Anexo 4**. Por otra parte, siguiendo con la metodología del docente investigador de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso Chile el Dr. Juan Carlos Vielma, el mismo que es parte del proyecto de investigación, manifiesta que para un diseño sismo resistente en estructuras metálicas se debe dejar el diseño de conexiones metálicas al final del cálculo estructural. Por este motivo el diseño de conexiones metálicas no se encuentra en este apartado y se lo considera en el capítulo 4.

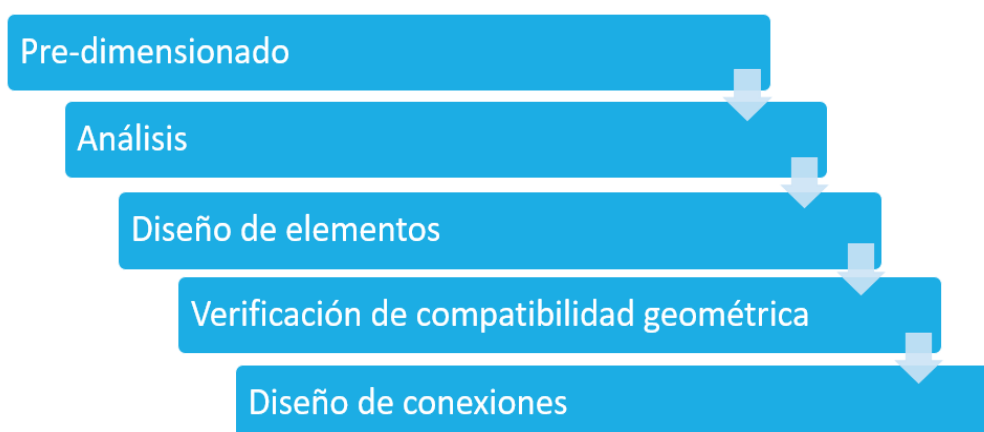


Figura 6: Aspectos de diseño sismo resistente conferencia Dr. Vielma

Fuente: (Vielma, 2016)

Algo muy importante de mencionar es que la base de diseño adoptada para el proyecto es el *Diseño por Factores de Carga y Resistencia* más conocido como LRFD, el mismo que permite el dimensionamiento de los elementos de la estructura de forma que la resistencia admisible sea mayor o igual que la resistencia requerida del elemento sometido a las combinaciones de carga del LRFD.

3.1. Terminología

A continuación, se mencionan los términos que se manejan dentro de este capítulo y otros libros consultados, los mismos que ayudarán a comprender de una mejor manera los temas expuestos:

Acero inoxidable. – Constituye una adición de cromo de aproximadamente 10%, lo que regula de acero al carbono, ideal para evitar la corrosión y no se oxida.

Acero galvanizado. – Materiales de acero se lo baña con zinc fundido formando una capa protectora de menos de un milímetro para evitar la corrosión.

Articulación plástica. - Zona de un miembro que alcanza su momento plástico e incursiona en el rango inelástico. Generalmente siguiendo el concepto columna fuerte - viga débil, la articulación plástica se da en las vigas a una distancia de la cara de la columna que depende del tipo de conexión que se utilice.

Compacto. – En elemento de acero pertenecen a las secciones que pueden desarrollar su resistencia total sin sufrir los efectos de inestabilidad local.

Deriva de piso. – Se denomina al desplazamiento generado por piso expresado en porcentaje producto del sismo.

Ductilidad. – Es la capacidad que posee una estructura para deformarse mucho más de su rango elástico, sin una pérdida importante de su rigidez y resistencia, ante los efectos de cargas laterales o la acción de un sismo.

Deformaciones inelásticas. - Deformación producida por la acción de una carga o fuerza, misma deformación que no se anula al eliminar el esfuerzo que la produce.

Elemento. - Un miembro metálico o parte de una conexión

Ensayo monotónico. – Ensayo en que la carga aplicada crece progresivamente en una sola dirección hasta producir la falla del testigo o probeta de ensayo.

Ensayo histerético. – Ensayo en que la carga crece continuamente en dos direcciones sin interrupciones hasta producir la falla del testigo sin producir descargas.

Emplazamiento. – Se refiere a la estructura en con una vista en planta.

Esfuerzo de Fluencia. – Esfuerzo máximo de resistencia de un elemento en su rango elástico.

Junta. - Con ese nombre es conocida la conexión metálica, a su vez es la unión de elementos estructurales para transferencia de fuerza.

Longitud Libre. - Se denomina a la longitud sin arriostramiento de los elementos a la cual actúa un momento.

Miembros de alta ductilidad. – Se consideran a las secciones que cumplen con los límites determinados por el código AISC 341-10 tabla D1.1., a estas secciones se las considera sísmicas y resistentes a momento en el sistema SMF.

Miembros de moderada ductilidad. – Se considera a las secciones que al no ser sísmicas, cumplen con los límites del código AISC 341-10 tabla D1.1.

Pandeo. - Deformación del elemento cuando es sometido a cargas

Placa de Continuidad. - Sirven para dar continuidad a las alas de la viga en la columna, para evitar una abolladura local, 95 % de las conexiones precalificadas End Plate necesitan placas de continuidad.

Placa base de columna. – Placa generalmente de acero soldada a la columna cuya función es enlazar la cimentación con la superestructura.

Resistencia. - Se refiere a la capacidad de soportar las solicitaciones de cargas o fuerzas impuestas de cada elemento.

Resistencia Nominal. - Capacidad de soportar las solicitaciones impuestas sin haber sido afectadas por los factores de seguridad dictaminados por el método LRFD.

Sismo de diseño. – “Sismo representado por el espectro de respuesta de diseño” (NEC - SE - AC, 2014, pág. 10)

Sismo máximo considerado. – “Sismo que tienen una probabilidad del 2% de excedencia en 50 años, esto es, un periodo de retorno de aproximadamente 2500 años.” (NEC - SE - AC, 2014, pág. 10)

Tensión. – Es la “fuerza por unidad de área en el entorno de un punto material sobre la superficie de un cuerpo”. (Gardey, 2010)

Tracción. - Esfuerzo producido por dos fuerzas opuestas sobre un cuerpo que lo tiende a extender o estirar.

Zona de Panel. – Área del alma de una conexión viga – columna limitada por las alas de la columna y la proyección de las alas de la viga a través de la conexión.

3.2. Análisis de Cargas

El análisis de cargas de la estructura se refiere a una carga promedio por metro cuadrado que actúa a cada piso de la edificación y que a su vez representa la utilidad de la edificación. Para el caso de la vivienda, al tener un entablado de madera, se considera emplear tablonés de madera tipo B cuyo peso específico radica en 650 kg/m^3 , a su vez una carga promedio de paredes que radica entre los $20 - 28 \text{ kg/m}^2$, y como peso de las conexiones se ha tomado como referencia un peso promedio de 5 kg/m^2 , el detalle del análisis de cargas se ha dividido para cada planta de la vivienda:

Tabla 5
Análisis cargas de entrepiso

PESO PROPIO DE ENTREPISO		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Peso entablado (e = 4cm. peso específico. 650 kg/m^3)	26	kg/m ²
Peso de acabados	120	kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias	30	kg/m ²
Mampostería (fibrocemento e = 8 - 10 mm + lana de vidrio) + armazón Steel Frame	26	kg/m ²
Conexiones	5	kg/m ²
Vigas	12	kg/m ²
Correas	10	kg/m ²
TOTAL, CARGA MUERTA	229	kg/m²
TOTAL, CARGA VIVA NEC-15	200	kg/m²
PESO TOTAL	429	kg/m²

Se considera el peso de 120 kg/m² en acabados, tomando en cuenta que en nuestra sociedad a pesar que no se propone una loseta de hormigón y que es detallado en el manual de construcción posteriormente, existe la posibilidad que las personas obvien esta recomendación, por lo tanto, el acabado equivaldría a una loseta de hormigón de 5 cm. de espesor colaborante con sistema DECK.

Tabla 6
Análisis de Cargas de Segunda Planta

PESO PROPIO SEGUNDO PISO		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Peso techo cubierta	4	kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias	30	kg/m ²
Conexiones	5	kg/m ²
Vigas	12	kg/m ²
Correas	10	kg/m ²
Mampostería (fibrocemento e = 8 -10 mm + lana de vidrio) + armazón Steel Frame	26	kg/m ²
TOTAL, CARGA MUERTA	87	kg/m²
TOTAL, CARGA VIVA CUBIERTAS NEC-15	70	kg/m²
PESO TOTAL	157	kg/m²

3.3. Análisis y Distribución del Cortante Basal

La distribución del cortante basal se estableció según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - SE - DS, 2014) en el apartado de Peligro Sísmico, el cálculo del cortante basal que detalla la NEC es muy similar al descrito al método de Carga Lateral Estática Equivalente, que detalla el antiguo Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000. En la NEC se emplea la siguiente ecuación para su cálculo:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

En donde

- I Factor de importancia
- S_a Espectro de diseño

- ϕ_p Coeficiente de configuración en planta
- ϕ_E Coeficiente de configuración en elevación
- R Factor de reducción de fuerzas sísmica
- W Peso del piso (carga muerta de la estructura)

Los factores detallados en la fórmula dependerán del sitio en el cual se calcule el proyecto, la configuración estructural entre otros factores. Para el caso de la vivienda desmontable propuesta se tomaron los valores más críticos en caso de sismo, es decir se tomaron valores propuestos para la costa ecuatoriana.

3.3.1. Factor de zona sísmica (Z)

El Ecuador se clasifica en seis zonas sísmicas de acuerdo la NEC, en donde se determina el factor de zona Z que representa “la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC - SE - DS, 2014). El proyecto se ha referenciado con la zona VI de la siguiente figura.

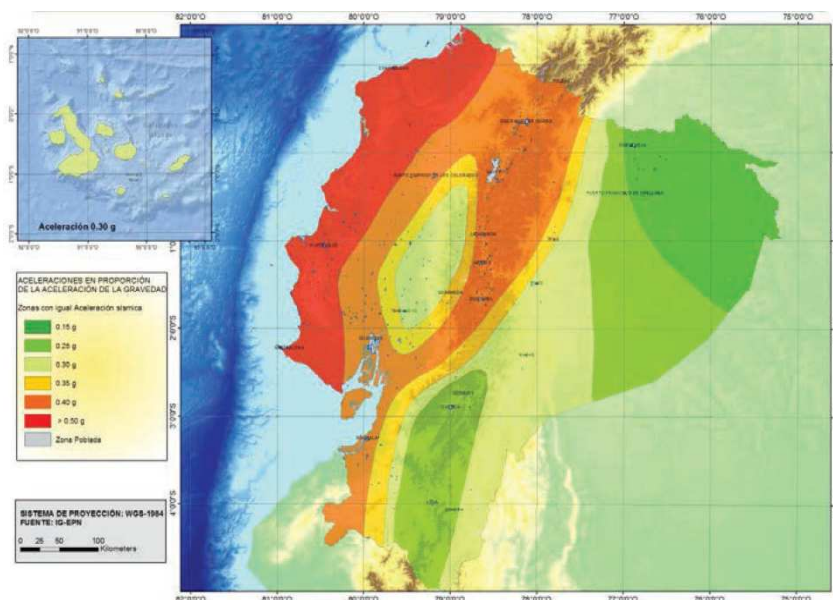


Figura 7: Mapa de zonificación sísmica para diseño de peligro sísmico

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014)

Con la zona sísmica para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años) seleccionada se obtiene el valor del factor Z según la siguiente tabla:

Tabla 7
Valores del factor Z en función de la zona sísmica

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

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 27)

El factor Z para el proyecto es de ≥ 0.5 que corresponde a la zona sísmica VI Costa Ecuatoriana es decir se estima una alta peligrosidad sísmica.

3.3.2. Factor de importancia por categoría de la estructura (I):

El Factor de Importancia (I) tiene como objetivo aumentar los valores de demanda sísmica propuesta en el diseño, para mejorar el comportamiento de la estructura y que a su vez sufra los menores daños posibles durante un terremoto. El factor de importancia depende de la categoría de la estructura, por ejemplo, un hospital es indispensable durante un desastre sísmico por lo que su factor es alto.

Tabla 8

Factor de importancia de estructuras por su categoría e importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 39)

La vivienda será para uso residencial, por lo que su factor de importancia:

$$I = 1.0$$

3.3.3. Espectro de respuesta elástico de aceleración (S_a)

Es mencionado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el sismo de diseño y depende del tipo de suelo, factor Z y valores de coeficientes de amplificación del suelo $F_a - F_d - F_s$.

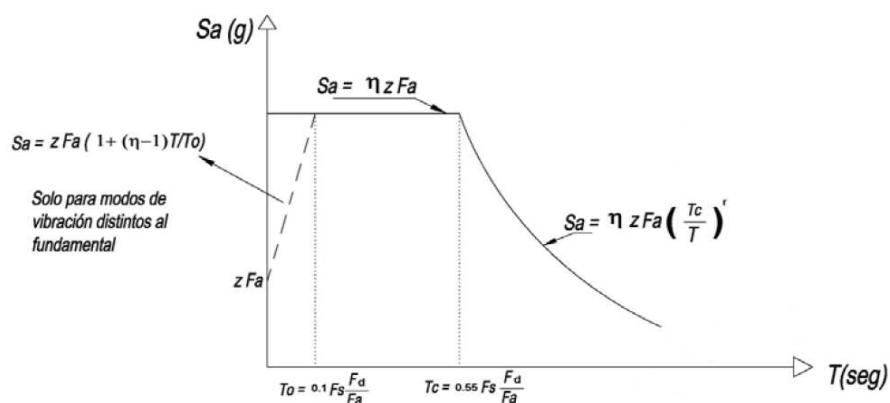


Figura 8: Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 33)

El espectro depende de dos ecuaciones que son condicionadas por el periodo de vibración:

$$Sa = \eta \times Z \times Fa \quad \text{para } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = \eta \times Z \times Fa \times \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \quad \text{para } T > Tc$$

En donde:

- η es la relación de amplificación espectral
 - $\eta = 2.48$ para Provincias Sierra Ecuatoriana y provincias de Esmeraldas y Galápagos
 - $\eta = 1.80$ para el resto de Provincias Costa Ecuatoriana
 - $\eta = 2.60$ para Provincias del Oriente
- T periodo fundamental de vibración
- $Tc - To$ periodo de vibración límite en el espectro sísmico elástico de aceleraciones para el sismo de diseño

$$Tc = 0.55Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$To = 0.10Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

Para los coeficientes de amplificación del suelo primero se determinó el tipo de suelo para el diseño sísmico, dentro de la clasificación NEC sé tomo un suelo tipo D de acuerdo a los estudios del Dr. Aguiar en la Revista Intencional de Estructuras (Aguiar & Mieles, 2016) .

Del suelo tipo D se obtienen las siguientes tablas según la Norma NEC, para obtener los coeficientes $Fa - Fd - Fs$.

Tabla 9
Factor de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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					

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 31)

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

$$Fa = 1.12$$

Tabla 10
Factor de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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					

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 31)

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

$$Fd = 1.11$$

Tabla 11
Factor de sitio F_s

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

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 31)

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos

$$F_s = 1.4$$

Para conocer el período de vibración de la estructura se basa en la siguiente ecuación

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

Dónde:

- T Período Fundamental de la estructura
- C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio
- h_n Altura máxima medida desde la base de la edificación

Tabla 12
Valores de C_t y α para el cálculo del periodo de la estructura

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

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 61)

$$T = 0.072 \times 5.40^{0.8}$$

$$T = 0.2775 \text{ seg.}$$

Con estos valores obtenemos lo siguiente:

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

$$T_c = 0.55 \times 1.4 \times \frac{1.11}{1.12} = 0.76$$

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

$$T_o = 0.10 \times 1.4 \times \frac{1.11}{1.12} = 0.139$$

Y de donde se toma los valores de:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 1.80 \times 0.5 \times 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

3.3.4. Factor de reducción de fuerza sísmica (R):

“El código NEC presenta una tabla de elección del factor de reducción sísmico “R”, dependiendo principalmente del sistema del pórtico y además de la ductilidad del elemento. El código se basó en el libro de la Asociación Latinoamericana del Acero” (CRISAFULLI, 2014, pág. 1)

El proyecto al ser trabajado en acero y por ser un material dúctil se debería tomar un valor del código NEC en el apartado de Sistemas Estructurales Dúctiles, pero al ser valores muy altos y por la experiencia del último movimiento sísmico de Pedernales no se lo considero y se buscó un valor respaldado en el código ASCE 7 / 10 para sistemas estructurales sismo resistente.

Tabla 13**Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles NEC**

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC - SE - DS, 2014, pág. 65)

El código ASCE/SEI 7-10 para estructuras metálicas determina la siguiente tabla:

Tabla 14**Valores de los factores R para estructuras de acero ASCE/SEI 7-10**

Sistema sismorresistente	R
Pórticos no arriostrados especiales	8
Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas	7
Pórticos no arriostrados intermedios	4.5
Pórticos no arriostrados ordinarios	3.5
Pórticos arriostrados excéntricamente	8
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3.25
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8
Muros especiales con placas de acero	7
Columnas en voladizo especiales	2.5
Columnas en voladizo ordinarias	1.25
Sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes, excluyendo las columnas en voladizo	3

Fuente: (CRISAFULLI, 2014, pág. 28)

$R = 4,5$ por ser un sistema OMF (Ordinary Moment Frame)

Según la normativa NEC – SE – AC 2015, especifica que: “En Ecuador se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica $R=6$, para estructuras tipo 1 (que no sean SMF), para estructuras tipo 2 (SMF), su coeficiente de reducción será $R=8$ ” (NEC - SE - AC, 2014, pág. 46).

Por lo tanto, al asumir un valor de $R=4.5$ se basa en la normativa ASCE/SEI 7-10 que determina un valor de 4.5 para pórticos no arriostrados intermedios para que se maneje con un parámetro mucho más conservador que el dictaminado en la normativa NEC.

3.3.5. Factores de configuración estructural en planta y elevación (ϕ_P y ϕ_E):

Estos coeficientes se estiman a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en planta y elevación de la estructura. La norma NEC presenta tablas detalladas en la página 50, de las diferentes irregularidades en planta, en caso del proyecto de vivienda desmontable, las plantas no presentan irregularidad en planta ni en elevación por lo tanto los valores serán los siguientes:

$$\begin{aligned}\phi_P &= 0.9 && \text{en planta} \\ \phi_E &= 0.9 && \text{en elevación}\end{aligned}$$

3.3.6. Carga muerta total de la estructura (W):

Constituye la carga muerta y carga viva total de la estructura expresado en toneladas. Se afecta en un 25% en la carga viva al análisis considerando que al ser un sistema OMF, son estructuras especiales no resistentes a momento, por lo que la carga “W” se calcula de la siguiente manera a partir del análisis de cargas realizado anteriormente:

$$\begin{aligned}W &= (\text{Carga Muerta} + 0.25 \times \text{Carga Viva}) * \text{Área de losa} \\ W &= \left(0.316 \frac{T}{m^2} + 0.25 * 0.270 \frac{T}{m^2}\right) \times 43.795 m^2 \\ W &= 16.80 Tn\end{aligned}$$

3.3.7. Cortante basal calculado

El cortante basal constituye la fuerza total de diseño por cargas laterales, la misma que es aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño calculado. Se considera el área de una losa puesto que se considera los pesos totales de la estructura. De donde se calcula el cortante basal:

$$V = \frac{I \times Sa}{R \times \phi_p \times \phi_E} \times W$$

$$V = \frac{1.0 \times 1.008}{4,5 \times 0.9 \times 0.9} \times 16.80$$

$$V = 0.27 \times 16.80$$

$$V = 4.54 T$$

3.3.8. Espectro de diseño

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, se calcula el espectro de diseño para toda la estructura, a este espectro se lo denomina también espectro dinámico.

Tabla 15

Espectro de diseño

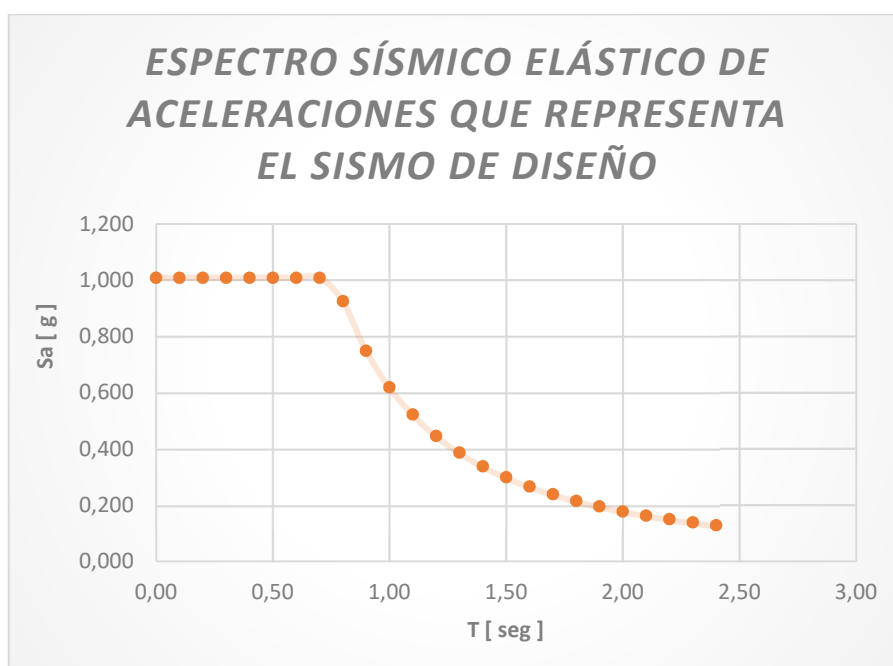


Figura 9: Espectro de diseño

Tiempo	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
T	Sa
[seg.]	[g.]
0.00	1.008
0.10	1.008
0.20	1.008
0.30	1.008
0.40	1.008
0.50	1.008
0.60	1.008
0.70	1.008
0.80	0.926
0.90	0.749
1.00	0.620
1.10	0.522
1.20	0.446
1.30	0.386
1.40	0.338
1.50	0.299
1.60	0.266
1.70	0.238
1.80	0.215
1.90	0.195
2.00	0.178
2.10	0.163
2.20	0.150
2.30	0.138
2.40	0.128

3.3.9. Distribución a los pórticos del cortante basal

Las fuerzas sísmicas de diseño son fuerzas laterales que resultan de distribuir de forma adecuada el cortante basal calculado en los pórticos de la estructura. A continuación, se muestra la distribución del cortante basal a la estructura propuesta en el cálculo:

Tabla 16**Cálculo de W_i**

#PISO	ÀREA LOSA [m ²]	CARGA MUERTA [T/ m ²]	CARGA VIVA [T/ m ²]	Wi
				[CM + 0.25 CV] x A LOSA [T]
2° Piso	43,795	0,087	0,07	4,577
1° Piso	43,795	0,229	0,20	12,219
SUMATORIA				16,795

Tabla 17**Cortante basal en altura**

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE EN ALTURA					
# PISOS	H _i [m]	H acum [m]	W _i [T]	W _i * H acum ^k [T. m]	F _x [T]
2° Piso	2.70	5.40	4.58	4.58	1.27
1° Piso	2.70	2.70	12.22	12.22	3.38
SUMATORIA				16.80	4.645

Si se aplica la distribución de las fuerzas a los pórticos, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 18**Distribución del cortante basal a cada pórtico**

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE EN CADA PÒRTICO						
Eje	# Pisos	F _x [T]	Área losa [m ²]	Área cooperante	(%) Área	Fuerza a los pórticos [Tn]
A	2° Piso	1.27	43.80	10.95	0.25	0.32
	1° Piso	3.38				0.84
B	2° Piso	1.27	43.80	21.90	0.50	0.63
	1° Piso	3.38				1.69
C	2° Piso	1.27	43.80	10.95	0.25	0.32
	1° Piso	3.38				0.84
1	2° Piso	1.27	43.80	9.80	0.22	0.28
	1° Piso	3.38				0.76
2	2° Piso	1.27	43.80	20.00	0.46	0.58
	1° Piso	3.38				1.54
3	2° Piso	1.27	43.80	14.00	0.32	0.40
	1° Piso	3.38				1.08

3.4. Correas

3.4.1. Generalidades

Las correas en una edificación permiten direccionar la carga actuante, lo que implica que las mismas sean diseñadas a flexión y sean capaz de resistir las cargas de la vivienda o edificación. Para el diseño de correas se debe seguir las especificaciones del código AISC 360-10, que determina los parámetros necesarios a seguir, dependiendo de cada perfil seleccionado. Se consideró como premisa que las correas sean perfiles tubulares cuadrados de 100 mm debido a que son de fácil adquisición y no necesitan una previa elaboración bajo pedido.

Para el diseño de correas la recomendación del AISC 360-10 especifica que sean elementos compactos. La siguiente tabla verifica las posibles secciones a flexión y en los perfiles tubulares para la sección de las alas se tiene la posibilidad que sea:

Compactos- No Compactos – Esbeltos

Y para la sección del alma pueden ser:

Compactos - No Compactos

Los chequeos se los realizará dependiendo los parámetros detallados en la sección F7 del AISC.

Tabla 19
Verificación de perfil compacto

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB
F8		N/A	N/A	Y, LTB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, LLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local alt, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010)

3.4.2. Cargas a resistir

Se diseñarán con las cargas de la primera planta, considerando que en la segunda planta las cargas variarán. Estos elementos se los diseñará dependiendo la carga proveniente de cada piso, por ello se debe separar en dos análisis de diseño para poder disminuir espesores y costos de los perfiles.

Tabla 20
Cargas aplicadas a la estructura

<i>PRIMERA PLANTA</i>				<i>SEGUNDA PLANTA</i>			
<i>Total, Carga Muerta Primera Planta</i>		229	kg/m ²	<i>Total, Carga Muerta Segunda Planta</i>	87	kg/m ²	
<i>Carga Viva</i>		200	kg/m ²	<i>Carga Viva</i>	70	kg/m ²	
<i>Total, Carga Primera Planta</i>		429	kg/m ²	<i>Total, Carga Segunda Planta</i>	157	kg/m ²	

Por la combinación de cargas por el método del LRFD se tiene:

$$CU = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

$$CU = 1.2 \times 229 + 1.6 \times 200$$

$$CU = 594.80 \frac{kg}{m^2}$$

Para el chequeo por fluencia de la correa tipo se tiene que calcular las propiedades mecánicas y no basarse de datos de fabricantes, por ello existirán pequeñas variaciones por motivo de las curvaturas del material:

3.4.3. Diseño de Correas

Las propiedades calculadas del perfil son las siguientes:

Tabla

21

Propiedades de correa tubular cuadrada de 100x100x4mm.

DATOS DE LA CORREA			
Base	b	10	cm
Espesor de las alas	Tf	0.4	cm
altura	h	10	cm
Espesor del alma	Tw	0.4	cm
Cb		1	
Área Neta	A	15.4	cm ²
Inercia en x	Ixx	236.3	cm ⁴
Inercia en y	Iyy	236.3	cm ⁴
Módulo de sección	Sx	47.3	cm ³
Módulo de sección	Sy	47.3	cm ³
Módulo Plástico	Zx	55.3	cm ³
Módulo Plástico	Zy	55.3	cm ³
Radio de Giro	rx	3.92	cm
Radio de Giro	ry	3.92	cm


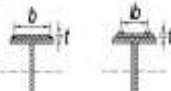

Cb es el factor de modificación por pandeo lateral – torsional, la norma AISC recomienda un valor de Cb=1 por ser perfiles con simetría doble y no poseer cargas transversales.

3.4.3.1. Chequeo elemento compacto

Se debe comprobar parámetros según la tabla B4.1b del código AISC 360-10, el cual especifica las relaciones para la verificación del alma y alas, como se detalla a continuación.

Tabla 22

Razones ancho - espesor, de elementos a flexión

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Limite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
Elementos Alasados	17 Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 83)

- **Chequeo del Ala**

Se verifica las siguientes relaciones:

$$- \text{ si } \frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \rightarrow \text{ COMPACTO}$$

$$- \text{ si } 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \rightarrow \text{ NO COMPACTO}$$

$$- \text{ si } \frac{b}{t} > 1.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \rightarrow \text{ ESBELTO}$$

- **Chequeo del alma**

Se verifica las siguientes relaciones:

$$- \text{ si } \frac{h}{t} \leq 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \rightarrow \text{ COMPACTO}$$

$$- \text{ si } 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \rightarrow \text{ NO COMPACTO}$$

$$- \text{ si } \frac{h}{t} > 5.70 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \rightarrow \text{ESBELTO}$$

Se tiene lo siguiente:

- **Chequeo del Ala**

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} < 1.12 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$23 < 32.27 \rightarrow \text{COMPACTO}$$

- **Chequeo del Alma**

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} < 2.42 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$23 < 69.72 \rightarrow \text{COMPACTO}$$

De igual manera como especifica la norma AISC 341-10 y NEC-15, las secciones deben ser comprobadas sísmicamente para sistemas SMF, se debe cumplir las relaciones detalladas en la tabla 1.1 del AISC “Límites de espesores de radios de elementos a compresión para moderada y alta ductilidad” detallada en el diseño de columnas. Las relaciones $\frac{b}{t}$ y $\frac{h}{t}$ tienen que ser menores a las siguientes relaciones:

Tabla 23

Chequeos de elementos de alta ductilidad y moderada ductilidad

MIEMBROS DE ALTA DUCTILIDAD		MIEMBROS DE MODERADA DUCTILIDAD	
VALOR ADMITIDO	VALOR MÁXIMO ADMITIDO	VALOR ADMITIDO	VALOR MÁXIMO ADMITIDO
$0.55 \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$0.6 \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Fuente: (AISC Sísmico 341 -10, 2010)

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t} = \frac{100 - (2 \times 4)}{4} > 0.55 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 > 15.84$$

Para este caso debe ser menor que el valor máximo admitido

$$\frac{b}{t} < 0.6 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 17.29 \rightarrow \text{las correas no son de alta ductilidad}$$

Al no ser correas de alta ductilidad, es necesario hacer el chequeo de moderada ductilidad, entre su valor admitido y su valor máximo admitido:

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} > 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 > 18.43$$

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} < 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$18.43 < 23 < 32.27 \rightarrow$ **Elemento de moderada ductilidad**

Las correas son elementos que poseen moderada ductilidad; como parte de la recomendación del código AISC, en lo posible se debe trabajar con secciones con alta ductilidad, la misma proporciona seguridad en pórticos resistentes a momento SMF. Para el proyecto de vivienda, al tener elementos de moderada ductilidad se concluye que cumplen con las referencias del código AISC 341-10.

3.4.3.1.1. Cálculo de longitudes

En este apartado se calcula la longitud plástica de los elementos, así como la longitud lateral apoyada y la longitud residual, con objeto de conocer el momento resistente de los elementos a flexión.

3.4.3.1.2. Longitud Plástica

Para obtener la longitud plástica en perfiles tubulares, a la cual actúa el momento plástico, se aplica la ecuación del código AISC-1999:

$$L_p = \frac{0.13 \times r_y \times E}{M_p} \times \sqrt{J \times A}$$

Dónde:

- **L_p** Longitud plástica donde actúa el momento plástico [mm]

- **J** Constante de Torsión [mm^4]
- **A** Área [mm^2]
- **ry** Radio de giro en y [mm]
- **Mp** Momento plástico [N-mm]
- **E** Módulo de Elasticidad [$E=210000 \text{ MPa}$]

El momento plástico será:

$$Mp = \phi \times Fy \times Z$$

$$Mp = 0.9 \times 2530 \times 55.3$$

$$Mp = 125918.1 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 12591810 \text{ N} - \text{mm}$$

$$J = \frac{2 \times (b')^2 \times (d')^2}{\left(\frac{b'}{tf}\right) + \left(\frac{d'}{tw}\right)}$$

$$b' = b - tw; \quad d' = d - tf$$

$$b' = 100 - 4; \quad d' = 100 - 4$$

$$b' = d' = 96 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2 \times (96)^2 \times (96)^2}{\left(\frac{96}{4}\right) + \left(\frac{96}{4}\right)}$$

$$J = 3538944 \text{ mm}^4$$

$$A = 15.4 \text{ cm}^2 \approx 1540 \text{ mm}^2$$

$$Lp = \frac{0.13 \times 39.2 \times 210000}{12591810} \times \sqrt{3538944 \times 1540}$$

$$Lp = 6274.19 \text{ mm} \approx 6.27 \text{ m}$$

La longitud plástica indica la distancia máxima a la cual actúa el momento plástico de un elemento, es decir, que para el caso del perfil 100x100x4mm, el momento plástico actúa hasta una distancia de 6.27 m. y a partir de ello empieza a decaer en su resistencia.

3.4.3.1.3. Longitud Residual

Es necesario verificar la longitud residual de un elemento con el fin de determinar la longitud máxima de resistencia a momento (momento residual).

$$L_r = \frac{2 \times r_y \times E \times \sqrt{J \times A}}{M_r}$$

Dónde:

- **Mr** Momento residual [N-mm]

Para calcular el módulo residual se tiene:

$$M_r = \phi \times S_x \times (f_y - f_r)$$

Dónde:

- **Fr** Tensión de compresión residual en el ala: 70 MPa para perfiles laminados y 115 MPa para perfiles soldados
- **Sx** Módulo de sección

Esta expresión es equivalente a:

$$f_y - f_r = 0.7 \times F_y$$

$$\rightarrow M_r = \phi \times S_x \times (0.7 \times F_y)$$

$$M_r = 0.9 \times 47.3 \times 0.7 \times 2530$$

$$M_r = 75391.47 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 7539147 \text{ N} - \text{mm}$$

$$L_r = \frac{2 \times 39.2 \times 210000 \times \sqrt{3538944 \times 1540}}{7539147}$$

$$L_r = 161216.82 \text{ mm} \approx 161.21 \text{ m}$$

Considerando que las longitudes de los elementos tubulares son elevadas, como la longitud residual en 161 m, la versión actual del código AISC 360-10 no contempla el cálculo de L_p y L_r para secciones tubulares.

3.4.3.2. Chequeo a fluencia

Para obtener el momento nominal se considera la siguiente ecuación:

$$M_n = \phi \times F_y \times Z$$

Dónde:

- **M_n** Momento nominal
- **F_y** Esfuerzo de fluencia del acero
- **Z** Módulo plástico
- **M_r** Momento residual

Existen tres tipos de casos para obtener el valor del momento nominal

- Si $L_b \leq L_p \rightarrow M_n = M_p$
- Si $L_p < L_b \leq L_r \rightarrow \phi M_n = \left[\phi M_p - [\phi M_p - \phi M_r] \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \times C_b \leq \phi M_p$
- Si $L_b > L_r \rightarrow \phi M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L_b} \right)^2 \times I_y \times C_w}$

Si se compara la longitud libre de cada elemento con la longitud plástica, se tiene que la longitud libre no arriostrada es menor, por lo tanto, el momento plástico es igual al momento nominal.

$$L_b \leq L_p$$

$$1.45 \leq 6.27 \text{ m} \rightarrow M_n = M_p$$

$$M_n = 1.26 \text{ T} - \text{m}$$

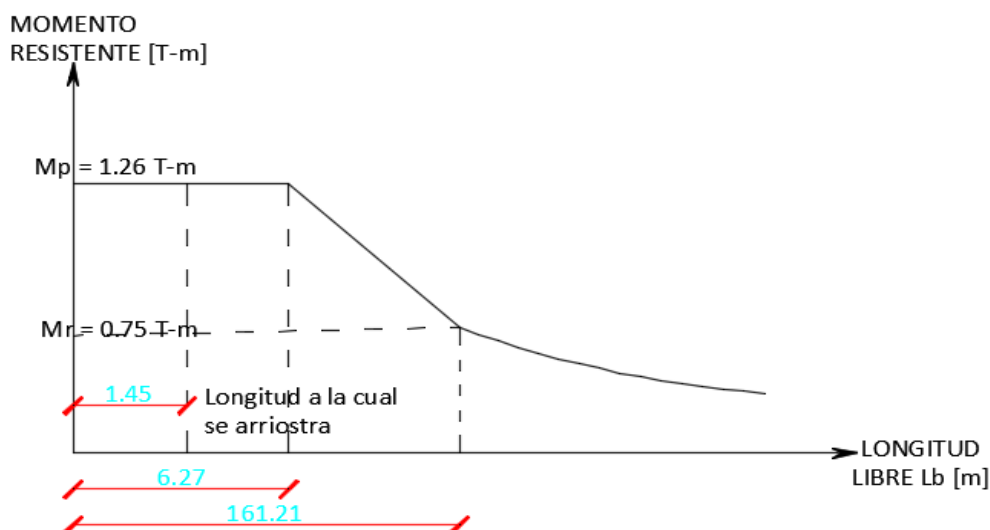


Figura 10: Curva de capacidad de correas

El momento nominal es igual al momento plástico siempre que se rompa la luz libre del elemento antes que culmine la longitud plástica.

Los perfiles compactos tienen la característica que aseguran que no se deformaría en su sección. Un elemento de acero depende de su longitud libre sin arriostramiento (L_b), en el caso que la longitud no arriostrada sea mayor que la calculada, el elemento no trabajara en su zona plástica lo que implicaría que la sección no resiste su momento máximo.

Para el cálculo del **momento actuante** sobre las correas se tiene:

$$Wr = Cu \times \text{ancho tributario}$$

$$Wr = 594.80 \times 1.133$$

$$Wr = 674.11 \frac{kg}{ml}$$

$$Mu = Wr \times \frac{L^2}{8}$$

$$Mu = 674.11 \times \frac{2.90^2}{8}$$

$$Mu = 708.66 \text{ kg} - \text{ml}$$

$$Mu = 0.71 \text{ T} - \text{m}$$

Si se compara entre el momento actuante y resistente, se tiene la demanda/capacidad de los elementos:

$$D/C = \frac{Mu}{Mn} < 1$$

$$D/C = \frac{0.71}{1.26} < 1$$

$$D/C = 0.56 \approx 56\%$$

El elemento está actuando al 56% de su capacidad; sin considerar que el chequeo definitivo se lo realizará con un 25% de la carga viva adicional, de esta manera su demanda/capacidad aumentará. Se debe verificar que dichos elementos no fallen ante las cargas propuesta y lo que se determina con el modelo computacional posteriormente.

Según el código AISC 360-10, las siguientes condiciones no aplican para perfiles tubulares compactos tanto en las alas como en el alma:

- Pandeo Local del Ala
- Pandeo Local del Alma

Al verificar todos los parámetros anteriores la correa cumple con las solicitaciones impuestas.

3.4.3.3. Chequeo a corte

El chequeo a corte se verifica en vigas y correas, para secciones con problemas de corte, es necesario reforzar la sección, cambiar el espesor del perfil o su sección.

Para perfiles tubulares y cajón el código AISC 360-10, hace referencia al capítulo G sección 2, donde expresa la siguiente ecuación:

$$V_n = \phi \times 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

Dónde:

- **V_n** Cortante resistente
- **F_y** Esfuerzo de fluencia
- **A_w** Área del alma
- **C_v** Coeficiente

Para obtener el coeficiente C_v para perfiles de doble simetría, se tiene las siguientes relaciones:

- Cuando $\frac{h}{tw} \leq 1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = 1$
- Cuando $1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = \frac{1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}}{h/tw}$
- Cuando $\frac{h}{tw} > 1.37 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = \frac{1.51 \times E \times K_v}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 \times F_y}$

Para perfiles tubulares, el código AISC 360-10, asigna el valor de K_v = 5, de esta manera se tiene:

$$\frac{h}{tw} = \frac{100}{4}$$

$$\frac{h}{tw} = 25$$

$$\text{Condición 1} = 1.10 \times \sqrt{5 \times \frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$\text{Condición 1} = 70.86$$

Por lo que:

$$\frac{h}{tw} < \text{Condición 1} \rightarrow Cv = 1$$

Por lo que el cortante resistente de la sección es la siguiente:

$$Aw = (h - 2 \times e) \times 2 \times e$$

Dónde:

- **h** Altura del perfil
- **e** espesor de las alas y el alma

$$Aw = (10 - 2 \times 0.4) \times 2 \times 0.4$$

$$Aw = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$Vn = 0.9 \times 0.6 \times 2530 \times 7.36 \times 1$$

$$Vn = 10055.2 \text{ kg}$$

$$Vn = 10.06 \text{ Tn}$$

El cortante actuante de la correa será:

$$Vu = \frac{Cu \times \text{ancho tributario} \times \text{longitud de correa}}{2}$$

$$Vu = \frac{594.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.1333 \text{ m} \times 2.90 \text{ m}}{2}$$

$$Vu = 977.43 \text{ Kg}$$

$$Vu = 0.97 \text{ Tn}$$

Se verifica que el cortante resistente es mucho mayor que el actuante, por lo que no es necesario soldar placas como parte de un reforzamiento de la sección. Para acelerar el cálculo de los elementos de correas, se proponga una hoja de cálculo, donde se verifique todos los parámetros anteriores. Para el caso de la segunda planta,

se consideró que al tener menores cargas a resistir se puede disminuir el espesor del perfil y pero que sean compactos tanto en alas como en el alma, finalmente se decide diseñar con un *perfil tubular cuadrado de 100x100x3 mm*.

Todo el diseño fue probado con un programa computacional donde se verificó el comportamiento de los elementos en conjunto y sometidos a varias solicitaciones como el sismo; puesto que el diseño en una hoja de cálculo sirve para pre dimensionar.

Del análisis de los elementos se tiene los siguientes resultados:

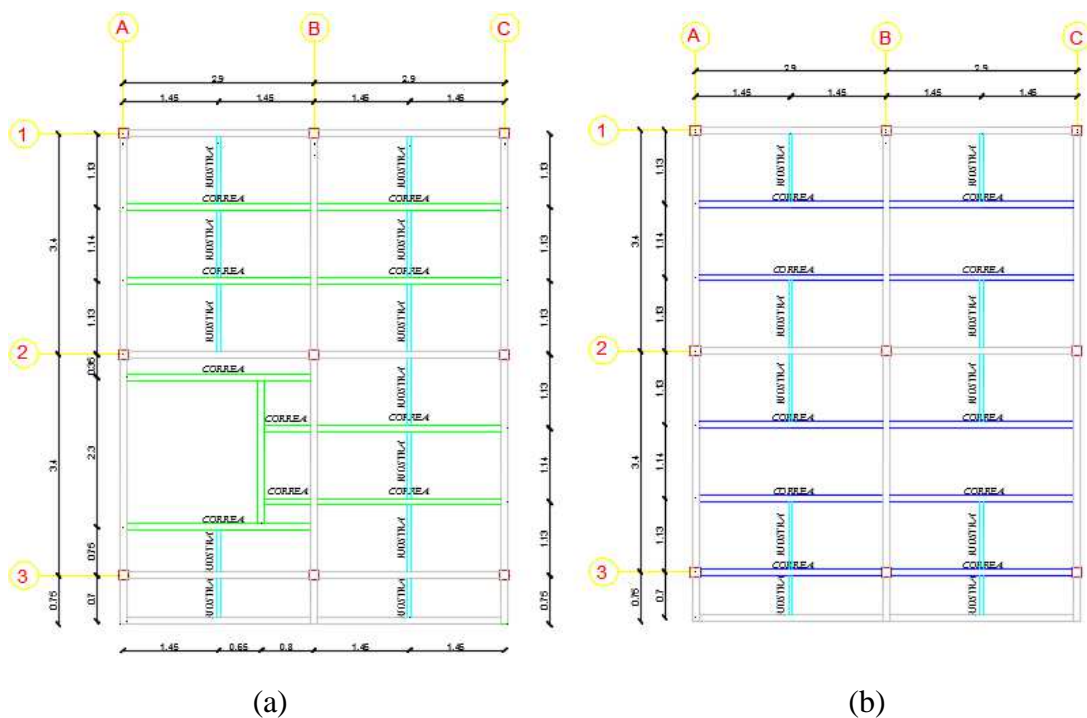


Figura 11: Asignación de correas en primera planta (a) y segunda planta (b)

En resumen, de los cálculos realizados:

- Correas primera planta: tubo cuadrado 100x100x4 mm
- Correas segunda planta: tubo cuadrado 100x100x3 mm
- Riostras: tubo cuadrado 50x50x3mm

3.5. Vigas Trabe

3.5.1. Generalidades

La viga trabe o vigas cargadoras son aquellas que reciben la carga puntual proveniente de las correas y que a su vez la direccionan hacia las columnas. Basados en este principio se puede identificar dos tipos de vigas trabe:

- Viga Trabe Principal
- Viga Trabe Secundaria

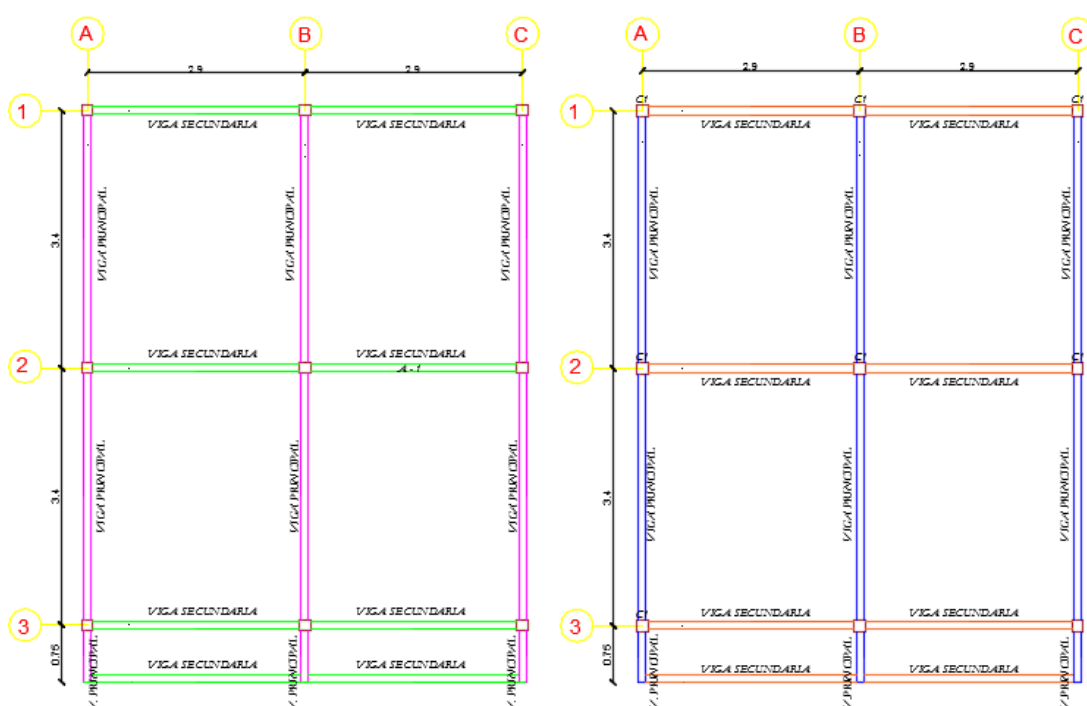


Figura 12: Vigas Principales (TRABE) y Secundarias Primera Planta

Las Vigas Trabe Principales son de mayores dimensiones puesto que reciben toda la carga proveniente del entrepiso y a su vez de las correas; para el caso de las Vigas Trabe Secundarias, estas reciben parte de las cargas provenientes del entrepiso, pero no en la misma cantidad que una viga principal, más bien su función principal es enlazar los pórticos, como parte de un pre diseño las secciones de este tipo de vigas resultan ser iguales a la menor sección de una viga trabe principal.

Como se explicó en el diseño de correas, la estructura dependerá de los resultados donde se incluya mayores solicitaciones. Se deberá verificar que la sección sea compacta y sísmica de la misma manera como se elaboró en el diseño de correas.

3.5.2. Análisis de cargas a Resistir

Para poder verificar las cargas a la cual la Viga Trabe estará sometida, se debe tomar en consideración las fuerzas resultantes puntuales provenientes de las correas.

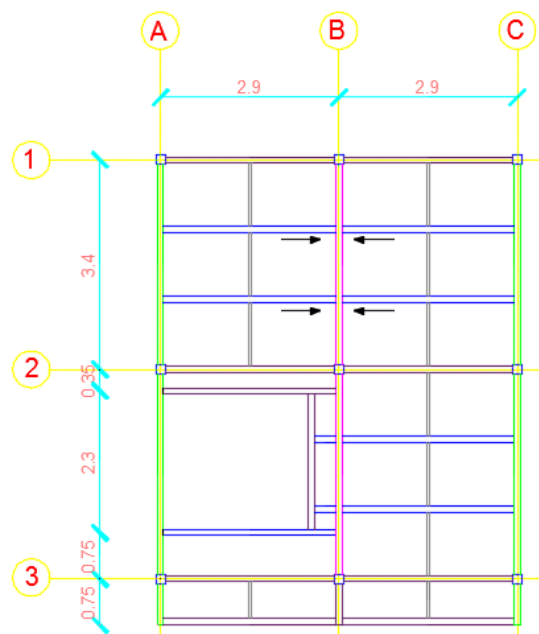


Figura 13: Cargas que llega a la viga eje B

El modelo es el siguiente:

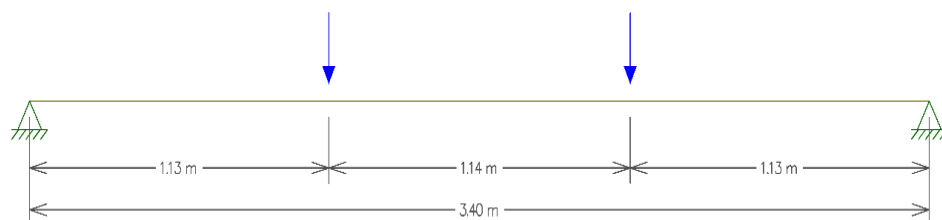


Figura 14: Modelo viga trabe eje B

Para calcular las cargas actuantes sobre la viga se debe verificar las correas, según el análisis de cargas provenientes de la estructura.

$$\text{Carga Repartida} = 594.80 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 1.13 \text{ m}$$

$$\text{Carga Repartida} = 0.674 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

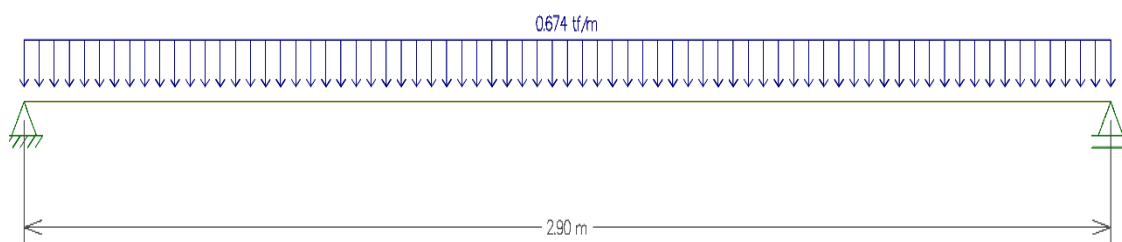


Figura 15: Cargas hacia la correa tipo

Para calcular la carga actuante a la viga trabe se calcula la reacción de la correa:

$$R = \frac{W \times L}{2}$$

$$R = \frac{0.67411 \times 2.90}{2}$$

$$R = 0.98 \text{ Tn}$$

Al ser una viga Trabe central, tendrá contribución de cargas puntuales provenientes de las correas tanto del lado izquierdo como el lado derecho, es decir:

$$\text{Carga Puntual} = \# \text{vigas} \times R$$

$$\text{Carga Puntual} = 2 \times 0.98$$

$$\text{Carga Puntual} = 1.96 \text{ Tn}$$

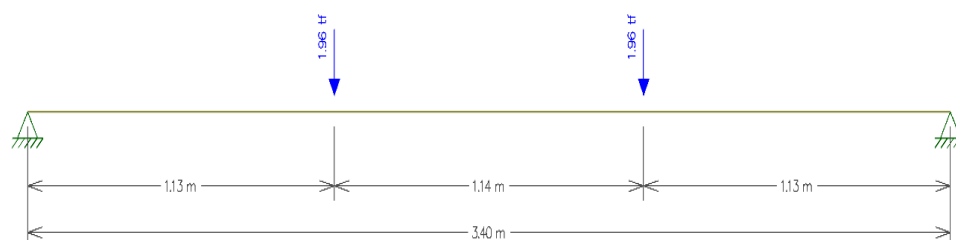


Figura 16: Cargas puntuales que llegan a la viga trabe

Por lo que los diagramas de corte y momento serían:

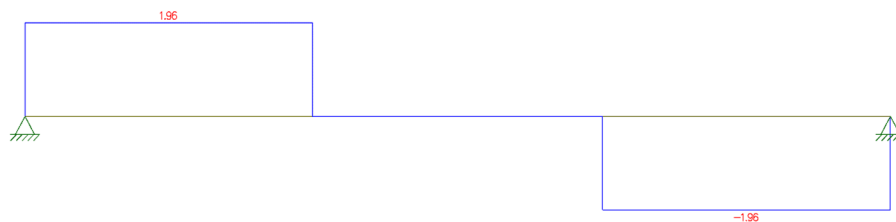


Figura 17: Cortante en la viga trabe



Figura 18: Momento en la viga trabe

El momento actuante en la viga trabe es de:

$$M_u = 2.21 T - m$$

3.5.3. Pre diseño de Vigas Trabe

Se analizará a detalle el cálculo de cada parámetro en el diseño definitivo de las vigas de la primera planta, para el caso de la viga central del eje B como primera iteración se emplea un perfil tubular cuadrado de 100x100x4mm se tienen los siguientes resultados:

Tabla 24**Propiedades Viga Trabe Principal eje B-2**

DATOS DE VIGA TRABE			
Base	b	10	cm
Espesor sup.	Tf	0.4	cm
altura	h	10	cm
Espesor del alma	Tw	0.4	cm
Cb		1	
Área Neta	A	15.4	cm ²
Inercia en x	Ixx	236.3	cm ⁴
Inercia en y	Iyy	236.3	cm ⁴
Módulo de sección	Sx	47.3	cm ³
Módulo de sección	Sy	47.3	cm ³
Módulo Plástico	Zx	55.3	cm ³
Módulo Plástico	Zy	55.3	cm ³
Radio de Giro	rx	3.92	cm
Radio de Giro	ry	3.92	cm

Cb se detalla en el cálculo de correas

Por lo tanto, siguiendo la metodología anterior de correas, se tiene los siguientes resultados de manera directa:

- **Momento Plástico Resistente de Alas/Alma**

$$Mr = 1.26 \text{ T} - \text{m}$$

- **Momento Actuante**

$$Mu = 2.21 \text{ T} - \text{m}$$

- **Longitud Plástica sin arriostramiento**

$$Lp = 6.27 \text{ m}$$

Como se evidencia el momento actuante Mu es mayor que el momento resistente por lo tanto es necesario que la sección posea mayor inercia, de esta manera no tendrá problemas a flexión.

$$D/C = \frac{Mu}{Mn} < 1$$

$$D/C = \frac{2.21}{1.26} > 1$$

$$D/C = 1.75$$

Sobrepasa la carga en un 75%

3.5.4. Diseño de Viga Trabe Principal

Como se evidencia en el prediseño de la viga trabe principal del eje B, la demanda/capacidad es elevada y sobrepasa a su momento resistente, lo que implica que el elemento necesita mayor inercia, por lo tanto, se modificará las dimensiones a una viga cuadrada tubular de 100x150x4 mm. Se detalla a continuación el procedimiento de cálculo y sus propiedades calculadas sin considerar el de los fabricantes, siendo los siguientes:

Tabla 25

Propiedades de viga trabe 10x15cm en 4mm de espesor

DATOS DE VIGA TRABE		
Base	b	10 cm
Espesor de las alas	Tf	0.4 cm
altura	h	15 cm
Espesor del alma	Tw	0.4 cm
Cb		1
Área Neta	A	19.4 cm ²
Inercia en x	Ixx	617.3 cm ⁴
Inercia en y	Iyy	328.6 cm ⁴
Módulo de sección	Sx	82.3 cm ³
Módulo de sección	Sy	65.7 cm ³
Módulo Plástico	Zx	98.7 cm ³
Módulo Plástico	Zy	74.5 cm ³
Radio de Giro	rx	5.65 cm
Radio de Giro	ry	4.12 cm

3.5.4.1. Chequeo perfil compacto y sísmico

Para que las alas sean compactas se verificara el siguiente procedimiento:

$$\text{si } \frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \text{COMPACTO}$$

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} < 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 < 32.27 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Para el chequeo de compacidad del alma se debe seguir el siguiente proceso:

$$\text{si } \frac{h}{t} \leq 2.42 \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \text{COMPACTO}$$

$$\frac{150 - (2 \times 4)}{4} < 2.42 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$35.5 < 69.72 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, el perfil es compacto tanto en las alas como el alma. De igual forma como en el diseño de correas, se debe verificar que **sea un perfil sísmicamente compacto** para sistemas SMF:

Sentido X

$$\frac{b}{t} < 0.55 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{100 - (2 \times 4)}{4} < 0.55 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 > 15.84$$

Por lo que para este caso debe ser menor que el valor máximo admitido

$$\frac{b}{t} < 0.6 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 > 17.29 \rightarrow \text{las correas no son de alta ductilidad}$$

Por lo que se debe hacer el chequeo de moderada ductilidad:

$$\frac{100 - 8}{4} > 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 > 18.43$$

Para este caso será necesario verificar el límite de una sección moderada para verificar si se encuentra en este rango.

$$\frac{100 - 8}{4} < 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$23 < 32.27 \rightarrow \text{Elemento de moderada ductilidad}$$

Sentido Y

$$\frac{h}{t} < 0.55 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{150}{4} < 0.55 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$37.5 > 15.84$$

Para este caso debe ser menor que el valor máximo admitido.

$$\frac{h}{t} < 0.6 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$37.5 > 17.29 \rightarrow \text{las correas no son de alta ductilidad}$$

Se debe hacer el chequeo de moderada ductilidad:

$$\frac{150}{4} > 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$37.5 > 18.43$$

Es necesario verificar el límite de una sección moderada para verificar si se encuentra en este rango.

$$\frac{150}{4} > 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

37.5 > 32.27 → Sin moderada ductilidad

Por ende, el elemento es sísmicamente compacto de moderada ductilidad en sentido X, sin ductilidad en sentido Y, para el caso de pórticos en sistema OMF (Ordinary Moment Frame) e IMF (Intermediate Moment Frame) se considera que se puede emplear dichos tipos de perfiles verificando que no fallen por flexión, dicho resultado será verificado en el programa computacional. De trabajar con un sistema SMF (Special Moment Frame) los chequeos deben ser positivos para proseguir con el cálculo. El proyecto se maneja con la idea de un sistema OMF por lo que el chequeo de compacidad en los perfiles es obligatorio.

3.5.4.1.1. Cálculo de longitudes

De igual manera como se realiza el cálculo en el diseño de correas, se calcula la longitud tanto plástica, residual y apoyada.

3.5.4.1.2. Longitud Plástica

Se calcula de la siguiente manera:

$$L_p = \frac{0.13 \times r_y \times E}{M_p} \times \sqrt{J \times A}$$

El momento plástico sería:

$$M_p = \phi \times F_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 2530 \times 98.7$$

$$M_p = 224739.9 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 22473990 \text{ N} - \text{mm}$$

$$J = \frac{2 \times (b')^2 \times (d')^2}{\left(\frac{b'}{t_f}\right) + \left(\frac{d'}{t_w}\right)}$$

$$b' = b - t_w; \quad d' = d - t_f$$

$$b' = 100 - 4; \quad d' = 150 - 4$$

$$b' = 96 \text{ mm} \quad d' = 146 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2 \times (96)^2 \times (146)^2}{\left(\frac{96}{4}\right) + \left(\frac{146}{4}\right)}$$

$$J = 6494157.22 \text{ mm}^4$$

$$A = 19.4 \text{ cm}^2 \approx 1940 \text{ mm}^2$$

$$L_p = \frac{0.13 \times 41.2 \times 210000}{22473990} \times \sqrt{6494157.22 \times 1940}$$

$$L_p = 5617.48 \text{ mm} \approx 5.62 \text{ m}$$

Significa que si la viga no se la arriostra hasta un máximo de 5.62 m., la viga empezaría a decaer en su resistencia a la flexión; este elemento es arriostrado por las correas que se encuentran espaciadas cada 1.13 m., esto implicaría que la viga actuaría en su momento plástico puesto que la longitud libre será menor que la longitud plástica.

3.5.4.1.3. Longitud Residual

Se calcula:

$$L_r = \frac{2 \times r_y \times E \times \sqrt{J \times A}}{M_r}$$

Esta expresión es equivalente a:

$$f_y - f_r = 0.7 \times F_y$$

$$\rightarrow M_r = \phi \times S_x \times 0.7 \times F_y$$

$$M_r = 0.9 \times 82.3 \times 0.7 \times 2530$$

$$M_r = 131177.97 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 13117797 \text{ N} - \text{mm}$$

$$L_r = \frac{2 \times 82.3 \times 210000 \times \sqrt{6494157.22 \times 1940}}{13117797}$$

$$L_r = 148063.45 \text{ mm} \approx 148.06 \text{ m}$$

Considerando que las longitudes de los elementos son elevadas, a tal grado que si se considera la longitud residual de resistencia de 148 m, el código actual del AISC-10 no contempla el cálculo tanto de L_p como L_r para secciones tubulares.

3.5.4.2. Chequeo de fluencia

En forma similar como se realiza en el diseño de correas, se compara las longitudes:

$$L_b < L_p$$

$$1.13 < 5.62 \rightarrow M_n = M_p$$

$$M_n = 2.25 T - m$$

De tal manera que se tiene lo siguiente:

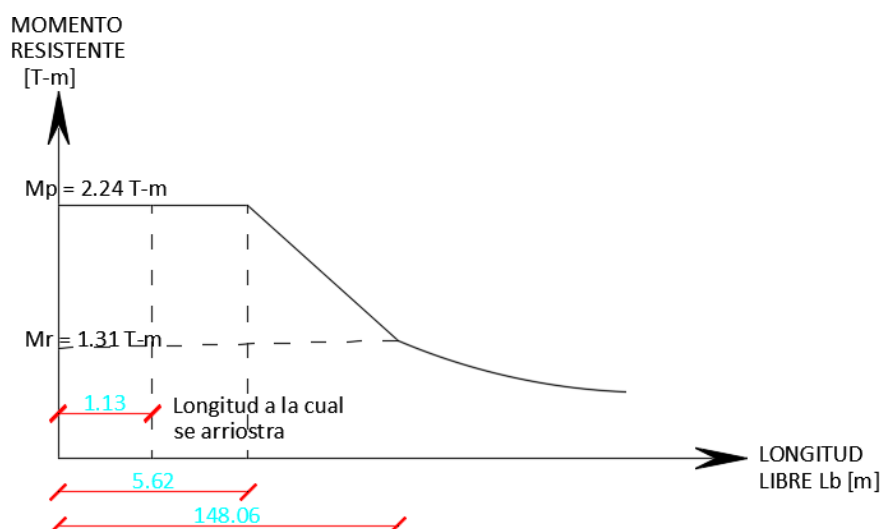


Figura 19: Curva de Capacidad de viga 100x150x4mm

El *momento actuante* es $2.25 T - m$ calculado anteriormente, por tanto, si se compara entre el momento actuante y resistente se tiene la demanda/capacidad de los elementos:

$$D/C = \frac{M_u}{M_n} < 1$$

$$D/C = \frac{2.21}{2.25} < 1$$

$$D/C = 0.98 \approx 98\%$$

Aparentemente, el elemento trabaja en su resistencia última, pero se debe verificar con el modelo computacional, donde la estructura trabaja en conjunto, por lo que se distribuyen de mejor forma los momentos, lo que bajará su demanda/capacidad. Según el código AISC 360-10, las siguientes condiciones no aplican para perfiles tubulares compactos tanto en las alas, como en el alma:

- Pandeo Local del Ala
- Pandeo Local del Alma

3.5.4.3. Chequeo a corte

De igual manera como se realizó en el diseño de correas se tiene que el cortante resistente es:

$$V_n = \phi \times 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

Para obtener el coeficiente C_v para perfiles de doble simetría, se tiene las siguientes relaciones:

- Cuando $\frac{h}{tw} \leq 1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = 1$
- Cuando $1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = \frac{1.10 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}}{h/tw}$
- Cuando $\frac{h}{tw} > 1.37 \times \sqrt{K_v \times \frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow C_v = \frac{1.51 \times E \times K_v}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 \times F_y}$

Para perfiles tubulares, el código AISC 360-10, asigna el valor de $K_v = 5$, por lo que se tiene:

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{4}$$

$$\frac{h}{tw} = 37.5$$

$$\text{Condición 1} = 1.10 \times \sqrt{5 \times \frac{2.1 \times 10^6}{2530}}$$

$$\text{Condición 1} = 70.86$$

Por lo que:

$$\frac{h}{tw} < \text{Condición 1} \rightarrow Cv = 1$$

Por lo que el cortante resistente de la sección es la siguiente:

$$Aw = (h - 2 \times e) \times 2 \times e$$

$$Aw = (15 - 2 \times 0.4) \times 2 \times 0.4$$

$$Aw = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$Vn = 0.9 \times 0.6 \times 2530 \times 11.36 \times 1$$

$$Vn = 15520 \text{ kg} \approx 15.5 \text{ Tn}$$

El cortante actuante es:

$$Vu = 1.96 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

Se verifica que el cortante resistente es mucho mayor que el actuante, es decir no será necesario soldar placas como parte de un reforzamiento de la sección. Se recomienda que el diseño manual solo se lo considere como un pre diseño puesto que se debe verificar que la estructura trabaje en conjunto sometido a mayores solicitaciones de cargas.

3.6. Columnas

3.6.1. Generalidades

Para el diseño de columnas de acero, se toma en consideración que las mismas deben de ser perfiles tubulares cuadrados, puesto que, al ser una vivienda de emergencia, las mismas son secciones de bajo costo, rápida colocación y anclaje, a su vez que se encuentran disponibles en el mercado y son de fácil adquisición. Se verificará la sección según forma, según las especificaciones del código AISC 360-10.

3.6.2. Pre diseño de columnas

Como parte de una primera iteración de diseño, se estimó la utilización de un perfil tubular cuadrado de 10 cm. en 6 mm de espesor, perfil existente en el mercado. A su vez, considerando que las viviendas son de producción inmediata ante una catástrofe, las columnas se sugieren que sean de las mismas secciones para que en el

instante de construcción no exista dicha demora en la colocación y anclaje hacia la cimentación. De esta manera se facilita la construcción para que una persona natural pueda realizar esta actividad y no sufra confusiones en la ubicación de las columnas.

Las columnas deberán soportar la carga proveniente de los dos pisos, aunque inicialmente la vivienda sea de una planta.

Para el diseño se clasificó las columnas en C1 para obtener secciones de columna iguales homogéneas:

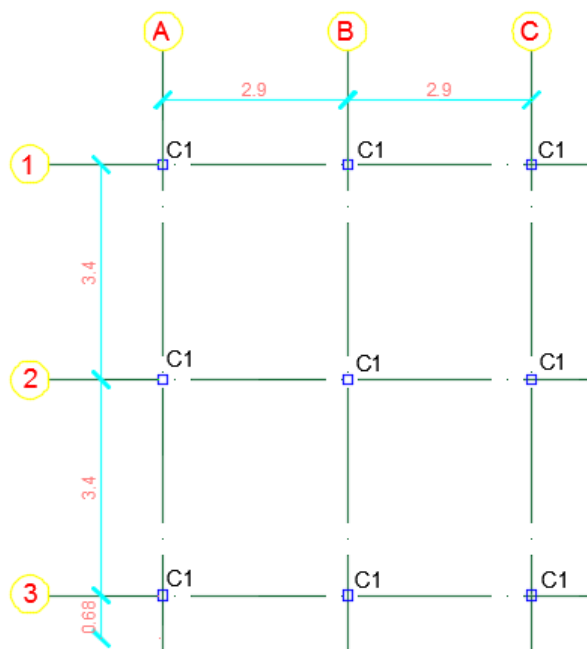


Figura 20: Distribución de columnas

Debido a las áreas tributarias, y considerando que se mandará una sección idéntica en todas las columnas, el diseño dependerá de la columna B-2 puesto que sería la columna que recibe una contribución de área mayor, como lo demuestra la figura siguiente:

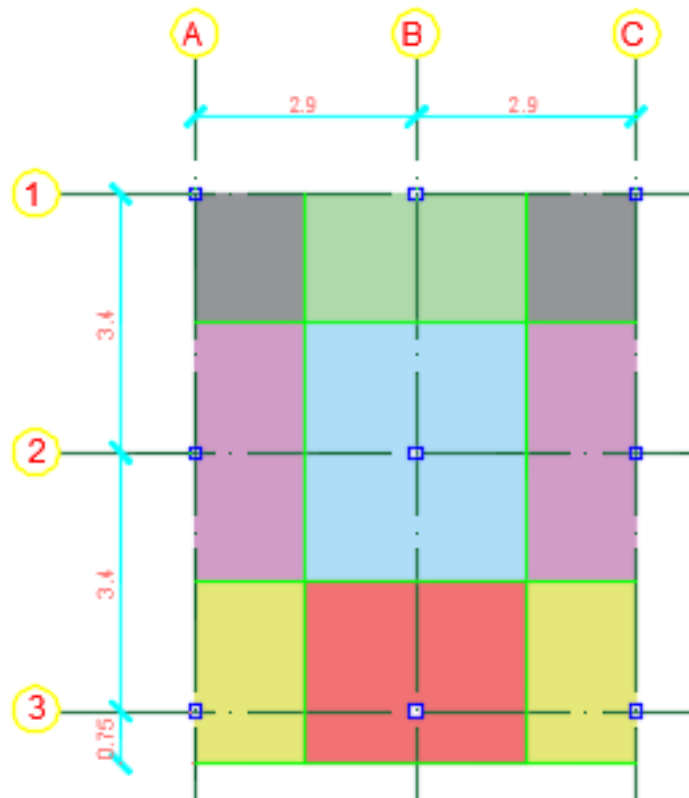


Figura 21: Área tributaria

3.6.2.1. Cálculo de áreas tributarias

Columna A1 / C1

$$\text{Área Tributaria} = \frac{2.9}{2} \times \frac{3.4}{2}$$

$$\text{Área Tributaria} = 2.465 \text{ m}^2$$

Columna A2 / C2

$$\text{Área Tributaria} = \frac{2.9}{2} \times \frac{3.4 + 3.4}{2}$$

$$\text{Área Tributaria} = 4.93 \text{ m}^2$$

Columna A3 / C3

$$\text{Área Tributaria} = \frac{2.9}{2} \times \left(\frac{3.4}{2} + 0.75 \right)$$

$$\text{Área Tributaria} = 3.55 \text{ m}^2$$

Columna B1

$$\begin{aligned} \text{Área Tributaria} &= \frac{2.9 + 2.9}{2} \times \frac{3.4}{2} \\ \text{Área Tributaria} &= 4.93 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Columna B2

$$\begin{aligned} \text{Área Tributaria} &= \frac{(2.9 + 2.9) \times (3.4 + 3.4)}{4} \\ \text{Área Tributaria} &= 9.86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Columna B3

$$\begin{aligned} \text{Área Tributaria} &= \frac{(2.9 + 2.9)}{2} \times \left(\frac{3.4}{2} + 0.68 \right) \\ \text{Área Tributaria} &= 6.902 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Se presenta como resumen en la siguiente tabla:

Tabla 26**Resumen áreas tributarias**

COLUMNA	ÁREA (m²)
A1/C1	2.465
A2/C2	4.93
A3/C3	3.55
B1	4.93
B2	9.86
B3	6.902

Se evidencia que la columna B-2 es aquella que recibe la mayor área tributaria y de la cual dependerá el diseño de las demás columnas.

3.6.2.2. Propiedades de columna

Las propiedades de la columna B2 calculadas, se detallan en la tabla siguiente:






Tabla 27**Propiedades columna B2 de 100x100x6 mm**

DATOS COLUMNA CUADRADA			
Base	b	10	cm
Altura	h	10	cm
Espesor	e	0.6	cm
Factor esbeltez	K	1.2	
Área Neta	A	22.6	cm ²
Inercia en x	I_{xx}	333.6	cm ⁴
Inercia en y	I_{yy}	333.6	cm ⁴
Módulo de sección	S_x	66.7	cm ³
Módulo de sección	S_y	66.7	cm ³
Módulo Plástico	Z_x	79.6	cm ³
Módulo Plástico	Z_y	79.6	cm ³
Radio de Giro	r_x	3.85	cm
Radio de Giro	r_y	3.85	cm

Para el cálculo de la longitud efectiva “K”, se considera la Tabla C-A-7.1 “Valores Aproximados del factor de largo efectivo, K” del AISC-360. Considerando que, en el modelo matemático de las columnas, su extremo, no tendría rotación, pero si desplazamiento. La norma AISC-360, “estipula un valor de 1 para el caso teórico; en el caso de diseño y según las recomendaciones para condiciones y solicitaciones aproximadas a la realidad, estipula un valor de 1.2”, tal como lo representa la tabla siguiente. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, pág. 615)

Tabla 28

Valores de K

TABLA C-A-7.1 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Vínculo en el extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Restricción a la rotación y desplazamiento  Rotación libre - restricción al desplazamiento  Restricción a rotación - desplazamiento libre  Rotación y traslación libres 					

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010)

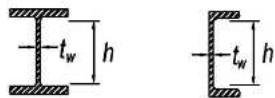
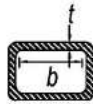
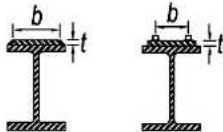
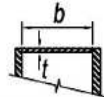
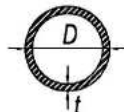
Se selecciona valor de $K=1.2$, puesto que se determina el mismo para condiciones de diseño, así como se considera que, en el momento del sismo, existirá desplazamientos producto del sistema apernado.

3.6.2.3. Chequeo de esbeltez

Para la verificación de esbeltez de la columna, se regirá a la Tabla B4.1a “Razones ancho-espesor: Elementos en compresión. Miembros sujetos a compresión axial” del AISC-360. (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 82)

Tabla 29

Chequeo por compacidad

TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Elementos Atiesados	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010)

Por lo que cumplirá con los siguientes parámetros:

$$\frac{b}{t} < 1.40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Dónde:

- b** Base de la columna
- t** Espesor del perfil
- E** Módulo de elasticidad del acero
- f_y** Esfuerzo de fluencia del acero

Se tiene los siguientes resultados:

$$\frac{100 - (2 \times 6)}{6} < 1.40 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$14.67 < 40.33$$

Por lo que cumple que la sección elegida no es esbelta en sentido x. Para el sentido y, la relación a cumplir sería h/t sometidos a las mismas condiciones, que para el caso de ser una columna tubular cuadrada sería el mismo valor.




3.6.2.4. Chequeo Sísmico

La norma AISC y NEC-15, determinan que las secciones deben ser comprobadas sísmicamente para elementos resistentes a momento SMF (Special Moment Frame) y con los cuales se puede emplear conexiones precalificadas. Para este caso se empleará el sistema OMF (Ordinary Moment Frame), es decir, los elementos no tendrán conexiones precalificadas.

Se debe cumplir con las relaciones detalladas en la tabla 1.1 “Límites de espesores de radios de elementos a compresión para moderada y alta ductilidad” del AISC 341-10. (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, págs. D-3)

Tabla 30

Chequeos sísmicos

<p style="text-align: center;">TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members</p>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t			
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010)

Se debe cumplir que las relaciones $\frac{b}{t}$ y $\frac{h}{t}$ sean menores a las relaciones siguientes:

Tabla 31

Chequeos de elementos de alta ductilidad y moderada ductilidad

MIEMBROS DE ALTA DUCTILIDAD		MIEMBROS DE MODERADA DUCTILIDAD	
VALOR ADMITIDO	VALOR MÁXIMO ADMITIDO	VALOR ADMITIDO	VALOR MÁXIMO ADMITIDO
$0.55\sqrt{\frac{E}{fy}}$	$0.6\sqrt{\frac{E}{fy}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{fy}}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t} = 16.67 > 0.55\sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 15.84$$

Por lo que para este caso debe ser menor que el valor máximo admitido

$$\frac{h}{t} < 0.6 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 17.29 \rightarrow OK$$

El miembro es de alta ductilidad.

Dentro de las recomendaciones del AISC, se estima que los elementos en lo posible sean de alta ductilidad, puesto que tendrán un mayor comportamiento sísmico, caso contrario, AISC estima que los mismos sean de moderada ductilidad y en el caso que no cumpla con ninguna de las dos condiciones explicadas anteriormente, la sección no sería apta para el caso sísmico.

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t} = 16.67 < 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 18.44 \rightarrow OK$$

Se considera que las columnas estarán sometidas a las cargas detalladas anteriormente:

Tabla 32

Resumen de Cargas por Piso

<i>CALCULO DE CARGAS</i>	
CARGAS PRIMERA PLANTA	
Total, Carga Muerta Primera Planta	229 kg/m ²
Carga Viva	200 kg/m ²
Total, Carga Primera Planta	429 kg/m ²
CARGAS SEGUNDA PLANTA	
Total, Carga Muerta Segunda Planta	87 kg/m ²
Carga Viva	70 kg/m ²
Total, Carga Primera Planta	157 kg/m ²
Carga Total Muerta	316 kg/m²
Carga Total Viva	270 kg/m²

Para obtener la carga última, se toma en consideración la combinación recomendada por el método del LRFD, por lo que se tiene la siguiente:

$$Combo = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

Dónde:

D Carga Muerta

L Carga Viva

Por lo que al elaborar el respectivo cálculo se tendrá:

$$Cu = 1.2 \times 316 + 1.6 \times 270$$

$$Cu = 811.2 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo del área tributaria para la columna B2, se detalla en el siguiente gráfico.

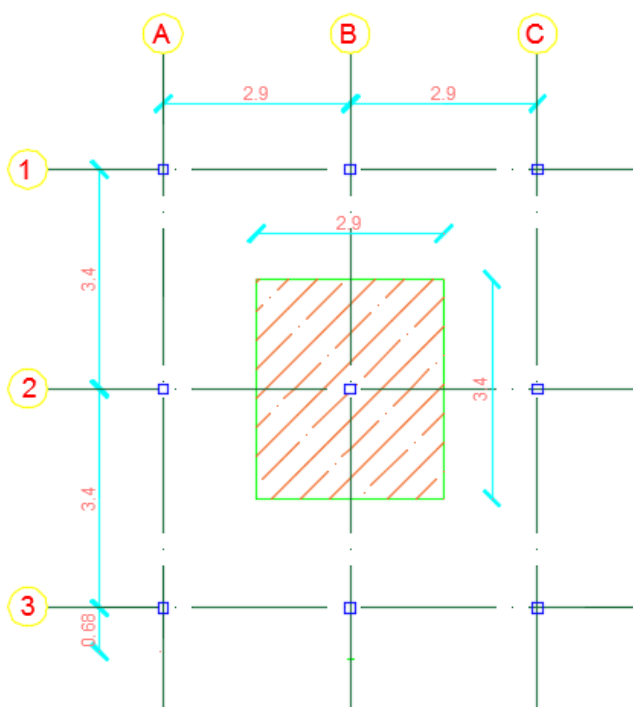


Figura 22: Área tributaria columna B2

$$\text{Área Tributaria} = 9.86 \text{ m}^2$$

$$Pu = \text{Área Tribut.} \times Cu$$




$$Pu = 9.86 \times 811.2$$

$$Pu = 8.0 \text{ T}$$

Para diseñar los elementos a compresión, es necesario “identificar la resistencia de compresión nominal $\phi_c P_n$, siendo el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican por pandeo a flexión. El valor de $\phi_c = 0.90$, dictaminado por el LRFD”. (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 97)

Tabla 33

Chequeos Columna

TABLA NOTA E1.1 Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010)

Debida a la sección de tipo tubular, como lo indica la tabla anterior, se deberá verificar por pandeo local. “La resistencia a la compresión nominal P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión” (American Institute of Steel Construction AISC, 2010): Cumpliendo con la siguiente relación:

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Se determina de la siguiente manera, presentando dos casos particulares:

- a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, el valor de F_{cr} sería:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right]$$

- b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, el valor de F_{cr} sería:

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e$$

Dónde:

F_e : Tensión de pandeo elástico

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

La verificación de la esbeltez $\frac{KL}{r}$ de los elementos, se realiza en dos sentidos, puesto que al determinar la resistencia a compresión $\phi_c P_n$, producido en cualquiera de los sentidos, el menor valor, será el dominante. Para el diseño es necesario probar dichas condiciones a diferentes alturas de la columna como se detalla en la tabla:

Tabla 34**Resistencia de columna B2**

RESISTENCIA A CARGA AXIAL									
L (cm)	kl/rx	kl/ry	Fex	fey	ferx	fery	Prx (T)	Pry (T)	Pn (T)
0.1	0.03	0.03	2.1E+10	2.1E+10	2530	2530	51.4	51.4	51.4
10	3.12	3.12	2128270.53	2128270.53	2529	2529	51.3	51.3	51.3
20	6.24	6.24	532067.63	532067.63	2525	2525	51.3	51.3	51.3
30	9.36	9.36	236474.50	236474.50	2519	2519	51.1	51.1	51.1
40	12.48	12.48	133016.91	133016.91	2510	2510	51.0	51.0	51.0
50	15.60	15.60	85130.82	85130.82	2499	2499	50.7	50.7	50.7
60	18.72	18.72	59118.63	59118.63	2485	2485	50.5	50.5	50.5
70	21.84	21.84	43434.09	43434.09	2469	2469	50.1	50.1	50.1
80	24.97	24.97	33254.23	33254.23	2451	2451	49.8	49.8	49.8
90	28.09	28.09	26274.94	26274.94	2430	2430	49.3	49.3	49.3
100	31.21	31.21	21282.71	21282.71	2407	2407	48.9	48.9	48.9
110	34.33	34.33	17589.01	17589.01	2382	2382	48.4	48.4	48.4
120	37.45	37.45	14779.66	14779.66	2355	2355	47.8	47.8	47.8
130	40.57	40.57	12593.32	12593.32	2326	2326	47.2	47.2	47.2
140	43.69	43.69	10858.52	10858.52	2295	2295	46.6	46.6	46.6
150	46.81	46.81	9458.98	9458.98	2262	2262	45.9	45.9	45.9
160	49.93	49.93	8313.56	8313.56	2227	2227	45.2	45.2	45.2
170	53.05	53.05	7364.26	7364.26	2191	2191	44.5	44.5	44.5
180	56.17	56.17	6568.74	6568.74	2153	2153	43.7	43.7	43.7



190	59.29	59.29	5895.49	5895.49	2114	2114	42.9	42.9	42.9
200	62.41	62.41	5320.68	5320.68	2073	2073	42.1	42.1	42.1
210	65.53	65.53	4826.01	4826.01	2031	2031	41.2	41.2	41.2
220	68.65	68.65	4397.25	4397.25	1988	1988	40.4	40.4	40.4
230	71.78	71.78	4023.20	4023.20	1944	1944	39.5	39.5	39.5
240	74.90	74.90	3694.91	3694.91	1899	1899	38.6	38.6	38.6
250	78.02	78.02	3405.23	3405.23	1854	1854	37.6	37.6	37.6
260	81.14	81.14	3148.33	3148.33	1807	1807	36.7	36.7	36.7
270	84.26	84.26	2919.44	2919.44	1760	1760	35.7	35.7	35.7

Siendo la columna de 2.70 m. de altura la siguiente:

$$P_n(2.70) = 35.7 T$$

Si se grafica la relación entre la resistencia P_n del elemento y la longitud de la columna se tendría la siguiente curva:

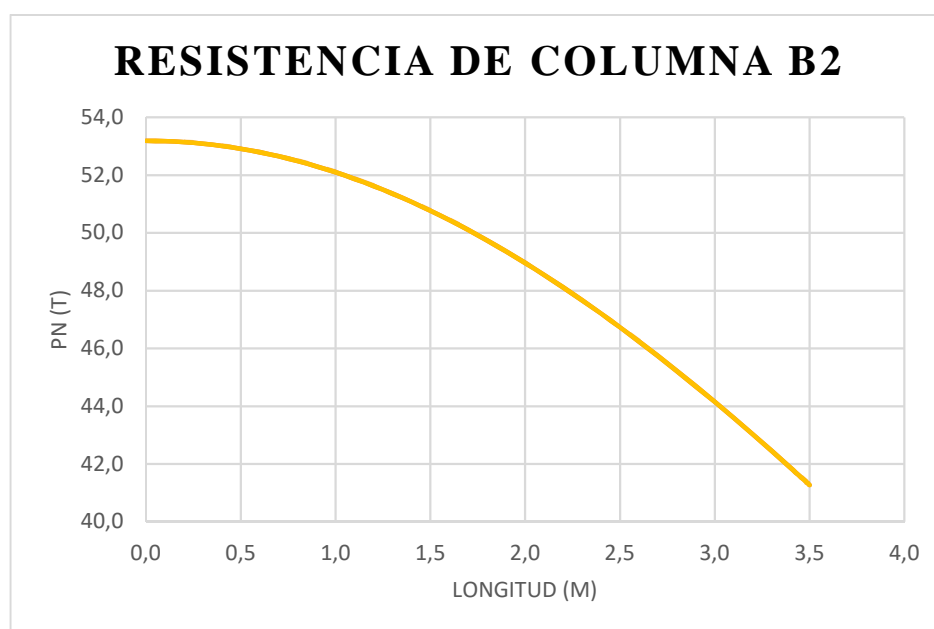


Figura 23: Resistencia de columna B2

La demanda/capacidad es la siguiente:

Tabla 35

Diseño Demanda/Capacidad

DISEÑO		
Pu	8.0	Tn
Pn	35.74	Tn
D/C	23%	

Siendo la demanda/capacidad del 23%, es decir el perfil seleccionado resiste un 74% más de las solicitudes necesarias.

3.6.2.5. Chequeo flexión biaxial columna 100 x 100 x 6

Se debe chequear la ecuación para los pórticos más críticos.

- $\frac{Pu}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$ si $\frac{Pu}{\phi_c \times P_c} \geq 0.2$
- $\frac{Pu}{2\phi_c \times P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$ si $\frac{Pu}{\phi_c \times P_c} < 0.2$

Dónde:

- **Pu** Carga axial última
- **Pn** Carga axial nominal
- **Mux** Momento en x mayorado
- **Muy** Momento en y mayorado
- ϕ_c Factor de reducción de columna [0.85]
- ϕ_b Factor de reducción de vigas [0.9]

$$e_x = \frac{K \times L_u}{r_x}$$

Dónde:

- **K** Factor Longitud efectiva
- **Lu** Longitud libre de columna
- **rx** Radio de giro en x

$$e_x = e_y = \frac{1.2 \times 270}{3.85}$$

$$e_x = e_y = 84.16 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_c = \frac{e}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{84.16}{\pi} \times \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.9298$$

Existen dos casos para la elección del f_{cr} :

- Si $\lambda_c \leq 1.5 \rightarrow f_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \times f_y$
- Si $\lambda_c > 1.5 \rightarrow f_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} \times f_y$

Para el caso calculado se verifica que el valor de λ_c es menor a 1.5 por tanto, se refiere a la primera condición.

$$f_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \times f_y$$

$$f_{cr} = 0.658^{0.9298^2} \times 2530$$

$$f_{cr} = 1.761 \frac{T}{cm^2}$$

$$\phi \times P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$\phi \times P_n = 0.85 \times 1.761 \times 22.6$$

$$\phi \times P_n = 33.83$$

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = \frac{8}{33.03}$$

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = 0.27 > 0.2 \text{ OK}$$

Se verifica que al ser la relación $\frac{P_u}{\phi \times P_n} > 0.2$, la fórmula de cálculo para el chequeo de flexión biaxial sería:

$$\frac{P_u}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right)$$

Es necesario determinar las longitudes L_p y L_r como se realiza en el diseño de correas, para poder determinar el Momento resistente.

3.6.2.5.1. Longitud Plástica

$$L_p = \frac{0.13 \times r_y \times E}{M_p} \times \sqrt{J \times A}$$

El momento plástico sería:

$$M_p = \phi \times F_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 2530 \times 79.6$$

$$M_p = 181249.2 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 18124920 \text{ N} - \text{mm}$$

$$J = \frac{2 \times (b')^2 \times (d')^2}{\left(\frac{b'}{t_f}\right) + \left(\frac{d'}{t_w}\right)}$$

$$b' = b - t_w; \quad d' = d - t_f$$

$$b' = 100 - 6; \quad d' = 100 - 6$$

$$b' = d' = 94 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2 \times (94)^2 \times (94)^2}{\left(\frac{94}{4}\right) + \left(\frac{94}{4}\right)}$$

$$J = 4983504 \text{ mm}^4$$

$$A = 22.6 \text{ cm}^2 \approx 2260 \text{ mm}^2$$

$$L_p = \frac{0.13 \times 38.5 \times 210000}{18124920} \times \sqrt{4983504 \times 2260}$$

$$L_p = 6154.16 \text{ mm} \approx 6.15 \text{ m}$$

3.6.2.5.2. Longitud Residual

$$L_r = \frac{2 \times r_y \times E \times \sqrt{J \times A}}{M_r}$$

Esta expresión es equivalente a:

$$f_y - f_r = 0.7 \times F_y$$

$$\rightarrow Mr = \phi \times Sx \times 0.7 \times Fy$$

$$Mr = 0.9 \times 66.7 \times 0.7 \times 2530$$

$$Mr = 106313.13 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 10631313 \text{ N} - \text{mm}$$

$$Lr = \frac{2 \times 38.5 \times 210000 \times \sqrt{4983504 \times 2260}}{10631313}$$

$$Lr = 161415.316 \text{ mm} \approx 161.41 \text{ m}$$

Si se considera la longitud libre L_b de 2.70, siendo el punto de arriostamiento con las vigas se tiene:

$$L_b < L_p$$

$$2.70 < 6.15 \text{ m} \rightarrow Mn = Mp$$

$$\phi Mn_x = \phi Mn_y = 1.81 \text{ T} - \text{m}$$

Se necesita obtener los momentos producto de carga muerta, viva y sismo, para lo cual se tiene:

3.6.2.5.3. Análisis sentido X pórtico 2

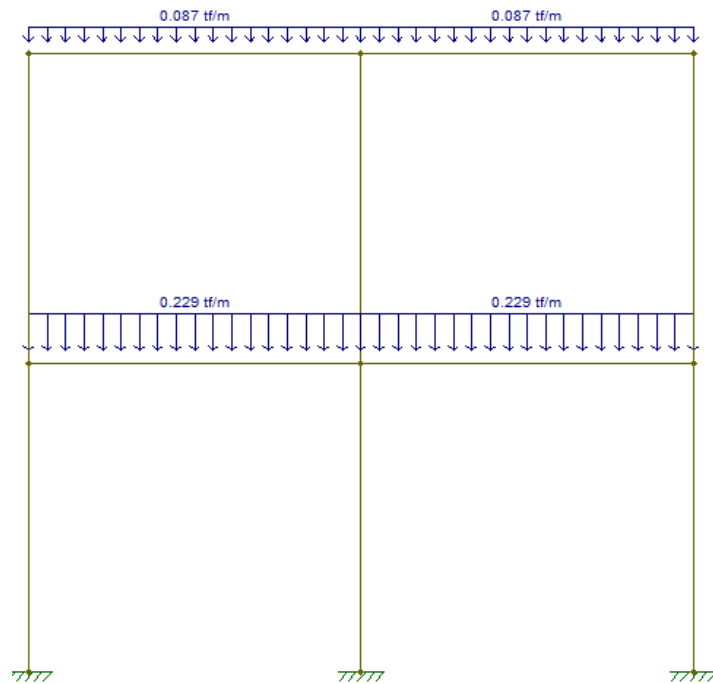


Figura 24: Carga distribuida Muerta

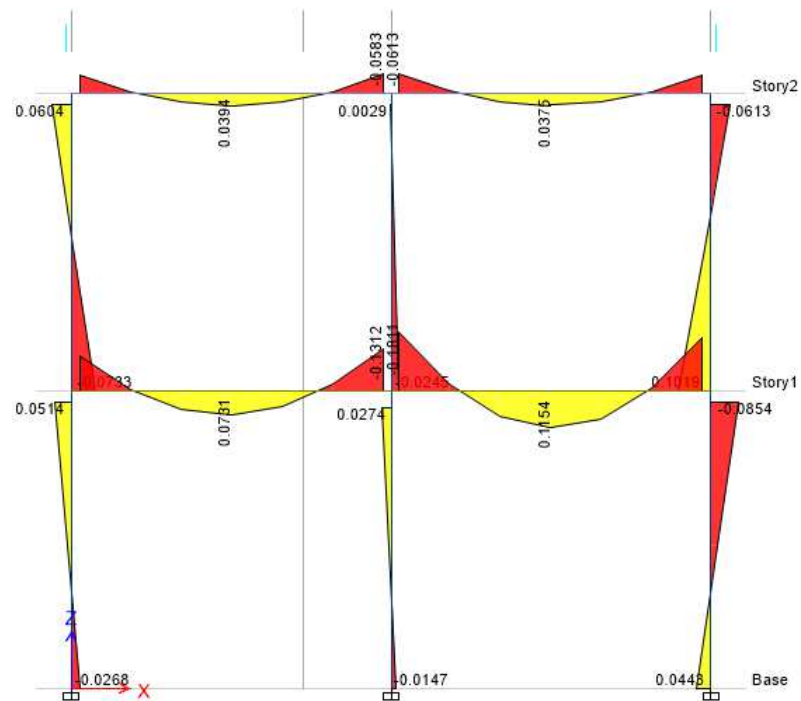


Figura 25: Momentos por carga muerta

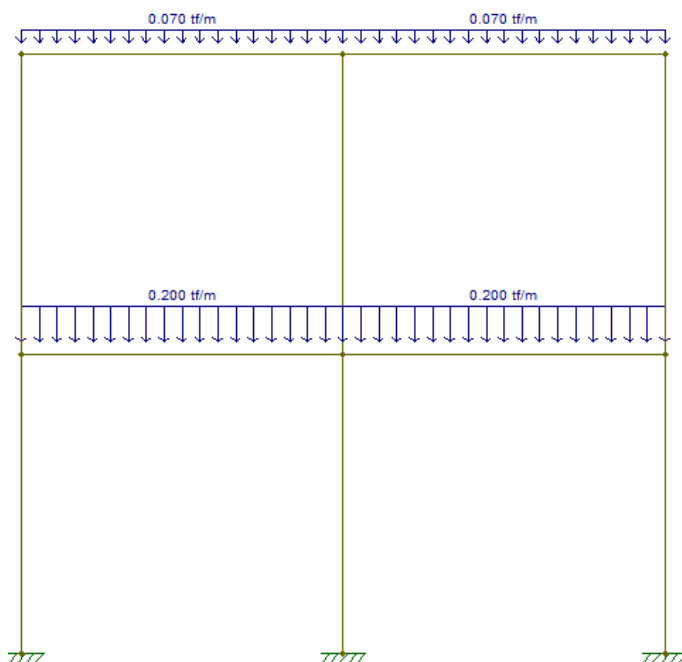


Figura 26: Carga viva distribuida

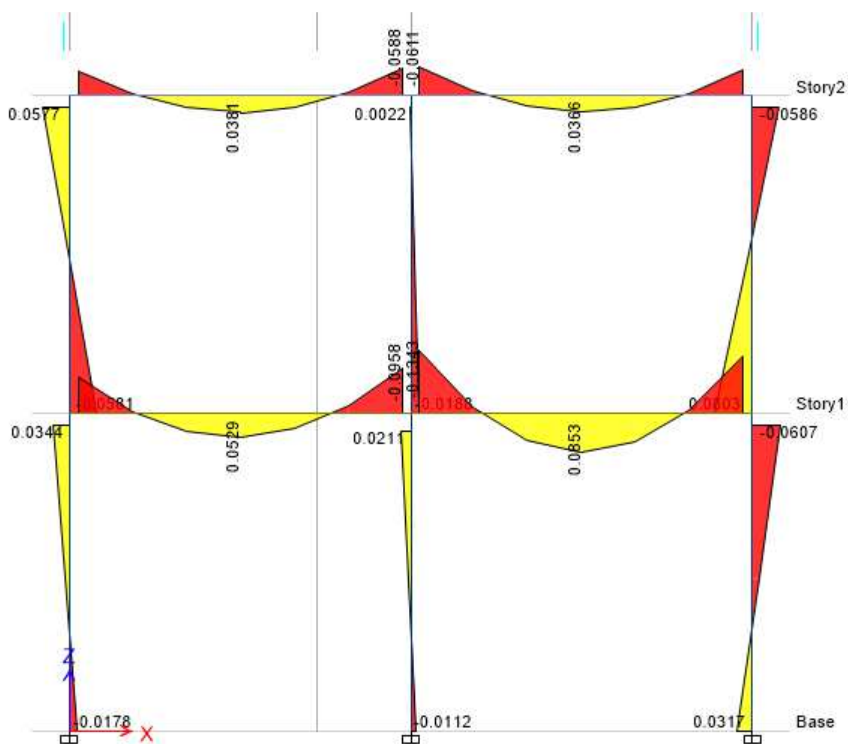


Figura 27: Momento por carga viva

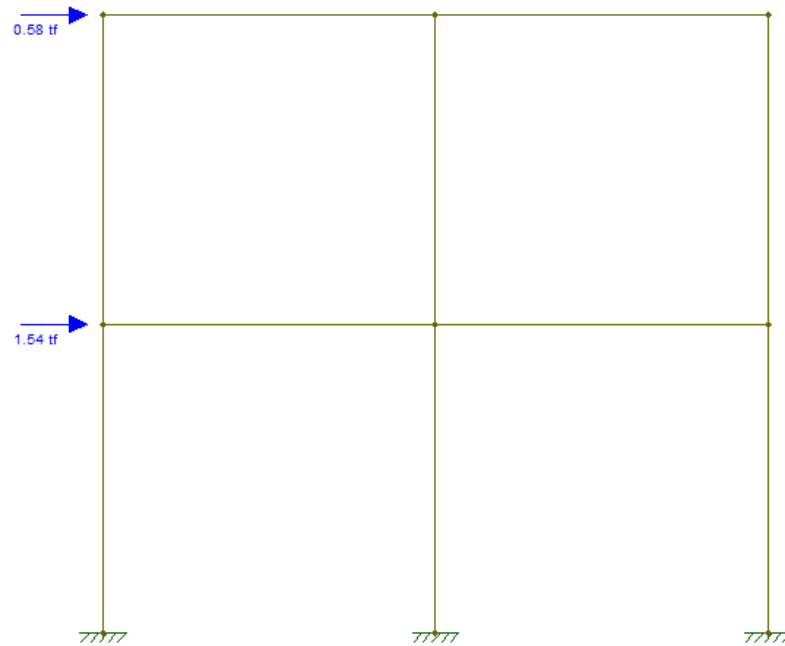


Figura 28: Fuerza sísmica

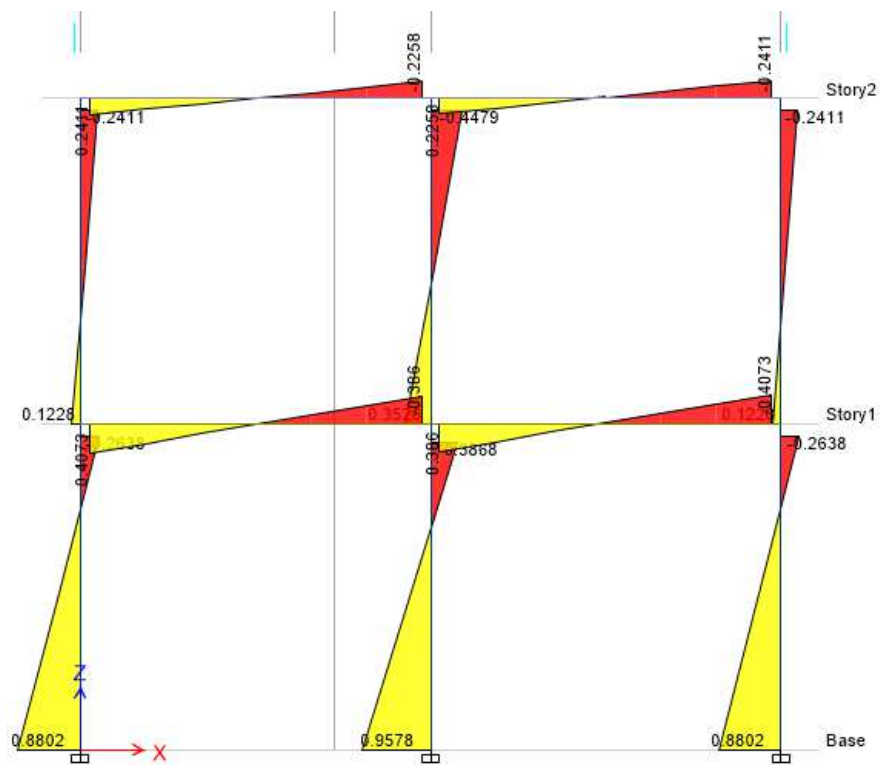


Figura 29: Momento producto de la fuerza sísmica

De donde para poder obtener los momentos mayorados para columnas se tiene lo siguiente:

$$M_{ux} = \delta_1 \times b_1 + \delta_2 \times b_2$$

Dónde:

- $\delta_1 - \delta_2$ factor de mayoración
- b_1 $1.2 M_{cm} + 1.6 M_{cv}$
- b_2 $1.0 \times M_{sism}$

$$b_1 = 1.2 \times 0.10 + 1.6 \times 0.08$$

$$b_1 = 0.25 T - m$$

$$b_2 = 0.95 T - m$$

$$\delta_1 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_e}}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times E}{e x^2} \times A_g$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^3}{84.16^2} \times 22.6$$

$$P_e = 66.13 T$$

$$\delta_1 = \frac{0.85}{1 - \frac{8.93}{66.13}} = 0.98$$

Como $\delta_1 < 1$ entonces $\delta_1 = 1$

$$\delta_2 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}}$$

Dónde:

- $\sum P_u$ Sumatoria de P_u de todas las columnas de la estructura
- $\sum P_e$ Sumatoria de P_e de todas las columnas de la estructura

$$\frac{\sum P_u}{\sum P_e} = \frac{8.93 + 4.76 + 4.06 + 2.45 + 2.44 + 4.54 + 3 + 5.94 + 2.80}{66.13 \times 9}$$

$$\frac{\sum P_u}{\sum P_e} = 0.07$$

$$\delta_2 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}}$$

$$\delta_2 = \frac{0.85}{1 - 0.07} = 0.91$$

Como $\delta_2 < 1$ entonces $\delta_2 = 1$

$$M_{ux} = 0.25 \times 1 + 0.95 \times 1$$

$$M_{ux} = 1.20 \text{ T-m}$$

Los momentos calculados anteriormente son:

$$\phi M_{nx} = 1.81 \text{ T-m} \rightarrow \text{Momento resistente}$$

$$\phi M_{rx} = 1.06 \text{ T-m} \rightarrow \text{Momento residual}$$

Por lo tanto la demanda/capacidad sería igual a:

$$\frac{D}{C} = \frac{1.20}{1.81}$$

$$\frac{D}{C} = 0.87 \approx 87\%$$

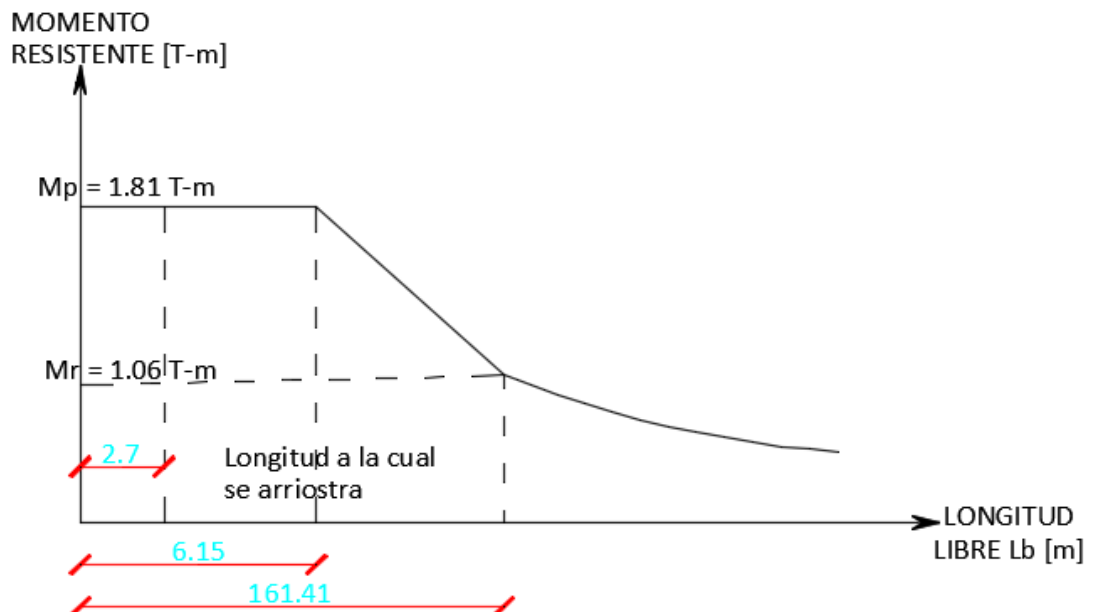


Figura 30: Curva de resistencia columna 100x100x6 mm

3.6.2.5.4. Análisis en Sentido Y pórico B

Para el análisis en el sentido Y se debe realizar el mismo cálculo por lo que se tiene los siguientes resultados:

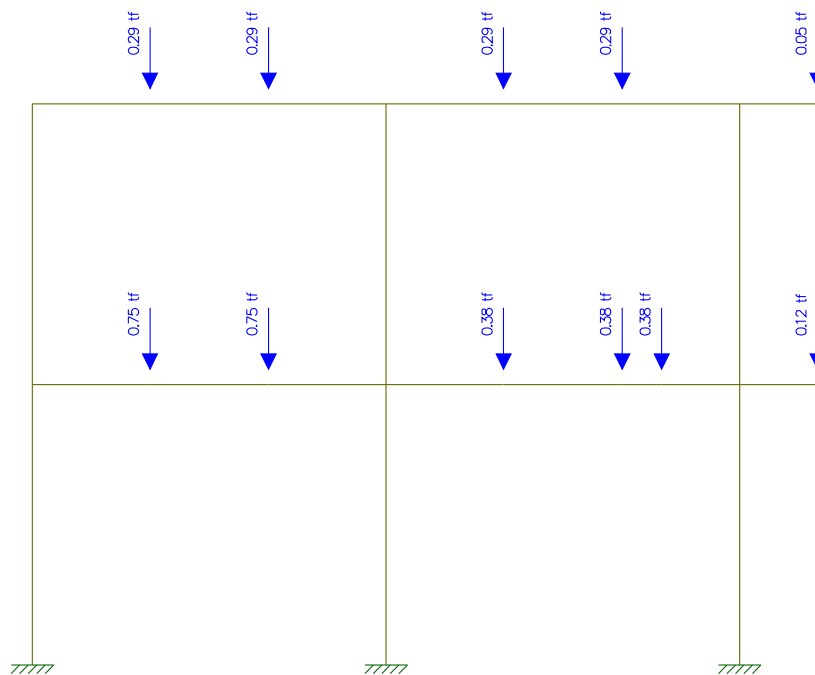


Figura 31: Cargas puntuales muerta

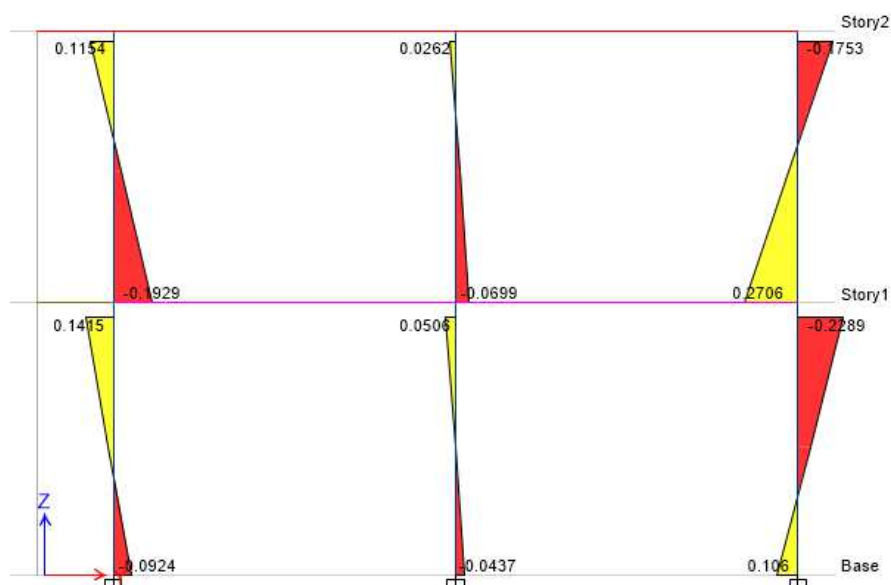


Figura 32: Momentos en columnas por carga muerta

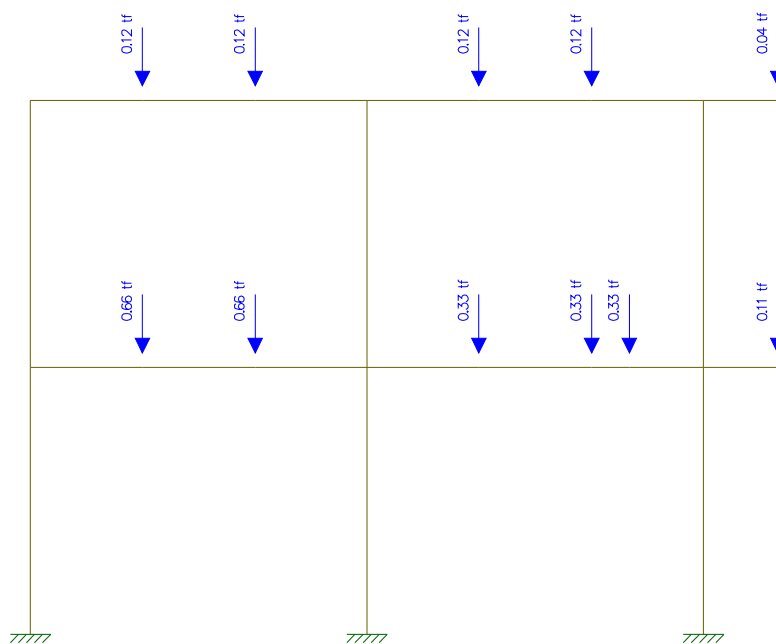


Figura 33: Cargas puntuales viva

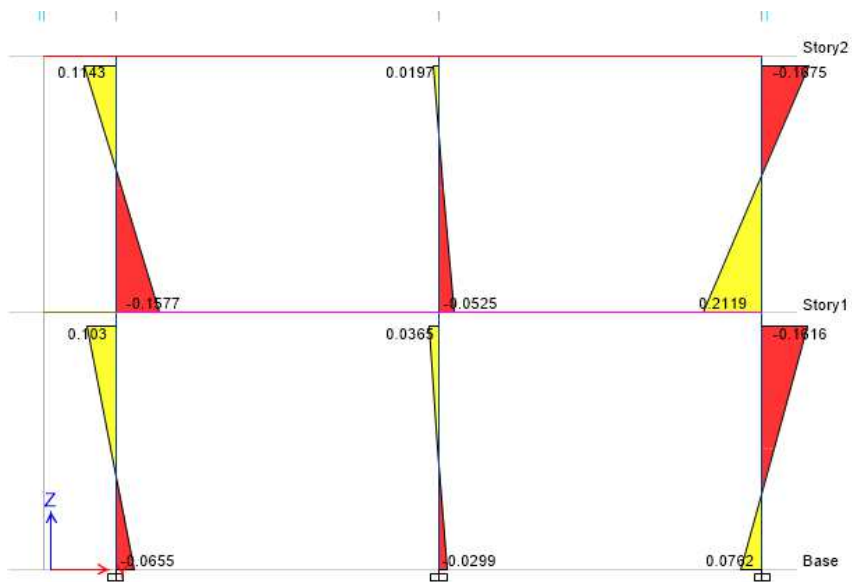


Figura 34: Momentos en columna por carga Viva

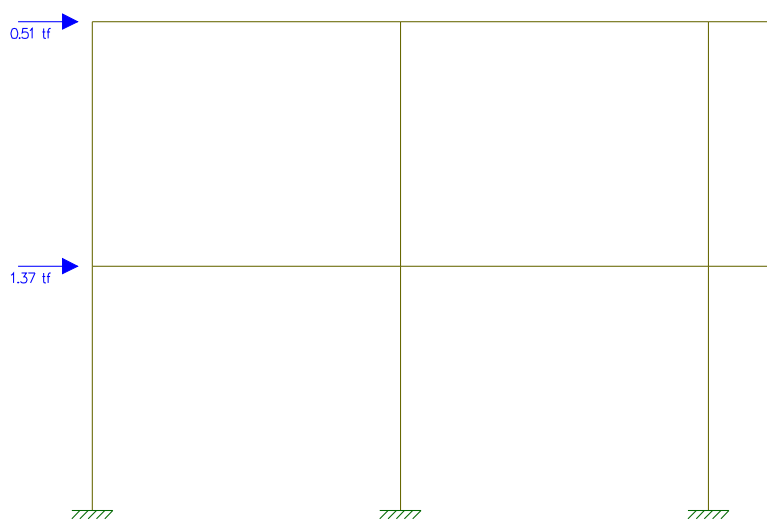


Figura 35: Fuerzas sísmicas

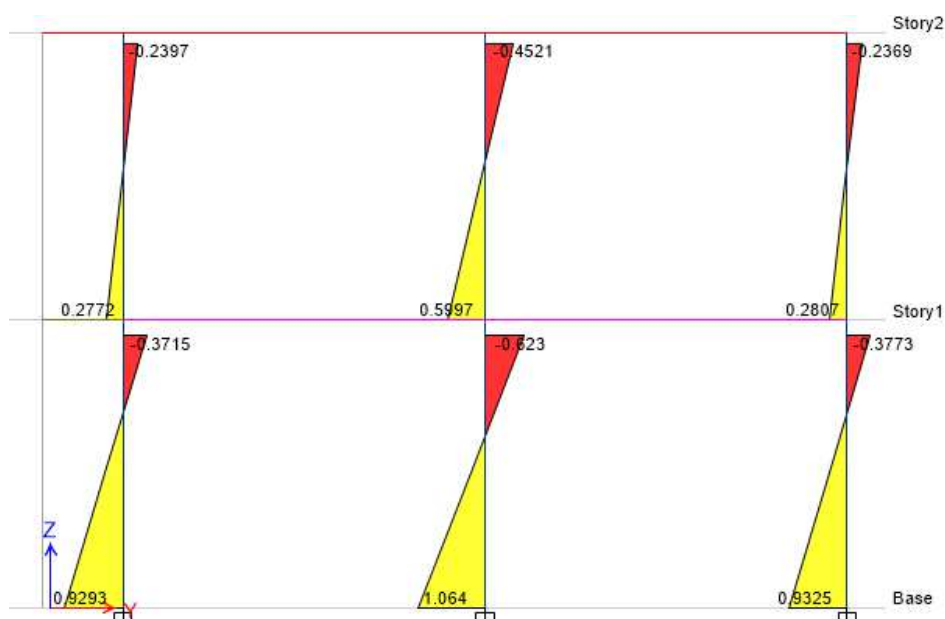


Figura 36: Momentos en columnas por sismo

De igual forma como se consideró en el sentido x, se realiza el cálculo en sentido y considerando el diagrama de momentos por carga viva, muerta y sismo.

$$M_{uy} = \delta_1 \times b_1 + \delta_2 \times b_2$$

Dónde:

- $\delta_1 - \delta_2$ factor de mayoración

- **b_1** $1.2 M_{cm} + 1.6 M_{cv}$
- **b_2** $1.0 \times M_{sism}$

$$b_1 = 1.2 \times 0.23 + 1.6 \times 0.16$$

$$\mathbf{b_1 = 0.53 T - m}$$

$$\mathbf{b_2 = 1.06 T - m}$$

$$F_e = 66.13 T$$

$$\delta_1 = \frac{0.85}{1 - \frac{8.93}{66.13}} = \mathbf{0.98}$$

Como $\delta_1 < 1$ entonces $\delta_1 = 1$

$$\delta_2 = \frac{0.85}{1 - 0.07} = 0.91$$

Como $\delta_2 < 1$ entonces $\delta_2 = 1$

$$M_{uy} = 0.53 \times 1 + 1.06 \times 1$$

$$M_{uy} = 1.59 T - m$$

Los momentos calculados anteriormente son:

$$\emptyset M_{ny} = 1.81 T - m \rightarrow \text{Momento resistente}$$

$$\emptyset M_{ry} = 1.06 T - m \rightarrow \text{Momento residual}$$

Por lo tanto, la demanda/capacidad sería igual a:

$$\frac{D}{C} = \frac{1.59}{1.81}$$

$$\frac{D}{C} = 0.88 \approx 88\%$$

Los momentos últimos producto de la mayoración se distribuyen en toda la estructura si la misma se analizara en tres dimensiones, por lo que el valor sería mucho menor pero su demanda/capacidad estaría entre el 80-85% de su resistencia a la flexión por lo que es necesario emplear una sección diferente.

Por lo que se tiene:

$$0.27 + \frac{8}{9} \left(\frac{1.20}{1.81} + \frac{1.59}{1.81} \right) \leq 1$$

1.64 \gg 1 \rightarrow *Falla a flexión biaxial*

3.6.3. Diseño de columna

Debido a que las columnas fallan a flexión biaxial se cambia la sección a columnas tubulares cuadradas de 150x150x4mm, a su vez en el momento de una emergencia el perfil tubular cuadrado de 100x100x6 mm a pesar de ser comercial, es de muy poco uso, por lo que empresas distribuidoras, elaboran dicho perfil bajo pedido, lo que implicaría que habría una demora en su fabricación. Si se analiza una columna de 150x150x4 mm de espesor se tiene los siguientes resultados, siguiendo el procedimiento anterior.

Tabla 36

Propiedades columna tubular cuadrada 150x150x4mm

DATOS COLUMNA CUADRADA		
Base	b	15 cm
Altura	h	15 cm
Espesor	e	0.4 cm
Factor esbeltez	K	1.2
Área Neta	A	23.4 cm ²
Inercia en x	I_{xx}	830.5 cm ⁴
Inercia en y	I_{yy}	830.5 cm ⁴
Módulo de sección	S_x	110.7 cm ³
Módulo de sección	S_y	110.7 cm ³
Módulo Plástico	Z_x	127.9 cm ³
Módulo Plástico	Z_y	127.9 cm ³
Radio de Giro	r_x	5.96 cm
Radio de Giro	r_y	5.96 cm

3.6.3.1. Chequeo elemento compacto

$$\frac{150}{4} < 1.40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

37.5 < 40.33 → sección no esbelta

3.6.3.2. Chequeo resistencia a carga axial

Tabla 37

Resultados columna cuadrada de 15cm en 4 mm de espesor

RESISTENCIA A CARGA AXIAL										
L (m)	L (cm)	kl/rx	kl/ry	Fex	Fey	fcrx	fcry	Prx (T)	Pry (T)	Pu (T)
0.0	0.1	0.02	0.02	5.1E+10	5.1E+10	2530	2530	53.2	53.2	53.2
0.1	10	2.01	2.01	5117252.80	5117252.80	2529	2529	53.2	53.2	53.2
0.2	20	4.03	4.03	1279313.20	1279313.20	2528	2528	53.1	53.1	53.1
0.3	30	6.04	6.04	568583.64	568583.64	2525	2525	53.1	53.1	53.1
0.4	40	8.05	8.05	319828.30	319828.30	2522	2522	53.0	53.0	53.0
0.5	50	10.06	10.06	204690.11	204690.11	2517	2517	52.9	52.9	52.9
0.6	60	12.08	12.08	142145.91	142145.91	2511	2511	52.8	52.8	52.8
0.7	70	14.09	14.09	104433.73	104433.73	2504	2504	52.7	52.7	52.7
0.8	80	16.10	16.10	79957.08	79957.08	2497	2497	52.5	52.5	52.5
0.9	90	18.11	18.11	63175.96	63175.96	2488	2488	52.3	52.3	52.3
1.0	100	20.13	20.13	51172.53	51172.53	2478	2478	52.1	52.1	52.1
1.1	110	22.14	22.14	42291.35	42291.35	2467	2467	51.9	51.9	51.9
1.2	120	24.15	24.15	35536.48	35536.48	2456	2456	51.6	51.6	51.6
1.3	130	26.16	26.16	30279.60	30279.60	2443	2443	51.4	51.4	51.4
1.4	140	28.18	28.18	26108.43	26108.43	2429	2429	51.1	51.1	51.1
1.5	150	30.19	30.19	22743.35	22743.35	2415	2415	50.8	50.8	50.8
1.6	160	32.20	32.20	19989.27	19989.27	2399	2399	50.4	50.4	50.4
1.7	170	34.21	34.21	17706.76	17706.76	2383	2383	50.1	50.1	50.1
1.8	180	36.23	36.23	15793.99	15793.99	2366	2366	49.7	49.7	49.7
1.9	190	38.24	38.24	14175.22	14175.22	2348	2348	49.4	49.4	49.4
2.0	200	40.25	40.25	12793.13	12793.13	2329	2329	49.0	49.0	49.0
2.1	210	42.26	42.26	11603.75	11603.75	2309	2309	48.5	48.5	48.5
2.2	220	44.28	44.28	10572.84	10572.84	2289	2289	48.1	48.1	48.1
2.3	230	46.29	46.29	9673.45	9673.45	2268	2268	47.7	47.7	47.7



2.4	240	48.30	48.30	8884.12	8884.12	2246	2246	47.2	47.2	47.2
2.5	250	50.31	50.31	8187.60	8187.60	2223	2223	46.7	46.7	46.7
2.6	260	52.33	52.33	7569.90	7569.90	2200	2200	46.2	46.2	46.2
2.7	270	54.34	54.34	7019.55	7019.55	2176	2176	45.7	45.7	45.7

Si se grafica la relación entre la resistencia Pn del elemento y la longitud de la columna se tendría la siguiente curva:

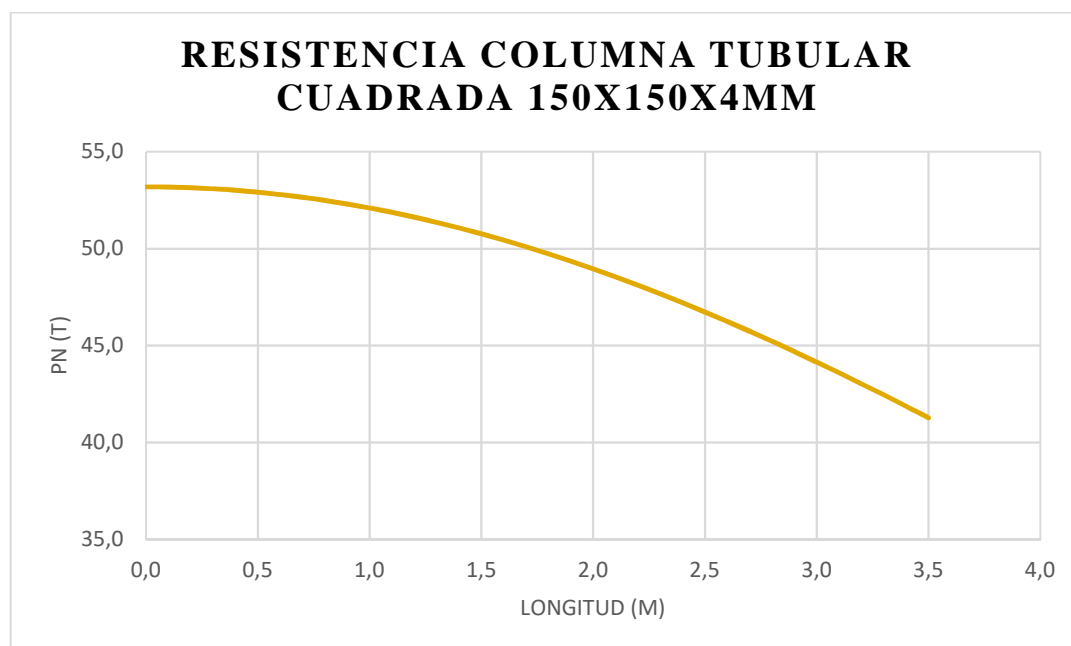


Figura 37: Resistencia de columna

La demanda/capacidad es la siguiente:

Tabla 38

Diseño Demanda/Capacidad

DISEÑO		
Pu	8.0	Tn
Pn	45.740	Tn
D/C	17.4%	

Siendo la demanda/capacidad del 17.4%, es decir el perfil seleccionado resiste un 79% más de las solicitudes necesarias.

3.6.3.3. Longitud Plástica

$$Lp = \frac{0.13 \times r_y \times E}{M_p} \times \sqrt{J \times A}$$

El momento plástico sería:

$$M_p = \phi \times F_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 2530 \times 127.9$$

$$M_p = 291228.3 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 29122830 \text{ N} - \text{mm}$$

$$J = \frac{2 \times (b')^2 \times (d')^2}{\left(\frac{b'}{t_f}\right) + \left(\frac{d'}{t_w}\right)}$$

$$b' = b - t_w; \quad d' = d - t_f$$

$$b' = 150 - 4; \quad d' = 150 - 4$$

$$b' = d' = 146 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2 \times (146)^2 \times (146)^2}{\left(\frac{146}{4}\right) + \left(\frac{146}{4}\right)}$$

$$J = 12448544 \text{ mm}^4$$

$$A = 23.4 \text{ cm}^2 \approx 2340 \text{ mm}^2$$

$$Lp = \frac{0.13 \times 59.6 \times 210000}{29122830} \times \sqrt{12448544 \times 2340}$$

$$Lp = 9535.48 \text{ mm} \approx 9.53 \text{ m}$$

3.6.3.4. Longitud Residual

$$Lr = \frac{2 \times r_y \times E \times \sqrt{J \times A}}{M_r}$$

Para calcular el módulo residual se tiene:

$$M_r = \phi \times S_x \times (f_y - f_r)$$

Esta expresión es equivalente a:

$$f_y - f_r \approx 0.7 \times F_y$$

$$\rightarrow Mr = \phi \times S_x \times 0.7 \times F_y$$

$$Mr = 0.9 \times 110.7 \times 0.7 \times 2530$$

$$Mr = 176444.73 \text{ Kg} - \text{cm} \approx 17644473 \text{ N} - \text{mm}$$

$$L_r = \frac{2 \times 59.6 \times 210000 \times \sqrt{12448544 \times 2340}}{29122830}$$

$$L_r = 242133.047 \text{ mm} \approx 242.13 \text{ m}$$

Si se considera la longitud libre L_b de 2.70, siendo el punto de arriostramiento con las vigas se tiene:

$$L_b < L_p$$

$$2.70 < 9.53 \text{ m} \rightarrow M_n = M_p$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 2.91 \text{ T} - \text{m}$$

3.6.3.5. Chequeo a Flexión Biaxial columna 150 x 150 x 4 mm

Considerando los mismos resultados productos de los diagramas de corte y momento realizados anteriormente, se tienen los siguientes resultados:

3.6.3.5.1. Análisis en Sentido X

$$M_{ux} = 1.20 \text{ T} - \text{m} \rightarrow \text{calculado en el prediseño}$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 2.91 \text{ T} - \text{m} \text{ OK}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1.2}{2.913}$$

$$\frac{D}{C} = 0.41 \rightarrow 44\% \text{ OK}$$

$$\phi M_{rx} = \phi M_{ry} = 1.76 \text{ T} - \text{m} \rightarrow \text{Momento residual}$$

3.6.3.5.2. Análisis en Sentido Y

$$M_{uy} = 1.59 T - m \rightarrow \text{calculado en el prediseño}$$

$$\phi M_{ny} = 2.913 T - m \rightarrow \text{Momento resistente OK}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1.59}{2.91}$$

$$\frac{D}{C} = 0.55 \rightarrow 55\% \text{ OK}$$

$$\phi M_{ry} = 1.76 T - m \rightarrow \text{Momento residual}$$

$$e_x = e_y = \frac{1.2 \times 270}{5.96}$$

$$e_x = e_y = 54.36 \text{ cm} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_c = \frac{e}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{54.36}{\pi} \times \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.6 < 1.5 \rightarrow f_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \times f_y$$

$$f_{cr} = 0.658^{0.6^2} \times 2530$$

$$f_{cr} = 2.176 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi \times P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$\phi \times P_n = 0.85 \times 2.176 \times 23.4$$

$$\phi \times P_n = 43.28$$

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = \frac{8.93}{43.28}$$

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} = 0.21 > 0.2$$

Por lo que se tiene:

$$\frac{Pu}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right)$$

$$0.21 + \frac{8}{9} \left(\frac{1.20}{2.91} + \frac{1.59}{2.91} \right)$$

$$1.06 > 1$$

Se considera un máximo del 10% de excedencia para ser considerado como válido al perfil, por lo tanto, las columnas resisten a flexión biaxial

Las columnas por motivo del montaje del segundo piso, tendrán una longitud de 80 cm a partir del nivel terminado (N+2.70) de la vivienda de un piso, llegando a un nivel (N+3.50) con el objeto que en el momento que se monte el segundo piso absorba de mejor manera casi todo el momento producido en la segunda y de esta forma no se produzca un esfuerzo en la zona de empate que pueda poner en riesgo a estos elementos.

La Norma NEC-15 de Acero detalla que: “el centroide de los empalmes de todas las columnas, ejecutados con soldaduras filete o con soldaduras de ranura de penetración parcial se deben localizar a 1.20m o más de las conexiones viga – columna excepto cuando la altura libre entre conexiones viga – columna es menor a 2.40 m, cuando los empalmes con alas y almas unidas por Soldadura de Ranura de Penetración Completa se pueden localizar cerca de la conexión viga – columna y en Empalmes en columnas compuestas.” (NEC - SE - AC, 2014, pág. 38)

3.7. Modelo en Software Computacional

Modelar una estructura, indica representarla en un programa computacional con todas sus propiedades físicas, con el objeto de verificar si las secciones impuestas son suficientes para cubrir las necesidades estructurales de la edificación. Este programa tiene como objeto realizar chequeos frente a diferentes solicitaciones que se presentan al trabajar los elementos en conjunto, que difícilmente es posible realizarlo de manera manual, como es el aspecto del sismo.

Para el diseño estructural en el programa computacional, es necesario verificar que los parámetros a ingresar sean los correctos, acorde las necesidades del diseñador. En el caso de existir un error en la declaración de los mismos, los resultados obtenidos serán de diferente concordancia con los obtenidos de forma manual y el programa proyectara resultados incorrectos y perjudica el diseño de los elementos.

En el programa se modela la edificación considerando como si estuviese ya construido los dos pisos a pesar que en un inicio solo se construirá una planta. A continuación, se explica el procedimiento del modelado paso a paso empleando en el programa.

3.7.1. Declaración de espaciamientos

Para iniciar un nuevo modelo se debe declarar las unidades en las cuales se desea trabajar. El programa permite trabajar con unidades dentro del sistema métrico, además permite emplear unidades denominadas MKS, las cuales se emplea comúnmente en Latinoamérica; a su vez dispone de las diferentes normativas empleadas a nivel mundial incluida la norma ecuatoriana NEC. Para este proyecto se emplea unidades MKS y el diseño y verificación de los elementos estructurales será empleando la normativa AISC 360-10 en la cual se basa la norma del país.

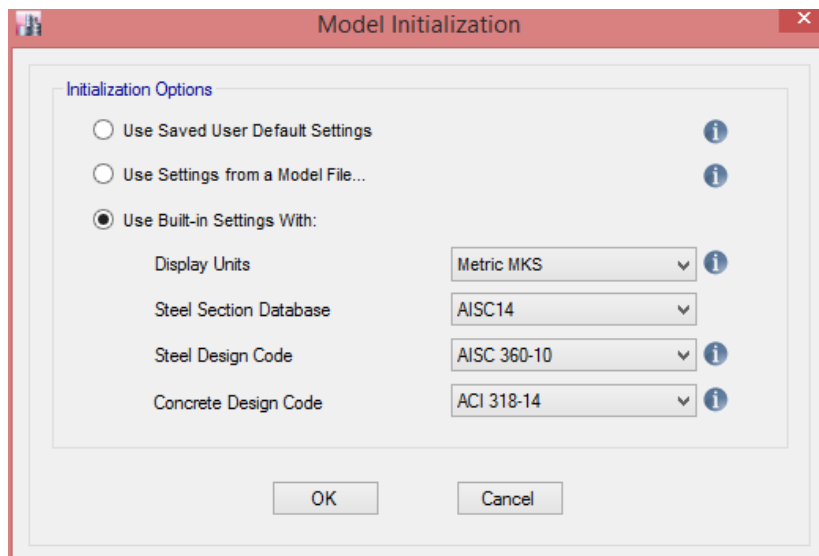


Figura 38: Opciones para la iniciación del modelo en ETABS

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Para declarar los espaciamientos entre ejes y las alturas, se considera que existe distancias desiguales entre ejes, como lo indica el modelo arquitectónico de la vivienda, se declara la forma de la grilla (espaciamientos en el eje $x - y$) y la altura que existe entre pisos (altura z).

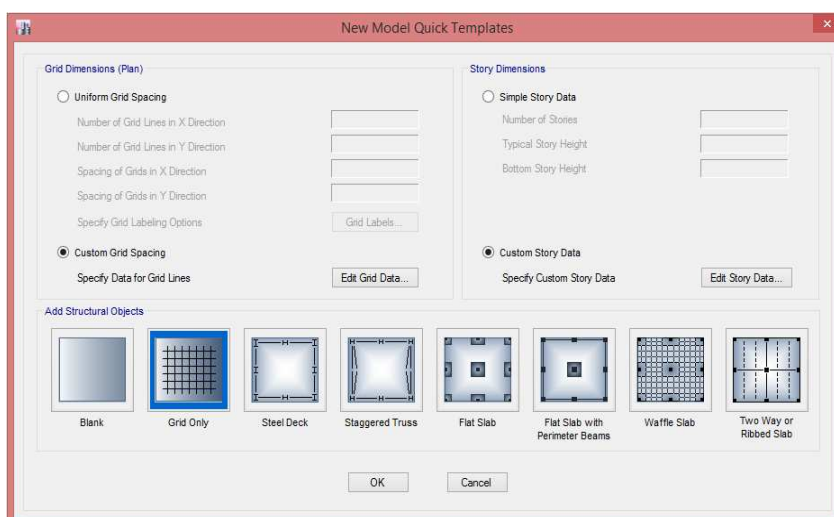


Figura 39: Edición de grilla y altura entre pisos

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

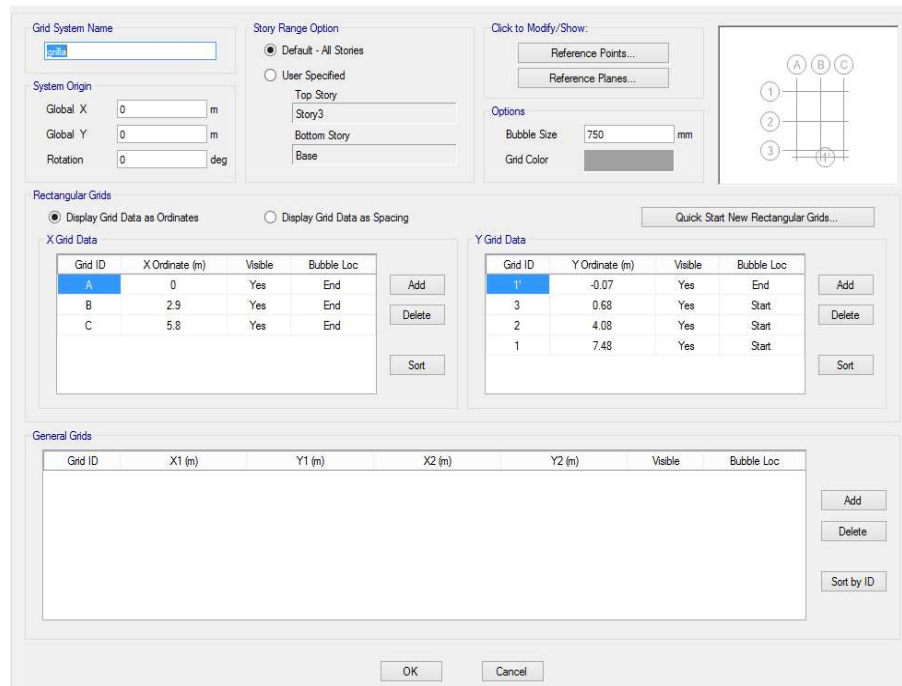


Figura 40: Edición de Grilla

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

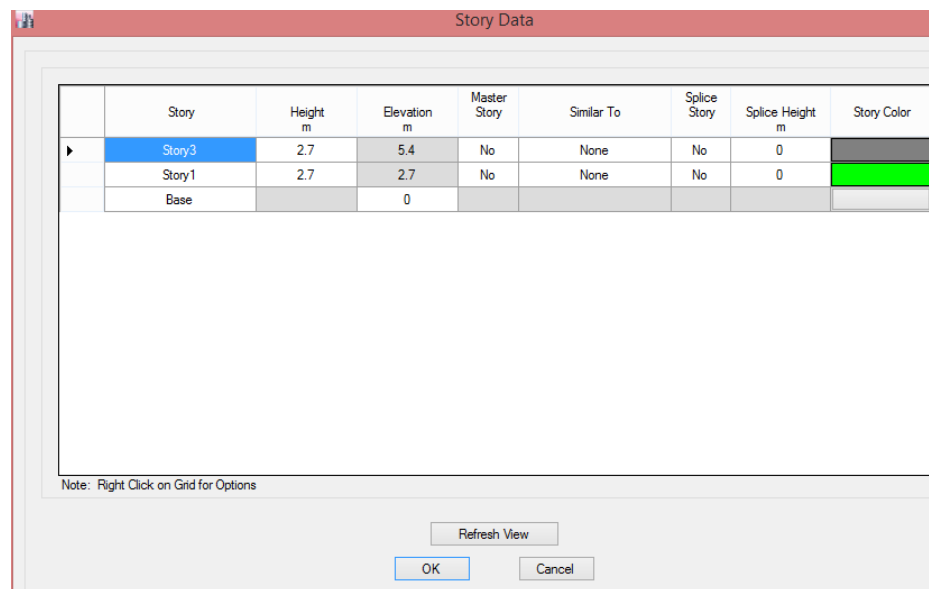


Figura 41: Edición de Alturas

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

En las figuras anteriores, se determina los espaciamientos horizontales en los ejes x - y, además las alturas correspondientes, con respecto al diseño arquitectónico

explicado anteriormente en el capítulo 2. En el programa se modeló como si la estructura es completamente recta, y se considera que la estructura metálica llega a una altura de 5.40 m. para dos plantas donde se asienta el techo de la vivienda con la respectiva caída para aguas lluvias, considerando que el techo no absorberá el sismo y que la estructura absorberá dichas fuerzas sísmicas.

3.7.2. Materiales

El material estructural empleado es el acero A-36 para vigas, columnas y correas. Dentro de los parámetros considerados para la asignación de los materiales se tiene las siguientes propiedades físicas:

- Resistencia al esfuerzo de fluencia $f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$
- Resistencia a la tensión $f_u = 4083 \frac{kg}{cm^2}$

Los materiales a asignar en el primer piso será un entablado de madera tipo C como puede ser Seike, de 4 cm de espesor, con un peso específico de $\gamma = 650 \frac{kg}{cm^3}$, cuyo módulo de elasticidad es de $e = 100000 \text{ kgf/cm}^2$ tal como lo determina el Acuerdo de Cartagena en las propiedades físicas de la madera (a su vez puede ser remplazado por un piso de fibrocemento de similares características). Para definir los materiales, seguimos el siguiente procedimiento:

- **Declaración de Acero Estructural A36**

Define → Material Properties → Add New Material → Material Type Steel
→ Standard ASTM 36 → Grade 36. Figura (a)

- **Declaración de Techo de Zinc con lana de vidrio**

Define → Material Properties → Add New Material → Material Type
Aluminium → ASTM. Figura (b)

- **Declaración de Entablado de Madera o material similar**

Define → Material Properties → Add New Material → Material Type Other.
Figura (c)

Material Property Data

General Data

Material Name: ACERO
 Material Type: Steel
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: █ Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.3
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 Shear Modulus, G: 7841.93 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

(a)

Material Property Data

General Data

Material Name: TECHNO
 Material Type: Aluminum
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: █ Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2712.63 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 2714.472 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 7101 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.33
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00002358 1/C
 Shear Modulus, G: 2669.55 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

(b)

Material Property Data

General Data

Material Name: MADERA
 Material Type: Other
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: █ Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 650 kgf/m³
 Mass per Unit Volume: 650 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1000 kgf/mm²
 Poisson's Ratio, U: 0.2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 Shear Modulus, G: 416.67 kgf/mm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

OK Cancel

(c)

Figura 42: Definición de Propiedades de los Materiales

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.3. Secciones

El programa computacional permite evaluar las secciones ingresadas para el diseño estructural, de tal manera que, al realizar los diferentes chequeos y combinaciones de carga, verifica la relación demanda/capacidad de los elementos, lo que determina si un elemento se encuentra sobre dimensionado o está fallando por problemas de pandeo local, lateral, flexo-torsional, etc. Para la creación de las secciones empleadas se seguirá el siguiente procedimiento:

- **Declaración de Secciones**

Define → Section Properties → Frame Section → Add New Property

A continuación, se selecciona el tipo de perfil que se desea representar en el programa computacional según su forma y se declara la sección. Las columnas son secciones tubulares de 150x150x5 mm de acero A36 laminado en caliente. Además, se selecciona el material definido anteriormente denominado ACERO, como lo muestra la figura siguiente.

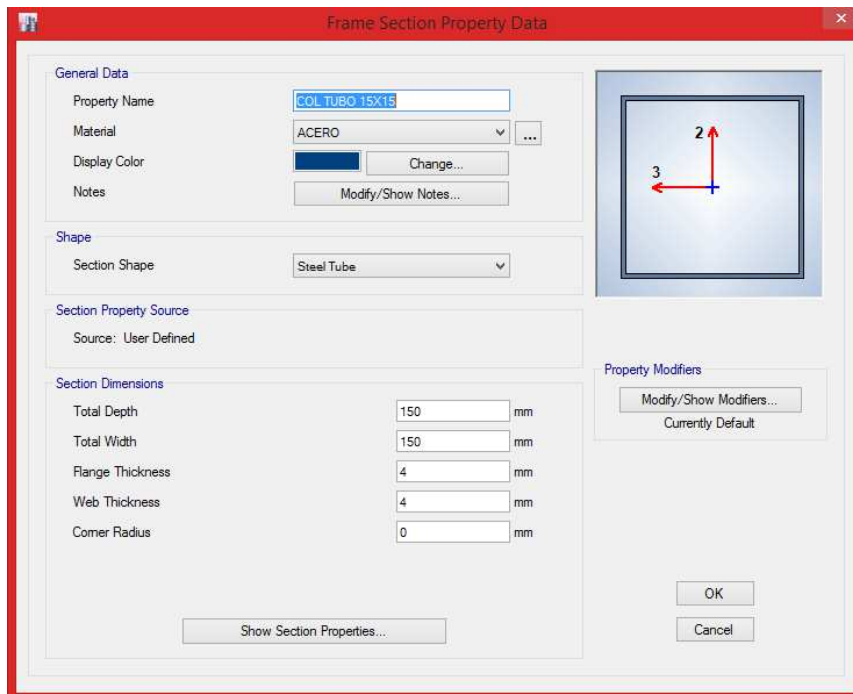


Figura 43: Declaración de propiedades de columnas

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Como resumen se detalla la siguiente distribución de secciones y perfiles de la estructura:

Tabla 39

Resumen de secciones estructura

PLANTA NO.	DESCRIPCION	DIMENSIONES		
		Base (cm)	Altura (cm)	ESPESOR (mm)
PLANTA 1	Correas	10	10	4
	Viga trabe eje B	10	15	4
	Vigas trabe sobrantes	10	10	4
	Correas secundarias	5	5	3
PLANTA 2	Correas	10	10	3
	Vigas trabe sobrantes	10	10	3
	Correas secundarias	5	5	3

3.7.4. Estados de Carga

Para definir los estados de carga es necesario considerar el sismo en sentido x-y, a su vez los estados por carga muerta y carga viva. Para el caso del sismo se tomará con el coeficiente obtenido del análisis del cortante basal detallado anteriormente.

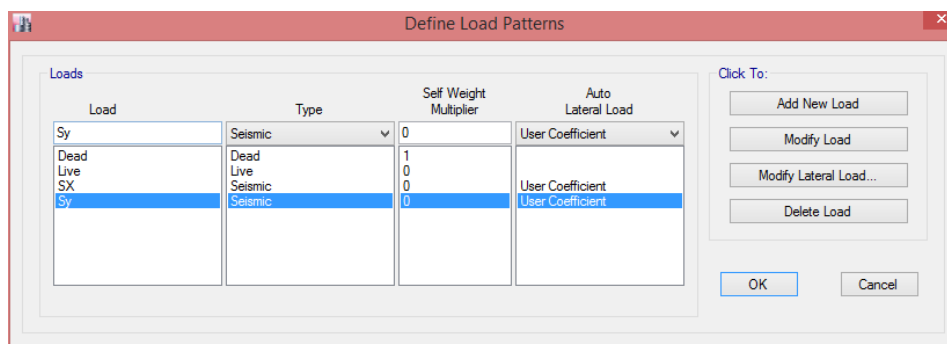


Figura 44: Estados de carga a la cual se somete la estructura

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

De la figura anterior, se especifican cuatro estados de carga:

- **Dead:** Es el estado de carga muerto donde se considera el peso propio de la estructura debido a sus elementos y la carga adicional aplicada.

- **Live:** Es el estado de carga no permanente donde se considera el peso de carga viva empleando la normativa NEC-15.
- **SX - SY:** Son los estados de carga del sismo que se aplicarán en sentido x e y con coeficientes del sismo.

3.7.5. Determinación de las Fuerzas Sísmicas

La normativa NEC-15 define dos tipos de estados de carga:

- Estático
- Dinámico

Con el fin de verificar el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas. La fuerza estática, empleando el coeficiente del cortante basal y el estado dinámico, que depende del modo de vibración a la cual trabaje la estructura.

• Análisis Estático

Para el análisis estático, se asume una excentricidad mínima del 5%, debido al hecho que en toda obra existirá problemas de montaje y construcción. A su vez el coeficiente de corte del cortante basal es de 0.27, obtenido del cálculo del porcentaje de cortante basal detallado anteriormente.

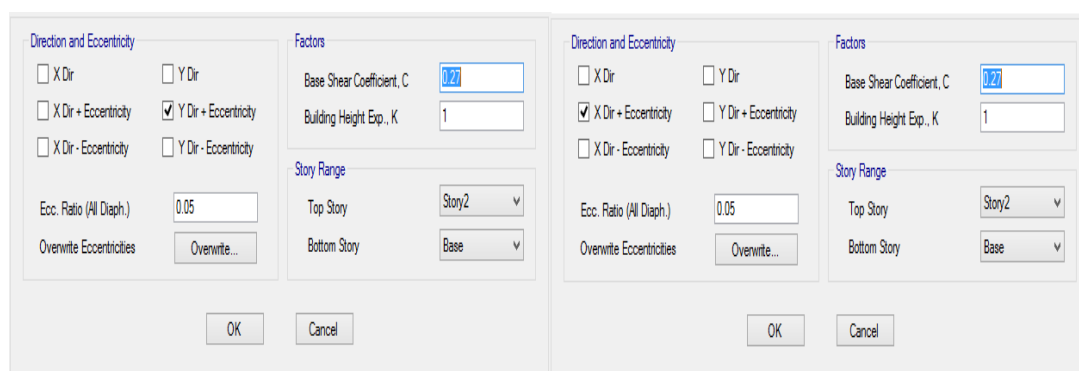


Figura 45: Estado de carga del sismo

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

• Análisis Dinámico

Para el análisis dinámico, se debe evaluar el máximo espectro de respuesta como lo indica la normativa NEC-15. Para lo cual se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Define → Functions → Response Spectrum → Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015 → Add New Function.

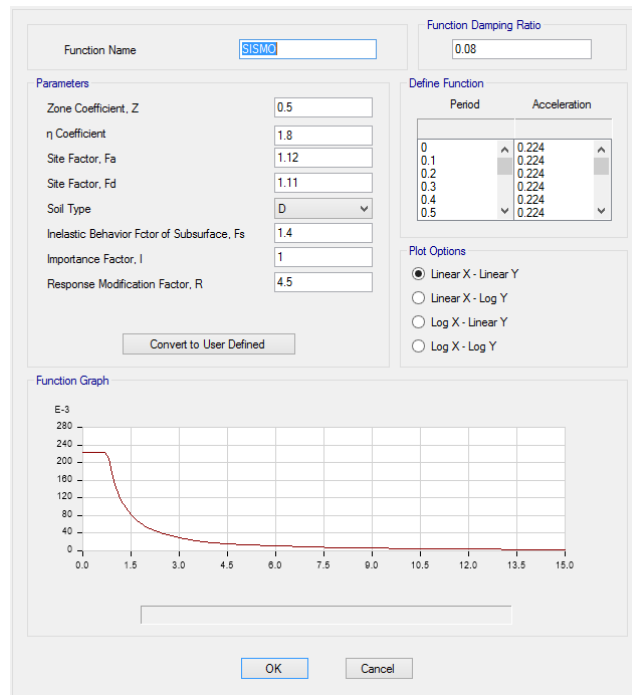


Figura 46: Espectro de Respuesta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

“Para estructuras de acero el factor de amortiguamiento será del 8%”. (Vega Armijos, 2015)

Por lo tanto, para poder realizar el análisis dinámico se debe realizar la combinación empleando el sismo que debe ser aplicado en sentido x (U1) y en sentido y (U2), con un análisis modal y donde se empleará el método de combinación de carga CQC.

- Define → Load Cases → Add New Case.

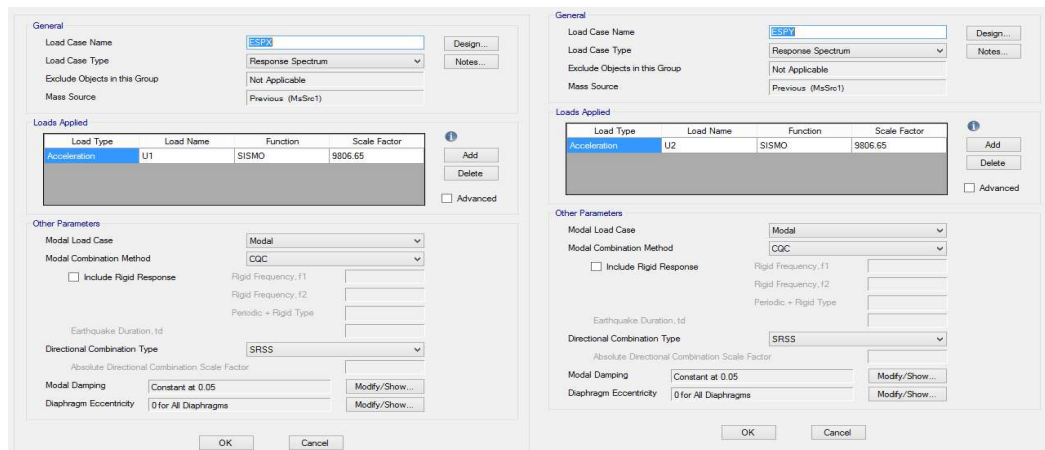


Figura 47: Análisis dinámico en sentido x e y

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.6. Masa

Para el caso de la masa, el código NEC-15, especifica que se considera la carga por peso propio más la carga extra muerta aplicada, para nuestro caso para tener un parámetro más conservador al ser un sistema OMF se consideró un incremento del 25% de la carga viva actuante, lo que repercutirá en la masa como carga concentrada aplicada en cada una de los pisos. Para definir la masa se sigue los siguientes pasos:

- Define → Mass Source → Add New Mass Source.

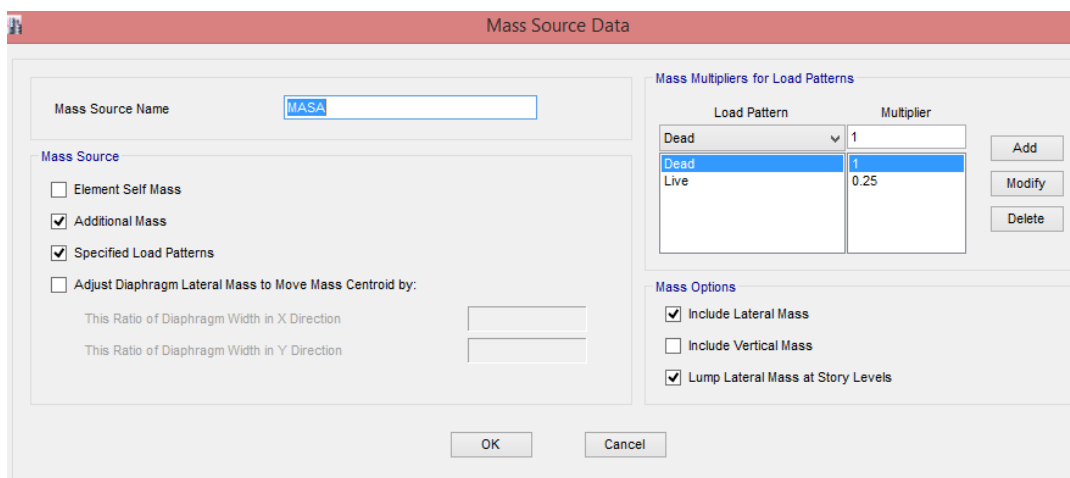


Figura 48: Declaración de Masa

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.7. Declaración de Combinaciones de Carga

Para las combinaciones de carga se considera la normativa NEC-15, para obtener los momentos, cortantes y cargas axiales con una envolvente. A su vez el programa computacional realiza el chequeo del diseño donde verifica las secciones con la normativa AISC 360-10, que cumplan con los requerimientos necesarios para que las secciones trabajen correctamente.

“Toda la estructura, deben ser diseñada de tal manera que la resistencia de diseño sea igual o supere los efectos de cargas incrementadas, según las siguientes combinaciones:” (NEC-15 Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L + 0.5max [Lr; S; R]
- 1.2 D + 1.6max [Lr; S; R] + max [L; 0.5W]
- 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max [Lr; S; R]
- 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2S
- 0.9 D + 1.0 W
- 0.9 D + 1.0 E

De las combinaciones anteriormente citadas, no se considera las cargas por viento [W], granizo [S], lluvia [R] y al ser la carga viva de los pisos mayor que el de la cubierta no se considera la sobrecarga por cubierta [Lr]. Para definir las combinaciones de carga se toma como ejemplo la asignación de la primera combinación descrita anteriormente, para lo cual se sigue los siguientes pasos:

- Define → Load Combinations → Add New Combo. Figura

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Comb1

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4

Add

Delete

OK Cancel

Figura 49: Combinaciones de Carga

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Las combinaciones de los combos se asocian en una envolvente, la misma que arroja los valores máximos de los momentos, cortantes y cargas axiales. Para declarar la envolvente se sigue el mismo procedimiento como una combinación de carga, a su vez, en la declaración del tipo de combinación se define como envolvente y se cargan todos los combos anteriormente mencionados.

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: envolvente

Combination Type: Envelope

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Comb1	1
Comb2	1
Comb3	1
Comb4	1
Comb5	1
Comb6	1

Add

Delete

OK Cancel

Figura 50: Declaración de envolvente

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.8. Representación de la Estructura

Una vez de haber sido definidos los parámetros básicos necesarios para el modelamiento, se debe proceder al dibujo de la estructura según los planos establecidos, para la asignación de los elementos a la estructura se emplea la herramienta Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D), el cual permite de una manera rápida asignar las secciones de la estructura según se haya creado.

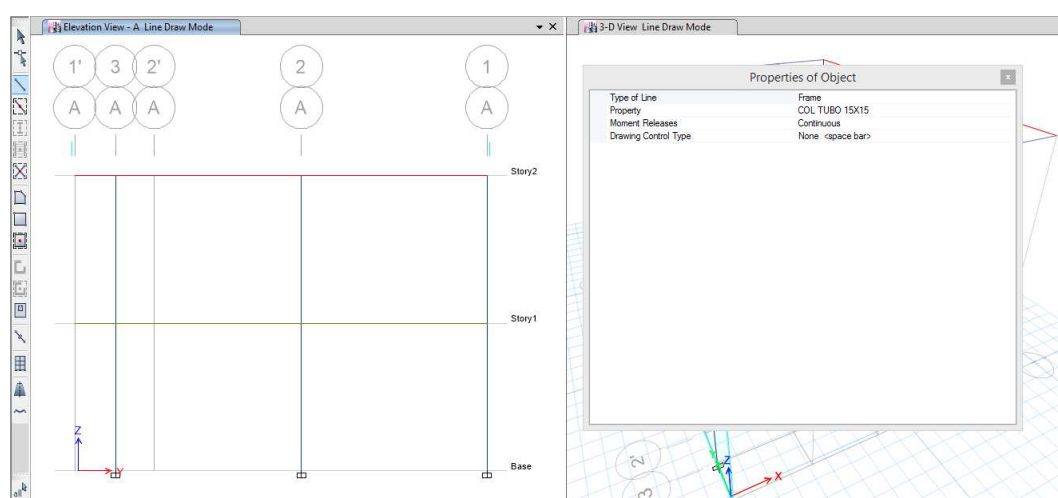


Figura 51: Declaración de elementos columnas - vigas – correas

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Para el proyecto, se intentó uniformizar las secciones de los elementos estructurales (columnas, vigas, correas), puesto que, al ser viviendas de casos emergentes, se dio como pauta que dichas secciones sean tubulares cuadradas de 100x100 / 150x150 y de diferente espesor dependiendo de la carga que resistirá; lo que permita que se pueda comprar los mismos en el mercado nacional y sean de fácil adquisición.

Las viviendas deben de ser construidas con paredes de fibrocemento u otro material que tenga un peso similar, a su vez las paredes no podrán ser de mampostería de bloque o similares. El piso de la primera planta será un entablado de madera o similar y no podrá ser de hormigón, puesto que no es un material liviano y la carga que produce será mayor a la calculada para la estructura. Una de las

limitantes del uso de perfiles tubulares, es que si bien es cierto son más económicos en comparación a perfiles I, dichos elementos no son resistentes a cargas en comparación con perfiles I. El diseño para suplir esta carencia de resistencia de cargas elevadas se lo realizó con la teoría de que la estructura es liviana.

3.7.9. Restricciones

Se decidió que la estructura trabaje en su base como si estuviera empotrado, de tal manera que se distribuya de mejor forma los momentos y fuerzas hacia la cimentación, a diferencia que si el modelo matemático se lo representará como apoyado-apoyado, se sigue los siguientes pasos:

- Assign → Joints → Restraints.

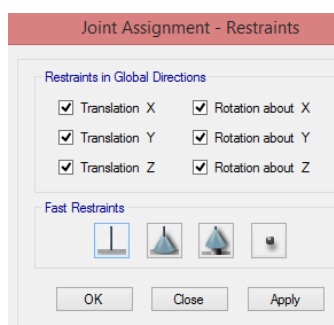


Figura 52: Asignación de restricciones

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.10. Entrepiso

Una vez designados las secciones de vigas, columnas y correas, se procede a la creación de los entrepisos tanto de la primera y de la segunda planta, para ello seguimos el siguiente proceso:

Declaración de entrepiso de madera (entablado)

- Define → Section Property → Slab Sections → Add New Property → Tipo del material Madera → con las cargas distribuidas en una dirección → Espesor 4 cm. Figura

Declaración de Techo de Zinc/Galvalume

- Define → Section Property → Slab Sections → Add New Property → Tipo del material Techo → con las cargas distribuidas en una dirección → Espesor 3mm.

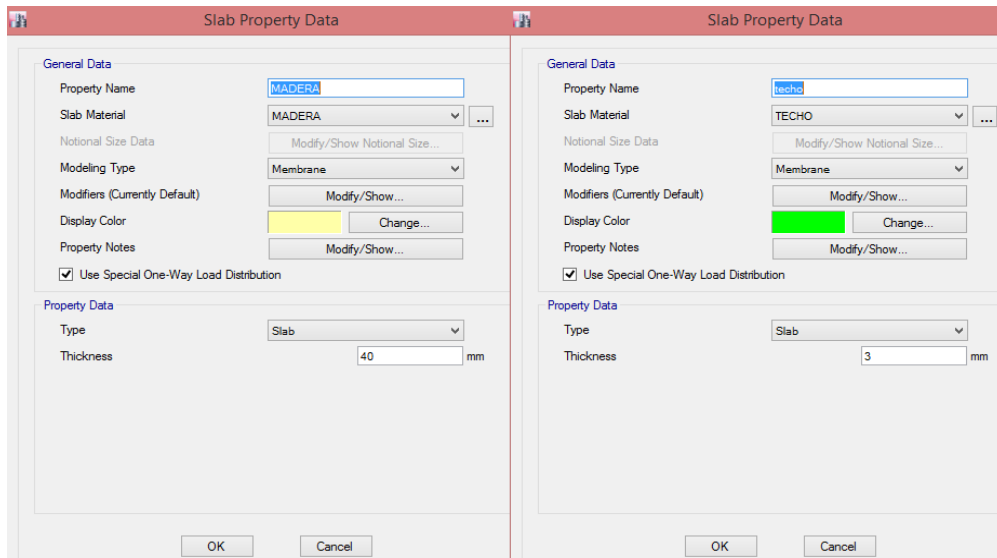


Figura 53: Creación de entrepisos

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Para asignar los entrepisos de la estructura se emplea la herramienta Draw Floor/Wall (Plan, Elv, 3D), donde se asigna según se desee los entrepisos, para este apartado se excluyó la caja de gradas puesto que para el modelo de dos plantas será necesario eliminar un cuarto y ubicar la escalera.

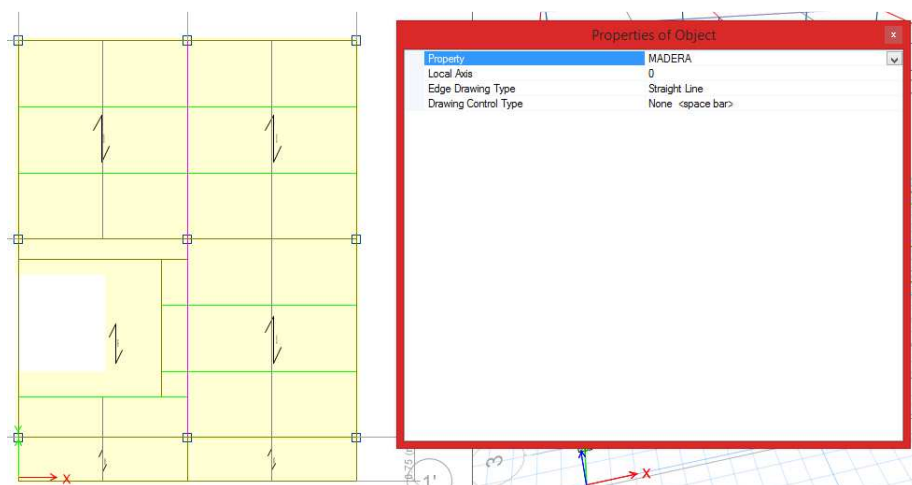


Figura 54: Asignación de entrepisos

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

El hecho de que, al movilizar y desmontar todos los elementos estructurales, se produzca un costo que para una persona de recursos limitados no estaría dispuesta a absorber, se decide que los elementos, a pesar de que sean desmontables no se recomendaría hacerlo para montar una segunda planta para evitar este costo que se genere y que a su vez se construya a partir del desmontaje del techo.

3.7.11. Asignación de cargas

Para la asignación de cargas se toma en consideración que se deberá incluir la carga muerta adicional sin considerar el peso propio de la estructura y la carga viva, detallados anteriormente en el apartado del análisis de cargas de la estructura. El proceso que se deberá seguir es el siguiente, asignando directamente a los entrepisos:

- Assign → Shell Loads → Uniform.

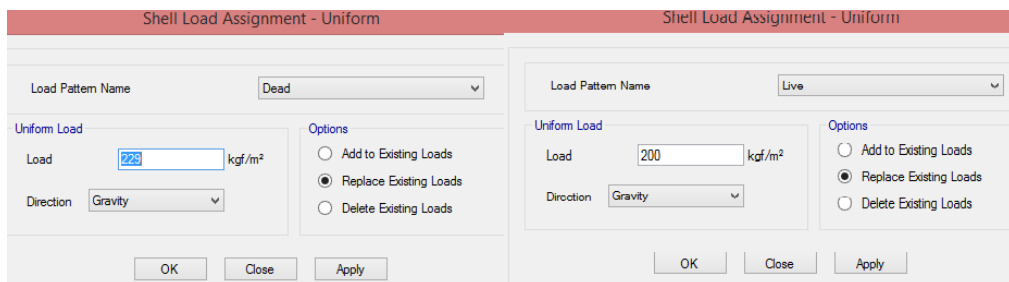


Figura 55: Asignación de cargas primera planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

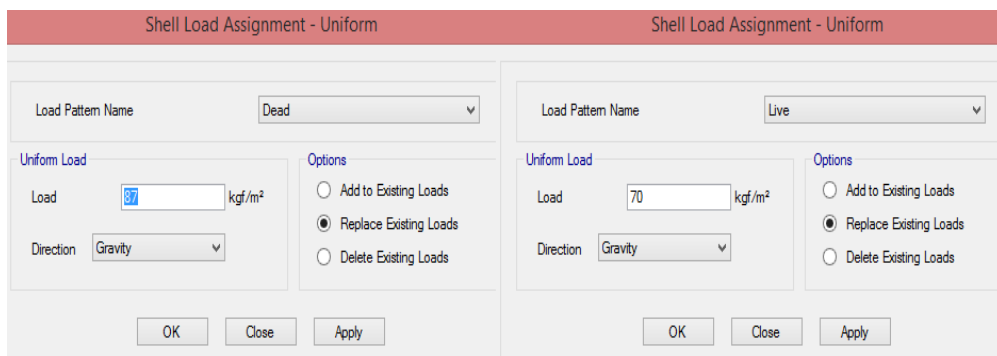


Figura 56: Asignación de cargas segunda planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Una vez corrido el proceso se obtienen los siguientes resultados:

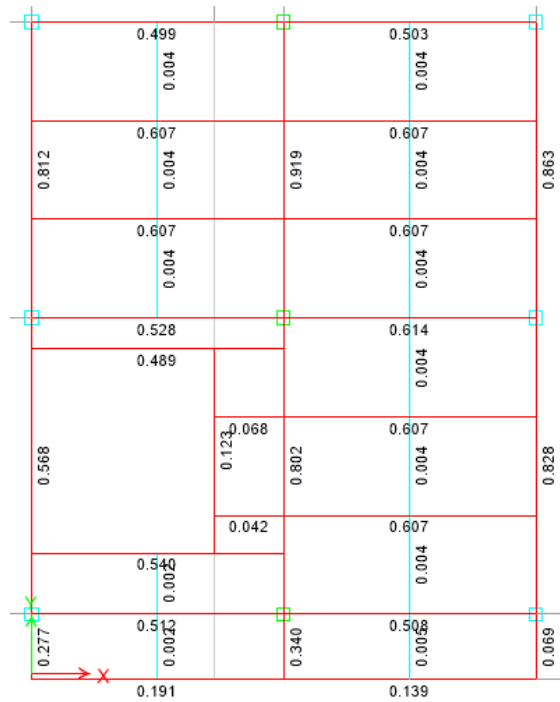


Figura 57: Demanda/Capacidad Sistema SMF primera planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

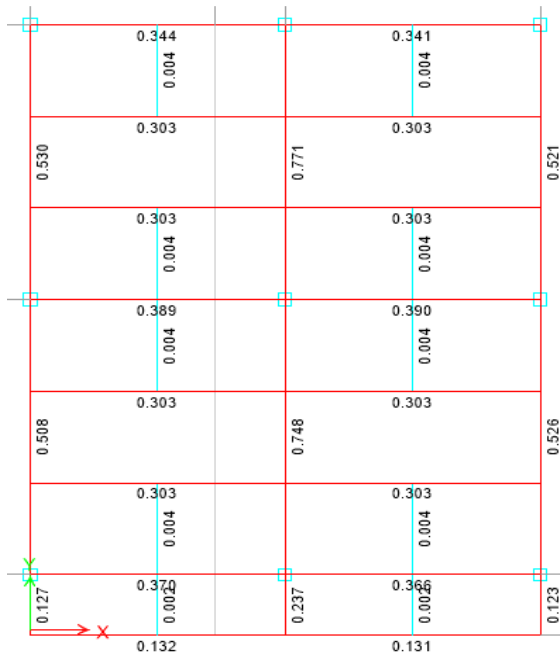


Figura 58: Demanda/Capacidad Sistema SMF segunda planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

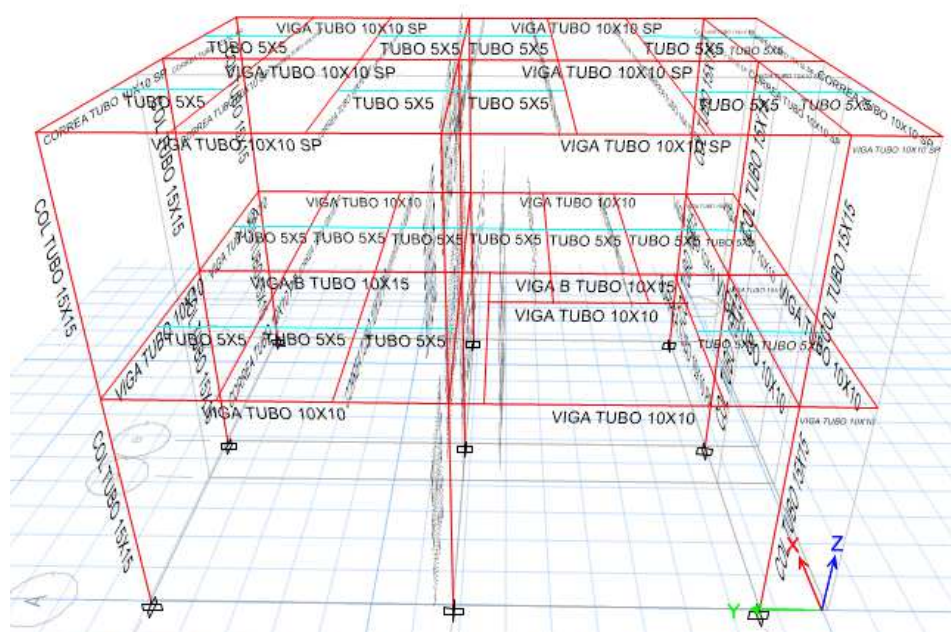


Figura 59: Vista 3d resultados SMF

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Como se evidencia en la figura anterior, teóricamente las dimensiones de vigas y correas no cumplirían con los requerimientos de diseño en ninguno de los dos pisos, pero si se verifica las secciones en su demanda/capacidad, se puede notar que las mismas tanto en la primera planta y segunda planta trabajan a las condiciones solicitadas al 40% y 90% promedio de su capacidad de resistencia respectivamente; a su vez se verifica que las secciones no fallan por flexión.

Las secciones son de color rojo que indicaría que fallarían, puesto que las mismas no cumplen con las condiciones sísmicas impuestas por el AISC 341-10 detalladas en el diseño manual de elementos; sin considerar que a pesar que las secciones son compactas y cumplen las solicitaciones dadas por el AISC 360-10; en este caso los pórticos trabajan en el sistema de pórticos SMF (Special Moment Frame) lo cual indica que las juntas están unidas mediante conexiones precalificadas; para solventar este inconveniente la normativa AISC 360-10, indica que es posible trabajar en un sistemas con conexiones no precalificadas como es los sistemas IMF (Intermedian Moment Frame) u OMF (Ordinary Moment Frame), los cuales

indicarían que las conexiones deben ser verificadas que no fallen por cortante y momento de forma principal.

Una de las formas para solventar dicho problema de falla, sería cumplir con las especificaciones sísmicas del AISC 341-10; pero para secciones tubulares, cumplir con dichas condiciones implica aumentar considerablemente los espesores de los perfiles inclusive a espesores que no existen en el mercado nacional y que no son de fácil adquisición y a un costo elevado.

Como otra solución, puede cambiarse las secciones a perfiles tipo I, los cuales tienen una capacidad mayor de resistencia ante cargas; pero considerando que en el momento del montaje de la vivienda, la misma va a ser dada por las personas damnificadas que no tienen capacitación alguna en construcción, se puede producir confusiones e inconvenientes en esta actividad; sin considerar que los perfiles I son más costosos que los tubulares y que a su vez el tiempo de construcción aumentaría considerablemente, lo que encarecería considerablemente la vivienda y afectaría a la economía del futuro usuario.

Por la justificación anterior, se decidió optar por pórticos con conexiones no precalificadas, que actúen en el *sistema de pórticos OMF*, considerando que las vigas y correas resisten las condiciones solicitadas. Para poder cambiar el análisis de los pórticos a OMF, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Seleccionar los elementos → Verificar el fallo → Overwrites

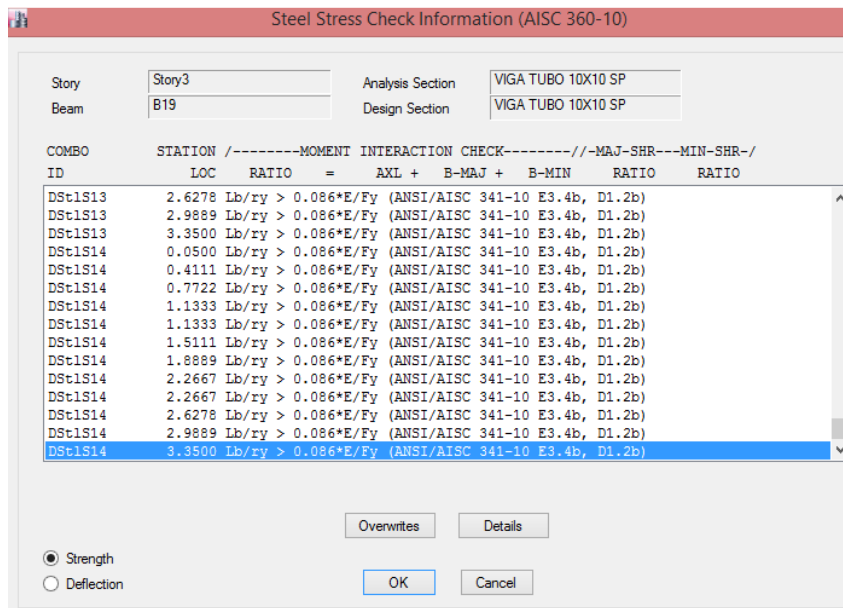


Figura 60: Fallo del elemento

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

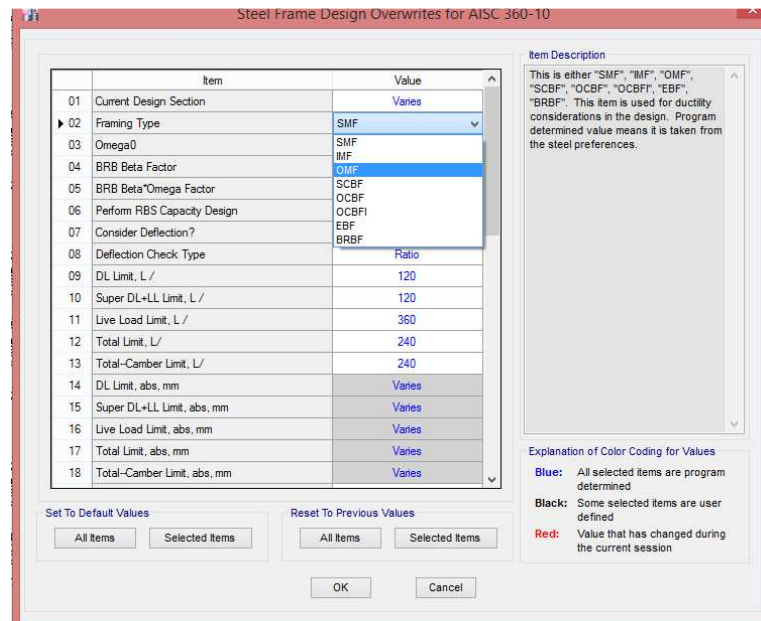


Figura 61: Cambio a sistema OMF

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Al elaborar la nueva verificación de las secciones, se obtiene los siguientes resultados:

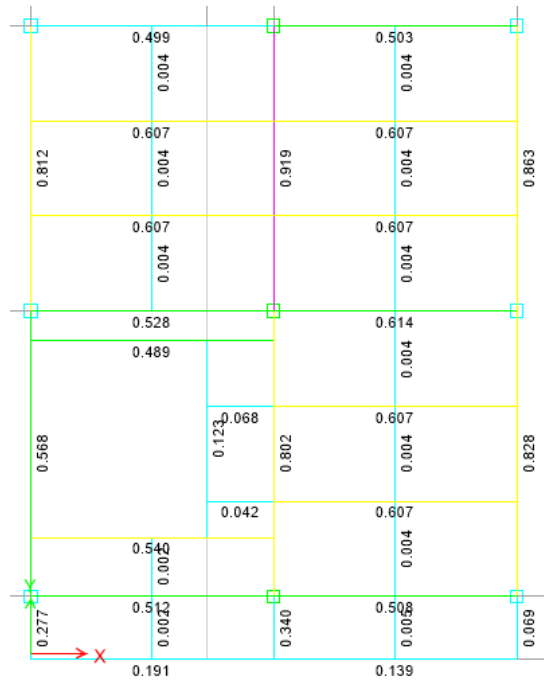


Figura 62: Resultados en sistema OMF primera planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

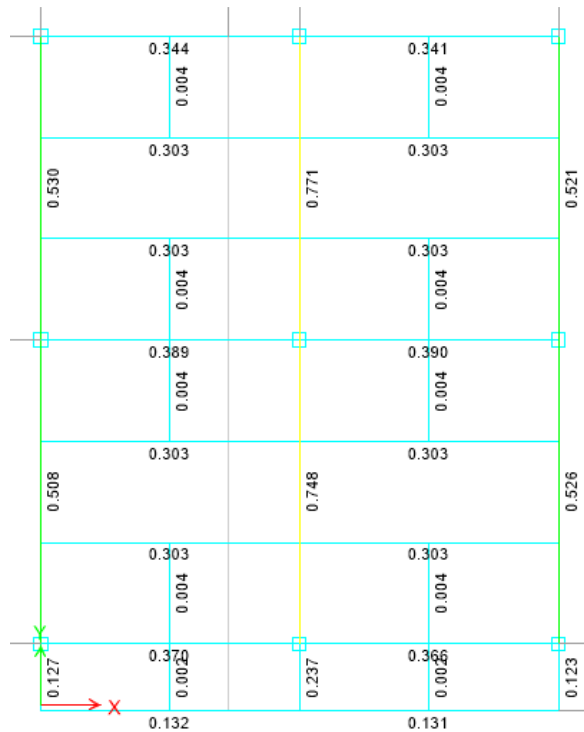


Figura 63: Resultados sistema OMF segunda planta

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

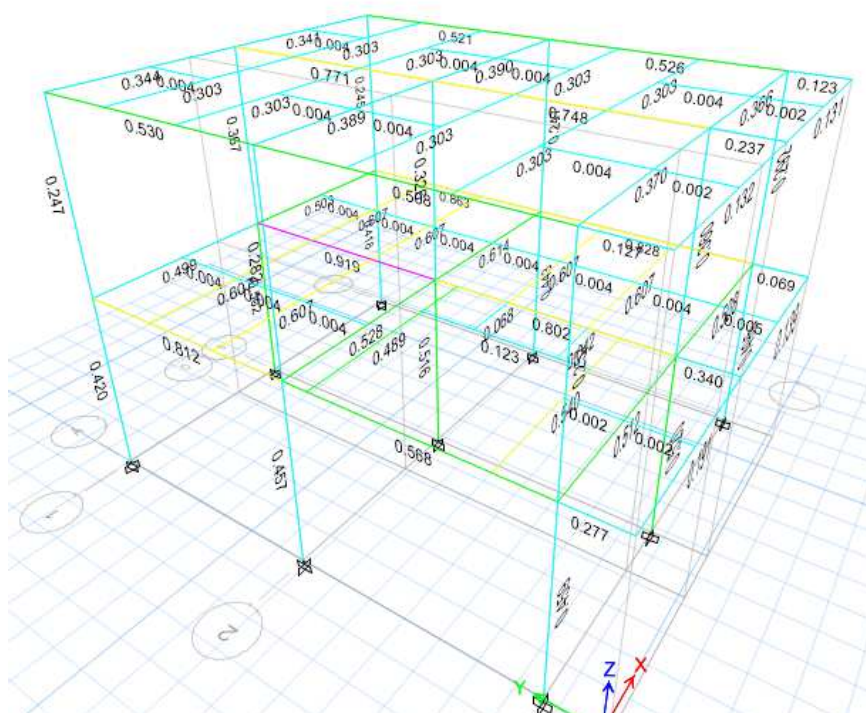


Figura 64: Vista 3d Resultados OMF

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Como se muestra las vigas del eje B trabajan al 91% de su capacidad y se debe a su sección 10 x 15 cm en 4mm de espesor puesto que una sección tubular menor fallaría a flexión y trabajaría fuera de sus capacidades resistivas. Como se muestra en las figuras anteriores, las secciones están acorde con las solicitaciones necesarias a pesar que la viga del eje B trabaje al 91%, se asume que dicho elemento trabaja correctamente, puesto que se toma en consideración que dicha viga trabaja con carga adicional muerta, carga viva, el 25% de carga viva (justificado en el análisis del cortante basal) y la mayoración debida a las combinaciones de carga.

3.7.12. Verificación de deriva

Para la verificación de que la edificación cumpla con la deriva y que la misma no exceda la deriva máxima posible del 2%, se debe realizar los chequeos de los mismos para carga muerta, carga viva y sismo. Los valores resultantes se detallan a continuación:

Tabla 40**Derivas de piso**

TABLE: STORY DRIFTS			
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Piso 2	Dead	Y	0.000262
	Live	Y	0.000189
	SX	X	0.006015
	Sy	Y	0.00612
	ESPX Max	X	0.006144
	ESPY Max	Y	0.0059
	Comb1	Y	0.000367
	Comb2	Y	0.000617
	Comb3	Y	0.000503
	Comb4	X	0.005974
	Comb5	X	0.006056
	Comb6	Y	0.000236
	Comb7	X	0.005997
	Comb8	X	0.006033
	Comb9	Y	0.005692
	Comb10	Y	0.006549
	Comb11	Y	0.005916
	Comb12	Y	0.006325
	envolvente Max	X	0.005997
	envolvente Max	Y	0.005916
envolvente Min	X	0.006056	
envolvente Min	Y	0.006549	
Piso 1	Dead	Y	0.000123
	Live	Y	0.000081
	SX	X	0.005116
	Sy	Y	0.005043
	ESPX Max	X	0.00515
	ESPY Max	Y	0.004696
	Comb1	Y	0.000172
	Comb2	Y	0.000277
	Comb3	Y	0.000229
	Comb4	X	0.005078
	Comb5	X	0.005153
	Comb6	Y	0.000111
	Comb7	X	0.005099
Comb8	X	0.005132	
Comb9	Y	0.004879	



Comb10	Y	0.005207
Comb11	Y	0.00496
Comb12	Y	0.005126
envolvente Max	X	0.005099
envolvente Max	Y	0.00496
envolvente Min	X	0.005153
envolvente Min	Y	0.005207
MÁXIMA DERIVA		0.006549

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Se verifica que la deriva es del 0.66%, como recomendación se considera que la deriva no sobrepase el 1% y como valor máximo sea entre el 1-1.5% sin considerar que la normativa expresa que se puede llegar al 2% como valor máximo admitido. Se comprueba que el diseño es correcto para la estructura.

3.7.13. Participación de la Masa

La participación de la masa se recomienda no sea menor a 0.85, por lo que si se verifica los datos exportados de programa se tiene:

Tabla 41: Tabla de participación de la masa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period sec.	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.565	0.8548	0.0015	0	0.8548	0.0015	0	0.0003	0.1619	0.0062	0.0003	0.1619	0.0062
2	0.562	0.0016	0.8501	0	0.8563	0.8516	0	0.172	0.0003	0.000004547	0.1723	0.1622	0.0062
3	0.429	0.0058	0.00001428	0	0.8622	0.8516	0	0.0002	0.00000352	0.8629	0.1725	0.1622	0.8691
4	0.196	0.0001	0.1481	0	0.8623	0.9998	0	0.8264	0.0008	0.00001946	0.9989	0.163	0.8691
5	0.192	0.1366	0.0002	0	0.9989	0.9999	0	0.0008	0.8312	0.0009	0.9998	0.9942	0.87
6	0.149	0.0011	0.0001	0	1	1	0	0.0002	0.0058	0.13	1	1	1
7	0.002	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1
8	0.001	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1
9	0.001	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1
10	0.001	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

Por lo tanto, si se analiza los resultados de los modos de vibración tanto de SUM UX y SUM UY se encuentra en los rangos adecuados.

3.7.14. Comprobación de cortantes estático/dinámico

Según la Normativa NEC – SE- DS, “determina que el cortante dinámico no deberá ser menor al 85% del cortante estático para estructuras irregulares” (NEC - SE - DS, 2014, págs. 55-56), por lo tanto, se necesita comprobar las fuerzas producto del cortante Basal que recaen en la edificación:

Tabla 42: Cortante dinámico y estático

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SX	Bottom	0	-4.2874	0	18.0491	0	-16.6633
	Sy	Bottom	0	0	-4.2874	-13.8337	16.6633	0
	ESPX Max	Bottom	0	4.2173	0.0156	15.4159	0.0572	16.4327
	ESPY Max	Bottom	0	0.0156	4.2013	12.4297	16.4079	0.0557

Fuente: (Elaborado en ETABS v16)

3.7.14.1. Chequeo de cortante en sentido X

$$V_{ex} = 4.28 T \rightarrow \text{Cortante estático}$$

$$V_{dx} = 4.21 T \rightarrow \text{Cortante dinámico}$$

$$\frac{V_{dx}}{V_{ex}} = \frac{4.21}{4.28}$$

$$\frac{V_{dx}}{V_{ex}} = 0.98 \cong 98\% \text{ OK}$$

3.7.14.2. Chequeo de cortante en sentido Y

$$V_{ex} = 4.28 T \rightarrow \text{Cortante estático}$$

$$V_{dx} = 4.20 T \rightarrow \text{Cortante dinámico}$$

$$\frac{V_{dx}}{V_{ex}} = \frac{4.20}{4.28}$$

$$\frac{V_{dx}}{V_{ex}} = 0.98 \cong 98\% \text{ OK}$$

Se comprueba que los cortantes son equivalentes entre sí.

3.8. Cimentación

Para el diseño de la cimentación, se opta por vigas de cimentación, debido a que es uno de los métodos de fácil armado, rápidos en su construcción y que a su vez conforman el entrepiso. Las Cimentaciones por viga tienen por objeto transmitir las cargas del edificio al terreno distribuyendo los esfuerzos uniformemente, siendo una buena solución cuando:

- La cimentación a base de plintos, ocupan una gran área por lo que tienden a montarse entre sí.
- Cuando la capacidad portante del suelo es baja $\sigma_s \leq 10 \text{ T/m}^2$.
- Cuando la estratigrafía del suelo es irregular, por lo que pueden existir asentamientos elevados.

Este tipo de cimentaciones, pueden ser empleadas en cualquier sector del país, para nuestro caso asumimos que, al ser una cimentación para cualquier región, se puede dar una capacidad portante baja por lo que se considera un esfuerzo del suelo de $\sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$.

3.8.1. Coeficiente de Balasto

“El coeficiente de balasto del suelo se define como una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos para cada tipo de terreno” (Aragón, 2006).

Existen varios modelos para poder determinar el coeficiente de balasto del suelo de diferentes autores a lo largo de la historia de donde se tiene a los principales:

- **Método de Terzaghi**

Terzaghi propuso los siguientes valores orientativos para placa de carga de 30x30 (K30) (Aragón, 2006).

Tabla 43**Coefficientes de Balasto**

<i>CLASE DE SUELO</i>	<i>KS (KG/CM3)</i>
<i>Suelo ligero de turba y cenagoso</i>	0,5 -1,0
<i>Suelo pesado de turba y cenagoso</i>	1,0 -1,5
<i>Arena fina de ribera o playa</i>	1,0-1,5
<i>Arena floja seca</i>	1,0 - 1,3
<i>Arena floja húmeda</i>	0,8 - 1,0
<i>Arena media seca</i>	3,0 - 9,0
<i>Arena media húmeda</i>	2,0 - 6,0
<i>Arena compacta seca</i>	9,0 - 20,0
<i>Arena compacta húmeda</i>	7,0 - 13,0
<i>Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras</i>	8,0 - 10,0
<i>Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras</i>	10,0 - 12,0
<i>Gravilla arenosa floja</i>	4,0 - 8,0
<i>Gravilla arenosa compacta</i>	9,0 - 25,0
<i>Grava fina con mucha arena fina</i>	8,0 - 10,0
<i>Grava media con arena fina</i>	10,0 - 12,0
<i>Grava media con arena gruesa</i>	12,0 - 15,0
<i>Grava gruesa con arena gruesa</i>	15,0 - 20,0
<i>Grava gruesa con poca arena</i>	15,0 - 20,0
<i>Rocas blandas o algo alteradas</i>	>30,0
<i>Rocas sanas</i>	>500,0

Fuente: (Colegio de arquitectos galicia, 2008)

- **Método de Boiler**

Boiler basa el cálculo del coeficiente de balasto con respecto al esfuerzo del suelo, por lo que expresa lo siguiente:

$$\beta_s = 120 \times \sigma_s$$

De donde sí se reemplaza el esfuerzo detallado anteriormente se tiene:

$$\beta_s = 120 \times 10 \text{ T/m}^3$$

$$\beta_s = 1200 \text{ T/m}^3$$

Tabla 44

Resumen Método de Terzagui y Boiler

MÉTODO	COEFICIENTE DE BALASTO [T/m ³]	OBSERVACIONES
TERZAGUI	1000 – 1500	Arena fina de ribera o playa
BOILER	1200	Calculado a partir del esfuerzo del suelo

Si se compara con el método de Terzaghi – Boiler, se puede notar que los valores son parecidos y cercanos al valor real del coeficiente de balasto.

3.8.2. Diseño de viga de cimentación

Las vigas de cimentación absorben la reacción del suelo como las cargas y momentos provenientes de la estructura. En primer lugar, se debe obtener las cargas axiales y momentos producto del análisis de la envolvente con el programa computacional, de lo cual se obtuvo los siguientes resultados:

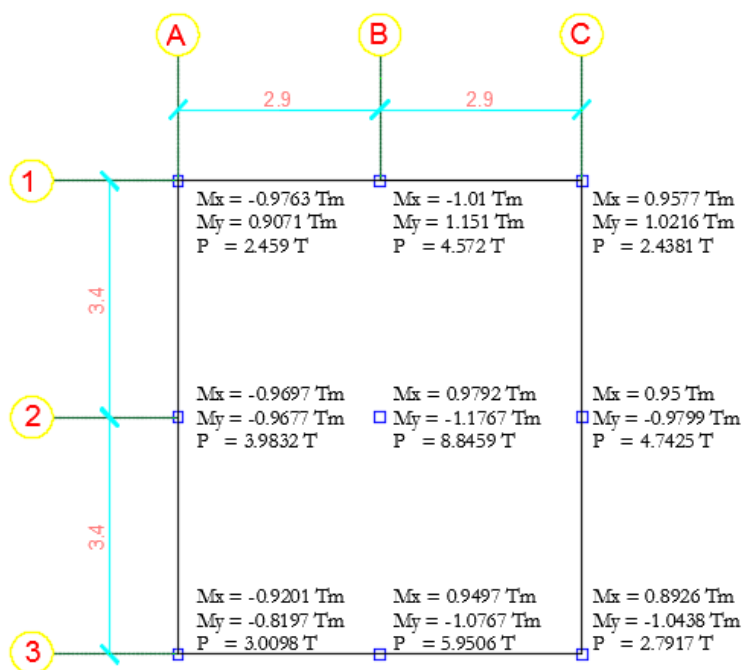


Figura 65: Resultados de análisis

3.8.2.1. Predimensionamiento de viga

Para generar menor confusión al momento de construcción, se uniformiza las secciones, así como el armado de las vigas de cimentación, por lo que se realiza el análisis de la viga más crítica en sentido y, como es la viga B, puesto que en el sentido x la viga 2 está sometido a cargas menores.

Para el predimensionamiento de la viga B, su ancho debe ser mayor a 5 cm. por lado de columna producto de la placa de anclaje, es decir:

$$\text{Ancho bo de viga} = \text{separación} + \text{Cara de columna} + \text{ancho placa anclaje}$$

$$\text{Ancho bo de viga} = 5 \times 2 + 15 + 5 \times 2$$

$$\text{Ancho bo de viga} = 35 \text{ cm}$$

Por lo que quedaría de la siguiente manera:

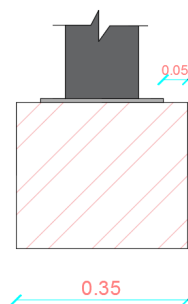


Figura 66: Viga de cimentación vista en corte

3.8.3. Diseño de Viga B (Sentido Y)

Se tiene la siguiente viga:

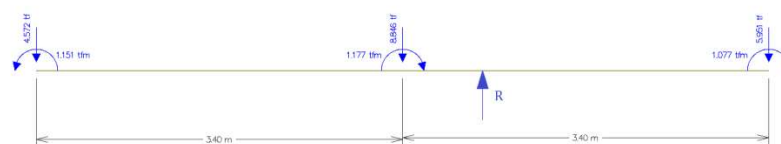


Figura 67: Cargas sobre viga B

De donde es necesario obtener la carga total aplicada sobre dicha viga:

$$\sum P = R = 4.572 + 8.8459 + 5.9506$$

$$R = 19.36 T$$

Es necesario determinar la ubicación de la carga resultante, para de esta forma poder centrar la carga y q los esfuerzos trabajen de manera distribuida.

$$M_o + (-8.85 \times 3.4) + (-5.95 \times 6.80) + 1.151 - 1.1767 - 1.0767 = 0$$

$$M_o = 71.65 T - m$$

$$x = \frac{M_o}{\sum P} \rightarrow x = \frac{71.65}{19.36}$$

$$x = 3.70 m$$

Centrada la carga se tendría:

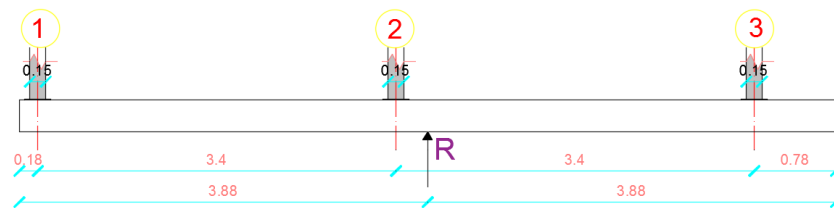


Figura 68: Viga de cimentación del eje B vista lateral

Para obtener el área de fundición se incrementa el 15% de la carga, debido a la excentricidad que existiría por efectos de construcción y considerando los efectos del sismo, se calcula de la siguiente manera:

$$A^f = \frac{P \times \%P}{\sigma_s}$$

Dónde:

- P Carga axial aplicada
- %P Incremento por excentricidad de la carga axial
- σ_s Esfuerzo del suelo

Por lo que se tiene:

$$A^f = \frac{19.36 \times 1.15}{10}$$

$$A^f = 2.22 m^2$$

Para comprobar que el ancho bo asumido de 35 cm es adecuado para el cálculo determinado se tiene lo siguiente:

$$A^f = b_o \times L$$

$$2.22 = b_o \times 7.75$$

$$b_o = 0.28 \text{ m} \approx 28 \text{ cm}$$

Es decir, que sería suficiente una viga de cimentación de 30 cm de ancho como un predimensionamiento, por lo tanto, se mantiene una viga de 35 cm. de ancho

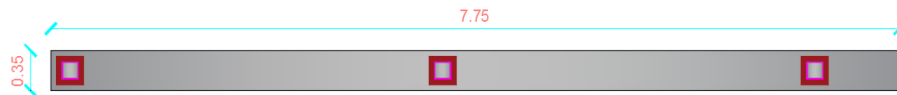


Figura 69: Viga B vista en planta

Los esfuerzos producidos de signo positivo serán igual a:

$$q_s = \frac{P}{b_o \times L} \pm \frac{6 \times \sum M}{b_o \times L^2}$$

$$q_s = \frac{19.36}{0.35 \times 7.75} \pm \frac{6 \times (1.151 + 1.1767 + 1.0767)}{0.35 \times 7.75^2}$$

$$q_{s1} = 8.10 \frac{T}{m^2}; \quad q_{s2} = 6.17 \frac{T}{m^2}$$

Para evitar trabajar con esfuerzos del tipo trapezoidal y a su vez trabajar con una carga distribuida.

$$q_s = \frac{q_{s1} + q_{s2}}{2}$$

$$q_s = \frac{8.10 + 6.17}{2} \rightarrow q_s = 7.13 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 10 \frac{T}{m^2} \quad \text{OK}$$

3.8.3.1. Chequeo de altura

Para el diseño de la viga de cimentación se tiene el siguiente diseño a flexión

$$M_u = W \times \frac{L_{\text{mayor}}^2}{10}$$

Dónde:

- W Carga repartida
- L_{mayor} Longitud mayor medida vano a vano

Para calcular la carga repartida se tiene:

$$\frac{W}{ml} = q_{s\text{max}} \times \text{ancho de viga}$$

$$\frac{W}{ml} = 7.13 \times 0.35$$

$$\frac{W}{ml} = 2.51 \frac{T}{m}$$

$$Mu = 2.51 \times \frac{3.4^2}{10}$$

$$Mu = 2.91 T - m$$

Es decir, se tendría una carga repartida de la siguiente manera:

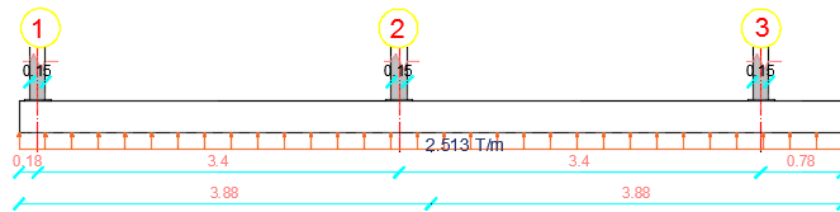


Figura 70: Descripción de esfuerzos en viga

$$Mr = Ru \times b \times d^2$$

Dónde:

- Mr Momento resistente
- b ancho de viga [0.35 m]
- d distancia efectiva

$$Mr = \frac{Mu}{\phi}$$

$$Mr = \frac{2.91}{0.90} \rightarrow Mr = 3.23 T - m$$

Reemplazando:

$$3.23 \times 10^5 = 39.7 \times 35 \times d^2$$

$$d = 15.25 \text{ cm}$$

Considerando que el anclaje hacia la cimentación tiene 20 cm de largo se asume una altura de viga de igual medida, con el objeto que, en el momento de armado, el anclaje pueda soportarse en las varillas, por lo que se tiene:

$$h = 30 \text{ cm}; \quad d = 23 \text{ cm}$$

3.8.3.2. Chequeo a corte

Para el chequeo a corte se debe verificar lo siguiente:

$$\vartheta u = \frac{Vu}{\phi \times b \times d}$$

Dónde:

- Vu Carga por cortante mayorado
- ϕ Factor de reducción [0.75]
- d Distancia efectiva [23 cm]
- b Base [0.35 m]

Para poder encontrar el corte se toma a partir de la cara de la columna a una distancia $d/2$ como lo muestra la figura:

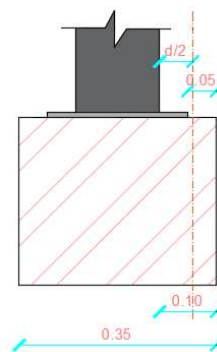


Figura 71: Chequeo distancia $d/2$ de la cara de la columna

Se analiza la siguiente viga:

$$Vu = \left(2.91 \times \frac{3.4}{2}\right) - 2.91 \times (0.05 + 0.23) = 4.13 T$$

El esfuerzo admisible es:

$$\vartheta p = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$\vartheta p = 0.53 \times \sqrt{210}$$

$$\vartheta p = 7.68 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\vartheta u = \frac{4.13 \times 10^3}{0.75 \times 35 \times 23}$$

$$\vartheta u = 6.84 \frac{kg}{cm^2} < \vartheta p \quad \mathbf{OK}$$

3.8.3.3. Chequeo por punzonamiento

Para encontrar la altura de la viga necesaria, se parte del chequeo por punzonamiento empleando el esfuerzo admisible, se debe verificar lo siguiente:

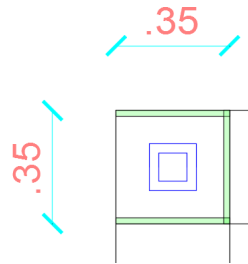


Figura 72: Punzonamiento

$$A_{punzonamiento} = (35 + 35 + 35) \times 23 = 2415 \text{ cm}^2$$

$$\vartheta u = \frac{P_c}{\emptyset \times A_{punz}}$$

Dónde:

- P_c Carga Axial proveniente de la columna [8.85T], sacado modelo computacional
- \emptyset Factor de reducción [0.75]

$$\vartheta u = \frac{8.85 \times 10^3}{0.75 \times 2415}$$

$$\vartheta u = 4.89 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\vartheta p = \sqrt{210} \rightarrow \vartheta p = 14.49 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\vartheta u < \vartheta p \quad \mathbf{OK}$$

Por lo que la cimentación no sufre problemas de punzonamiento

Para el diseño se empleará el programa VIGCIM, diseñado por el Ing. Jorge Zúñiga Gallegos, el cual permite verificar los esfuerzos de la viga a diferentes tramos, para lo cual se necesita declarar los siguientes parámetros:

- NT Número de tramos [4]
- Ec Módulo de elasticidad del hormigón [2150000 T/m²]
- I Inercia de la viga
- BA Ancho de la viga [0.35 m]
- βs Coeficiente de Balasto [1200 T/m³]

La inercia de la viga sería la siguiente:

$$I = b \times \frac{h^3}{12}$$

$$I = 0.35 \times \frac{0.30^3}{12} \rightarrow I = 0.0007875 \text{ m}^4$$

Input

PROYECTO:

NT: E:

	INERCIA (m)	BA (m)	LU (m)	KS (T/m3)
1	0.0008	0.3500	0.1750	1200.0000
2	0.0008	0.3500	3.4000	1200.0000
3	0.0008	0.3500	3.4000	1200.0000
4	0.0008	0.3500	0.1750	1200.0000

	MO (T-m)	P (T)
1	0.0000	0.0000
2	1.1500	4.5700
3	1.1800	8.8500
4	1.0700	5.9500
5	0.0000	0.0000

Figura 73: Datos a ingresar

Fuente: (Obtenido de VIGCIM)

OUTPUT VIVIENDA DESMONTABLE

RESULTADOS EN TRAMO 1

LUZ DEL TRAMO : 0.175

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	8.6152	0.0072	-0.0014	0.0000	0.001
2	0.0438	8.5391	0.0071	-0.0014	0.0029	0.131
3	0.0875	8.4630	0.0071	-0.0014	0.0115	0.261
4	0.1312	8.3870	0.0070	-0.0014	0.0257	0.391
5	0.1750	8.3108	0.0069	-0.0015	0.0456	0.518

RESULTADOS EN TRAMO 2

LUZ DEL TRAMO : 3.4

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	8.3108	0.0069	-0.0015	1.1956	-4.051
2	0.8500	6.7771	0.0056	-0.0014	-1.2629	-1.810
3	1.7000	5.8077	0.0048	-0.0005	-1.9948	0.036
4	2.5500	5.7817	0.0048	0.0004	-1.2374	1.741
5	3.4000	6.3179	0.0053	0.0005	0.9946	3.531

RESULTADOS EN TRAMO 3

LUZ DEL TRAMO : 3.4

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	6.3179	0.0053	0.0005	2.1746	-5.311
2	0.8500	6.6204	0.0055	0.0004	-1.5276	-3.385
3	1.7000	7.6224	0.0064	0.0017	-3.5400	-1.300
4	2.5500	10.3271	0.0086	0.0036	-3.5881	1.321
5	3.4000	14.7302	0.0123	0.0048	-0.9874	5.018

RESULTADOS EN TRAMO 4

LUZ DEL TRAMO : 0.175

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	14.7302	0.0123	0.0048	0.0826	-0.931
2	0.0438	14.9843	0.0125	0.0048	0.0467	-0.705
3	0.0875	15.2383	0.0127	0.0048	0.0209	-0.474
4	0.1312	15.4922	0.0129	0.0048	0.0052	-0.236
5	0.1750	15.7462	0.0131	0.0048	0.0000	0.000

Figura 74: Resultados análisis de viga

Fuente: (Obtenido de VIGCIM)

Se muestra que la viga a pesar de haber sido calculada manualmente, fallaría por los esfuerzos elevados a los calculados en uno de los tramos, como solución se puede dar dimensiones de sección mayores o a su vez alargar los tramos más pequeños en los extremos.

Por motivos de tiempo en la construcción de las zanjas para la conformación de la cimentación, se emplea una viga de 60 cm. de ancho, con el objeto de introducir una maquinaria en la abertura de la zanja; lo que reducirá el tiempo de conformación de la cimentación, así como el uso de mano de obra. Siguiendo el mismo procedimiento anteriormente detallado se tiene los siguientes resultados:

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$
$$I = \frac{0.6 \times 0.3^3}{12} \rightarrow I = 0.00135 \text{ m}^4$$

OUTPUT VIVIENDA DESMONTABLE

RESULTADOS EN TRAMO 1
LUZ DEL TRAMO : 0.175

SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Tm)
1	0.0000	5.0052	0.0042	-0.0008	0.0000
2	0.0438	4.9615	0.0041	-0.0008	0.0029
3	0.0875	4.9178	0.0041	-0.0008	0.0114
4	0.1312	4.8741	0.0041	-0.0008	0.0256
5	0.1750	4.8304	0.0040	-0.0008	0.0455

RESULTADOS EN TRAMO 2
LUZ DEL TRAMO : 3.4

SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Tm)
1	0.0000	-4.8304	0.0040	-0.0008	1.1355
2	0.8500	-3.9495	0.0033	-0.0008	-1.2675
3	1.7000	-3.3925	0.0028	-0.0003	-2.0258
4	2.5500	-3.3778	0.0028	0.0002	-1.2531
5	3.4000	-3.9887	0.0031	0.0003	0.9754

RESULTADOS EN TRAMO 3
LUZ DEL TRAMO : 3.4

SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Tm)
1	0.0000	-3.5617	0.0031	0.0003	2.1564
2	0.8500	-3.6713	0.0032	0.0002	-1.5465
3	1.7000	-4.4889	0.0037	0.0010	-3.5557
4	2.5500	-6.0240	0.0050	0.0021	-3.5957
5	3.4000	-8.5617	0.0071	0.0028	-0.9578

RESULTADOS EN TRAMO 4
LUZ DEL TRAMO : 0.175

SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Tm)
1	0.0000	8.5617	0.0071	0.0028	0.0822
2	0.0438	8.7080	0.0073	0.0028	0.0465
3	0.0875	8.8543	0.0074	0.0028	0.0208
4	0.1312	9.0006	0.0075	0.0028	0.0052
5	0.1750	9.1468	0.0076	0.0028	0.0000

Figura 75: Resultados Viga de cimentación 0.6x0.3m

Fuente: (Obtenido de VIGCIM)

Se evidencia que los esfuerzos aplicados a la viga no sobrepasan los esfuerzos del suelo, es decir que cumple las solicitaciones sometidas, a su vez se obtiene lo siguiente:

- *Momento máximo positivo $M_u = 2.16 T - m$*
- *Momento máximo negativo $M_u = 3.60 T - m$*

Se empleará el momento mayor para el armado de las vigas, por lo que para calcular el acero de refuerzo se tiene:

$$\rho = \phi \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \left(1 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.9 \times f'c \times b \times d^2} \right)^{1/2} \right]$$

Dónde:

- ϕ Factor de reducción [0.85]
- ρ Cuantía de acero
- $f'c$ Resistencia del hormigón a compresión [210 kg/cm²]
- fy Fluencia de acero [4200 kg/cm²]
- Mu Momento último actuante en la cimentación [3.60 T-m]
- b Base [0.60 m]
- d Distancia efectiva [25 cm]

$$\rho = 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \left[1 - \left(1 - \frac{2 \times 3.60 \times 10^5}{0.85 \times 0.9 \times 210 \times 60 \times 23^2} \right)^{1/2} \right]$$

$$\rho = 0.0031$$

El código ACI 318, especifica que la cuantía mínima será:

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} \rightarrow \rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho = 0.0031 < 0.0033$$

El acero positivo y negativo a aplicarse sería:

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As_+ = 0.0033 \times 60 \times 23$$

$$As_{\pm} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$As_{\pm} = 3\phi 14 \text{ mm } (4.61 \text{ cm}^2)$$

Para el diseño de estribos, se toma en consideración el cortante mayor que sería:

- *Cortante mayor* $Vu = 5.31 \text{ T}$

Por lo que se parte de igualar el esfuerzo admisible con el esfuerzo de corte:

$$\vartheta u = \frac{5.31 \times 10^3}{0.85 \times 60 \times 23}$$

$$\vartheta u = 4.53 \frac{kg}{cm^2} < \vartheta p = 7.68 \frac{kg}{cm^2}$$

Como se analiza, la viga no necesitaría confinamiento, sin embargo, considerando que se necesita un confinamiento debido, el espaciamiento debe ser menor que $d/4$ o $2d/4$, por lo que el esfuerzo mínimo a resistir sería:

$$A_{vs} = 3.72 \times \frac{b \times s}{f_y}$$

Dónde:

- s Espaciamiento entre estribos [10 cm]

Por lo que se tendría lo siguiente:

$$A_{vs} = 3.72 \times \frac{60 \times 10}{4200}$$

$$A_{vs} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{vs} = 1 \text{ Est. } 10 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

El diseño de las vigas tanto en sentido x como y sería el siguiente:

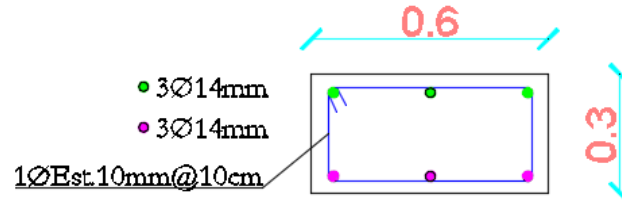


Figura 76: Viga tipo vista en corte Eje A, B, C, 1, 2, 3

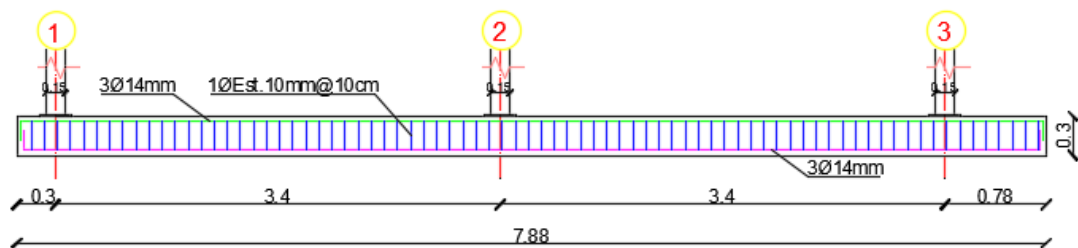


Figura 77: Viga Tipo sentido x vista lateral

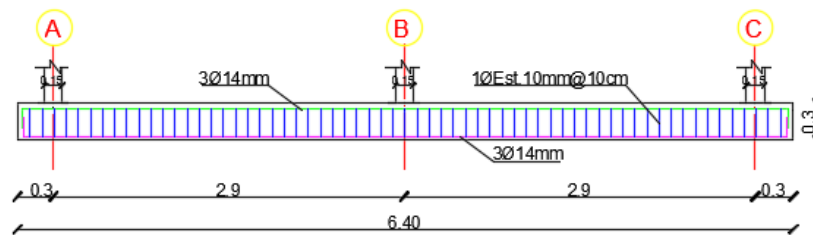


Figura 78: Viga Tipo sentido y vista lateral

3.8.4. Diseño de contrapiso

Para el diseño de la loseta que servirá para el contrapiso, se considera que solo se armará con armadura de temperatura, puesto que todas las cargas son absorbidas por las vigas de cimentación.

$$A_s = 0.0018 \times b \times h$$

Dónde:

- b Base por metro
- h Altura de loseta

El armado será:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1\emptyset 8\text{mm} @ 20\text{cm}$$

Por lo que en malla electro soldada sería la malla 8-20 AS, malla electro soldada de 8mm@20cm tanto en sentido longitudinal como transversal.

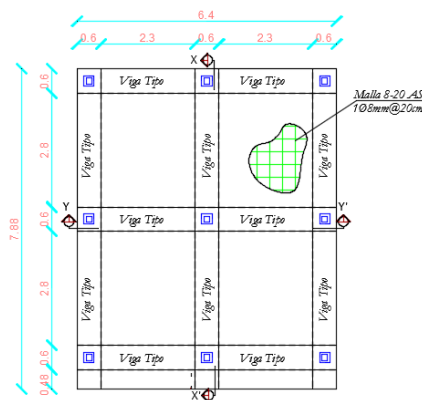


Figura 79: Cimentación - Vista en planta

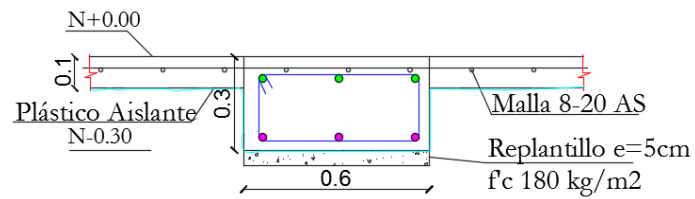


Figura 80: Sección tipo Viga – Loseta de Hormigón

Los detalles de la estructura se encuentran en el Anexo 4.b: “Plano Estructural y de Taller”.

3.9. Diseño de Escalera

La escalera es un elemento estructural importante el cual permite ascender de un piso a otro en toda edificación, teniendo las siguientes características:

- Huella: 30 cm.
- Contrahuella: 18 cm
- Número de escalones: 15
- Ancho de escalón: 95 cm.
- Espesor por escalón: Tablón de 4 cm.

La escalera estará constituida de la siguiente manera:

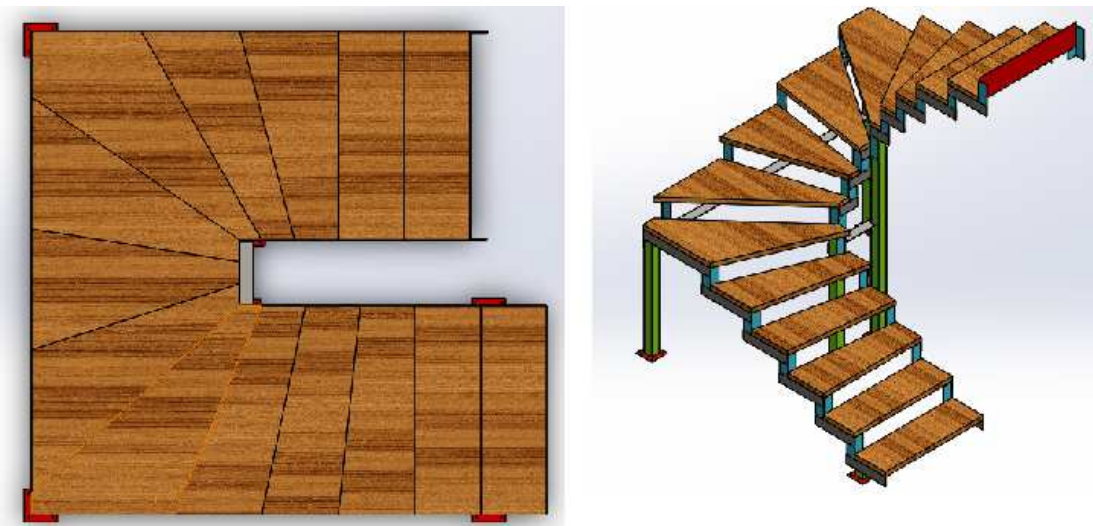


Figura 81: Escalera casa de dos pisos

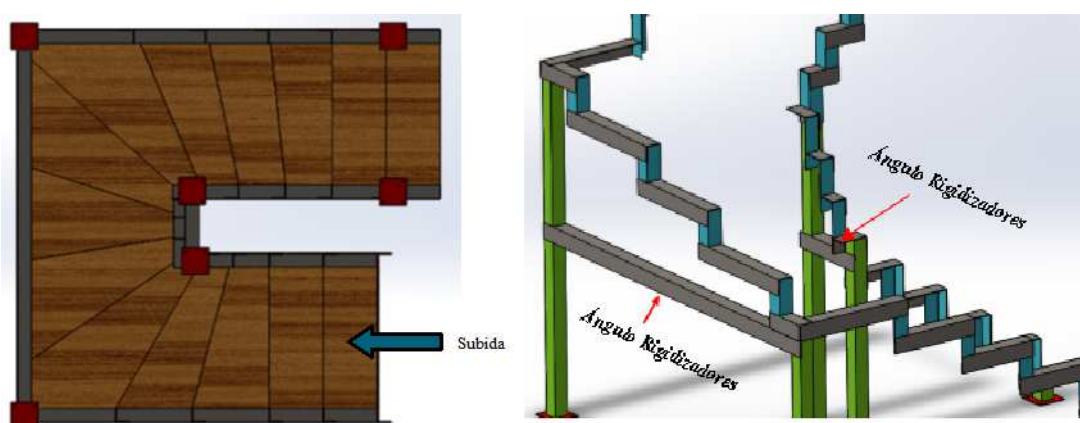


Figura 82: Vita inferior y sistema de arriostramiento

Basados en el plano arquitectónico, se decidió apoyar los escalones en sus extremos con perfiles tubulares y ángulos, con el fin que no se genere más elementos estructurales en la cimentación; a su vez, la loseta de hormigón de 10cm. descrita en el diseño de cimentaciones, resista estas cargas actuantes.

3.9.1. Escalera apoyada en sus extremos

Para poder apoyar los escalones de la escalera, se conformó una armadura metálica siguiendo la forma de cada peldaño apoyados en perfiles angulares de 80x80x4 mm y como puntos de apoyo de la armadura se tendrá columnetas tubulares de 75x75x3 mm

Los escalones de 4cm. de espesor se encuentran apoyados en la armadura de perfiles angulares. Las columnetas deben ser verificadas a carga axial.

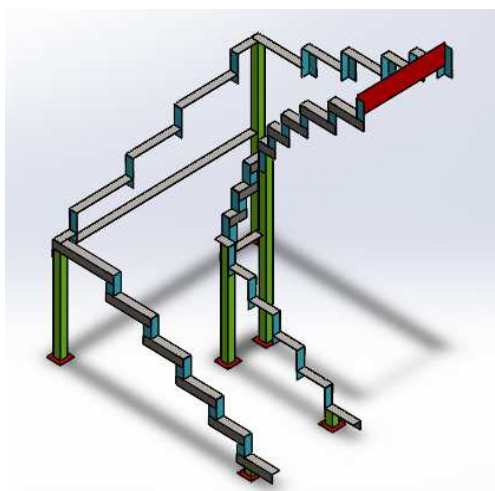


Figura 83: Armadura para escalera

Para verificar que el escalón soporte las deflexiones críticas se harán referencia al acuerdo de Cartagena para estructuras en madera.

Tabla 45

Deflexiones máximas admisibles

Carga actuante	(a) con cielo raso de yeso	(b) sin cielo raso de yeso
Cargas permanentes + sobrecargas	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Fuente: (JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA, 1974)

Por lo tanto, para la deflexión máxima producida en el escalón se tiene:

$$Def. \text{ máx} = \frac{95}{350}$$

$$Def. \text{ máx} = 0.27 \text{ cm} \approx 2.7 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

$$Def. \text{ actuante} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\mathbf{Def. \text{ actuante} < Def. \text{ máx}}$$

El escalón de manera de 4 cm resiste la carga impuesta

Los **escalones** de la escalera pueden ser de **madera tipo B** con objeto de resistir de mejor manera la flexión con el tiempo, a su vez el **piso de madera** en el momento de la extensión a dos plantas puede ser de mismo material. La junta del acuerdo de Cartagena clasifica a la madera estudiada del país en lo siguiente:

Tabla 46: Clasificación de la madera

TIPO	NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
A	Caimitillo Guayacán Pechiche	Chrysophyllum cainito Minquartia guianensis
B	Chanul Moral Fino Pituca	Humiriastrum procerum Chlorophora tinctoria Clarisia racemosa
C	Fernansánchez Mascarey Sande	Triplaris guayaquilensis Hieronyma chocoensis Brosimum utile

Fuente: (JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA, 1974, pág. 3.25)

3.9.2. Verificación de perfiles angulares de 80x80x4mm

Para verificar que las secciones de los ángulos conformados en frío ($F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) cumplen con las solicitaciones impuestas deben de ser verificadas a flexión en el caso que sean empleadas como soporte horizontal y en compresión en soporte vertical, como lo dicta la normativa AISC 360-10. Sus propiedades son:

Tabla 47

Datos perfil angular 80x80x4 mm

<i>DATOS PERFIL ANGULAR</i>			
Base	<i>b</i>	8	cm
Altura	<i>h</i>	8	cm
Espesor	<i>e</i>	0.4	cm
<i>Cb</i>		1	
Área Neta	<i>A</i>	6.10	cm ²
Inercia en <i>x</i>	<i>I_{xx}</i>	39	cm ⁴
Inercia en <i>y</i>	<i>I_{yy}</i>	39	cm ⁴
Módulo de sección <i>S_x</i>		6.72	cm ³
Módulo de sección <i>S_y</i>		6.72	cm ³
Radio de Giro	<i>r_x</i>	2.53	cm
Radio de Giro	<i>r_y</i>	2.53	cm

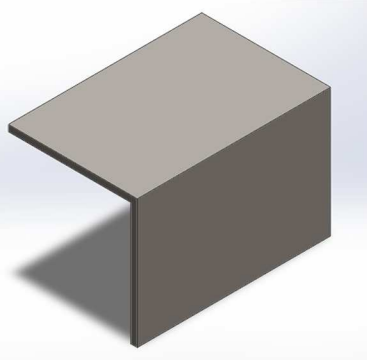
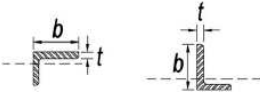


Tabla 48

Verificación de elemento compacto

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacto-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

Por lo que se puede cumplir las siguientes relaciones:

- Si $\frac{b}{t} \leq 0.54 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Elemento compacto
- Si $0.54 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Elemento no compacto
- Si $\frac{b}{t} > 0.91 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Elemento esbelto

Se tiene:

$$\frac{80}{4} > 0.54 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}}$$

$20 > 15.97 \rightarrow$ Por lo tanto el elemento es no compacto

Para escaleras la normativa NEC-15, estima un valor de 200 kg/m^2 producto de carga viva para viviendas unifamiliares y bifamiliares, debido al grado de importancia que tiene dicho elemento estructural. Para considerar un caso más crítico, se puede tomar como carga puntual el peso de una persona de peso considerable lo que producirá un momento y carga axial mayor.

$$\text{Carga actuante} = \text{Car. Puntual} \times \text{carga de impacto}$$

$$\text{Carga actuante} = 140 \text{ kg} \times 1.3$$

$$\text{Carga actuante} = 182 \text{ kg}$$

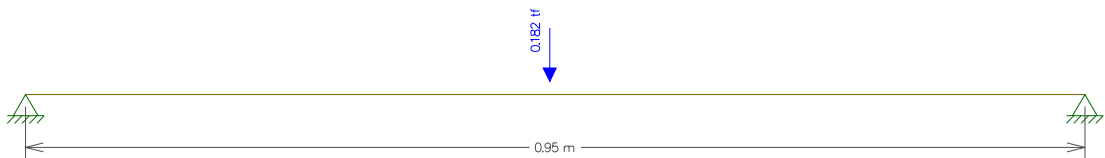


Figura 84: Carga Puntual por cada escalón

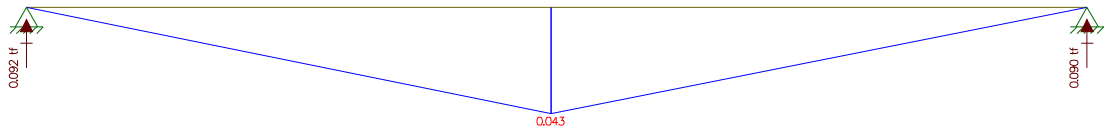


Figura 85: Momento resultante

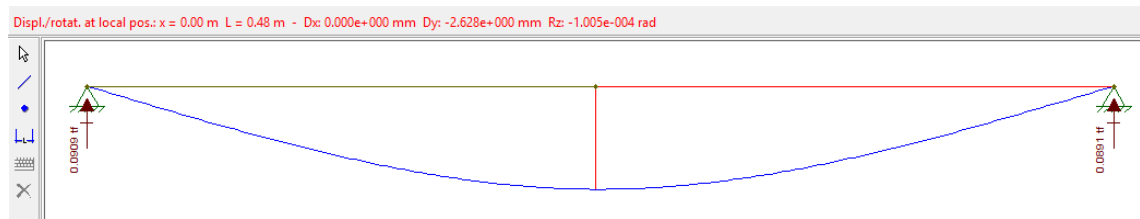


Figura 86: Deflexión en escalón

Se tiene los siguientes resultados:

$$Carga Axial = 91 \text{ kg}$$

$$Momento = 43.225 \text{ kg} - m$$

3.9.3. Verificación a flexión

Para verificar la flexión en ángulos se debe seguir las condiciones de chequeo de capítulo F sección 10 del código AISC.

Tabla 49

Condiciones de chequeos a Flexión

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB

Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

“La resistencia de flexión nominal, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral – torsional y pandeo local del ala” (AISC, 10, pág. 129)

- **Fluencia**

$$M_n = 1.5 \times M_y$$

Dónde:

- M_y Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, ton-m [Mp]

$$M_y = M_p = S_y \times F_y$$

$$M_y = 6.72 \times 2400$$

$$M_y = 0.161 T_n - m$$

$$M_n = 1.5 \times 0.161$$

$$M_n = 0.24 T_n - m$$

- **Pandeo Lateral – Torsional**

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17 \times M_e}{M_y} \right) \times M_y$$

Dónde:

- Me Momento de pandeo elástico lateral – torsional

$$M_e = \frac{0.46 \times E \times b^2 \times t^2 \times C_b}{L_b}$$

$$M_e = \frac{0.46 \times 2.1 \times 10^6 \times 8^2 \times 0.3^2 \times 1}{30}$$

$$M_e = 1.85 T_n - m$$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17 \times 1.85}{0.161} \right) \times 0.161$$

$$M_n = 0.17 T_n - m$$

- **Pandeo Local de Ala**

$$M_n = F_y \times S_c \times \left(2.43 - 1.72 \times \left(\frac{b}{t} \right) \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

Dónde:

- Sc Módulo elástico de la sección, debe ser 0.8 S(x-y)

$$S_c = 0.8 \times 6.72$$

$$S_c = 5.38 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 2400 \times 5.38 \times \left(2.43 - 1.72 \times \left(\frac{8}{0.4} \right) \times \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} \right)$$

$$Mn = 0.164 Tn - m$$

El momento resistente a flexión del ángulo es:

$$Mn = 0.164 Tn - m$$

$$D/C = 0.0432/0.164$$

$$D/C = 0.263 \approx 26.3\% \text{ OK}$$

El ángulo resiste al momento actuante por peldaño, a su vez se debe verificar los mismos en su trabajo conjunto con la armadura por escalón y sus columnetas de apoyos. Se verificará dos pórticos más críticos ante las cargas impuestas.

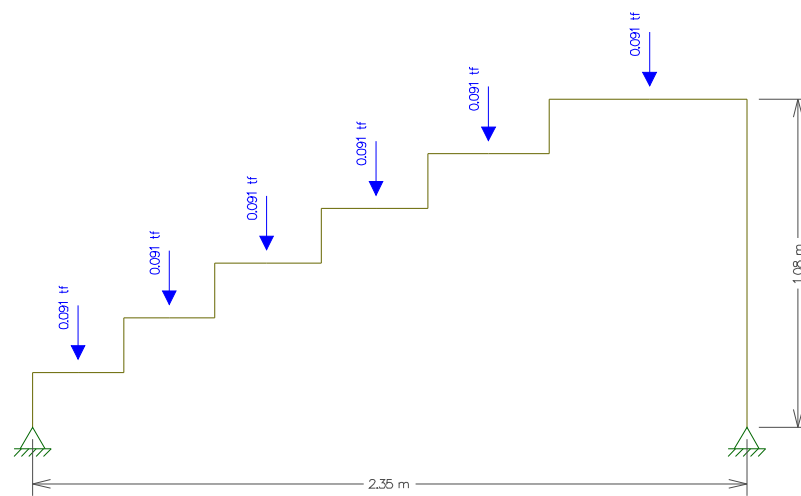


Figura 87: Análisis de armadura de escalera

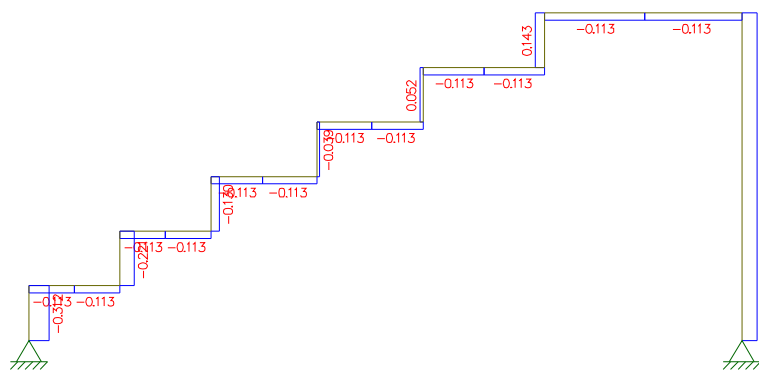


Figura 88: Diagrama Normal en armadura

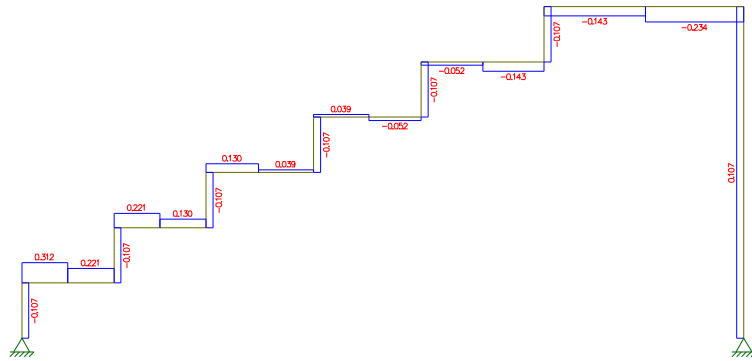


Figura 89: Cortante de armadura

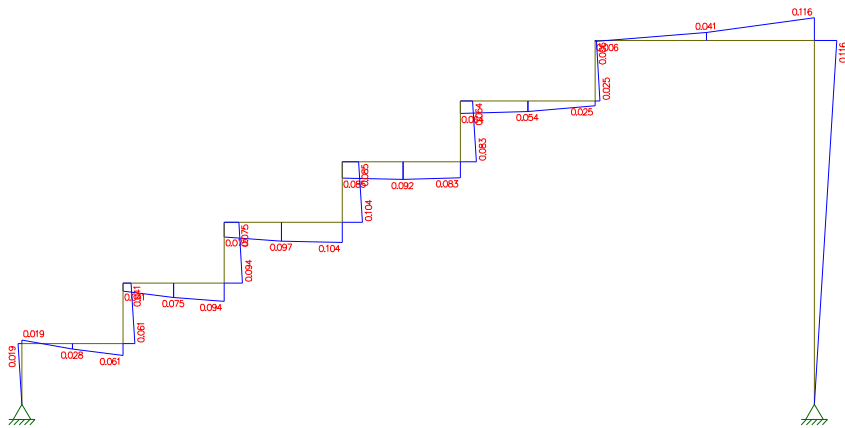


Figura 90: Momento en armadura pórtico 1

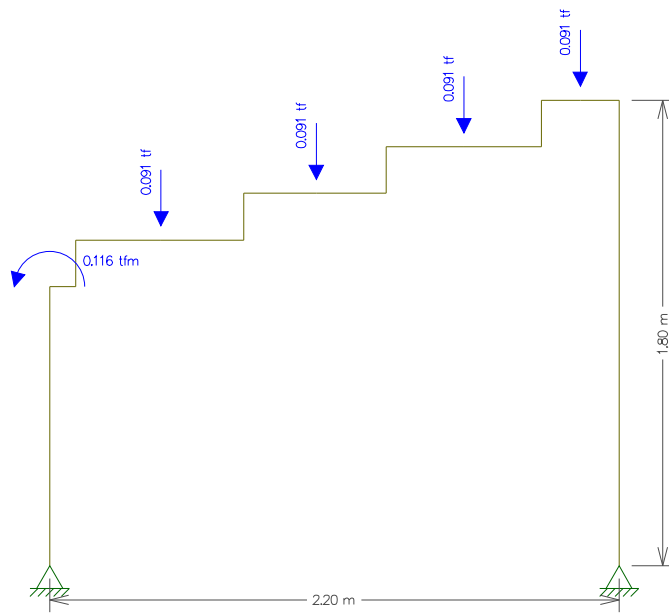


Figura 91: Armadura pórtico 2

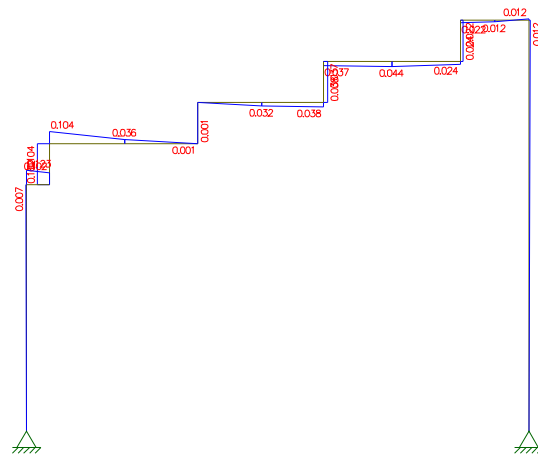


Figura 92: Momento de armadura de pórtico 2

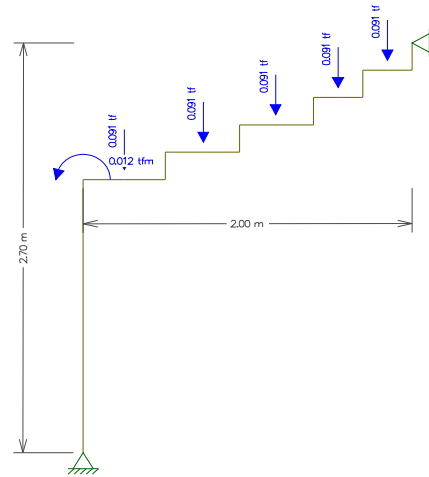


Figura 93: Análisis de armadura pórtico 3

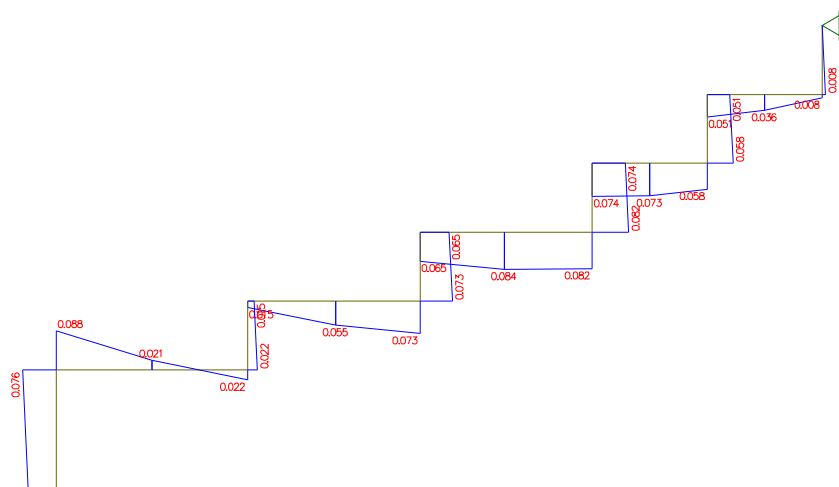


Figura 94: Momentos de armadura pórtico 3

Como se verifica en el diagrama de momentos, los resultados de los momentos producidos son menores que el momento resistente, lo que implica que los perfiles angulares resisten las solicitaciones impuestas. Al resistir las cargas impuestas en la armadura exterior, el cual se considera como crítico, por consiguiente, las armaduras interiores de la escalera resisten las condiciones necesarias al poseer luces más pequeñas.

3.9.4. Compresión

Se deben verificar los ángulos a compresión, por lo que se toma en consideración:

$$P_n = F_{cr} \times Ag$$

$$\frac{K \times L}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1 \times 18}{2.53} = 7.11$$

$$4.71 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.32$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 18}{2.53} \right)^2} \rightarrow F_e = 409463.38$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{2400}{409463.38} \right] 2400$$

$$F_{cr} = 2394.11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_n = 2394.11 \times 6.1$$

$$P_n = 14604.13 \text{ kg} \approx 14.6 \text{ Tn}$$

$$P_u = 0.44 \text{ Tn}$$

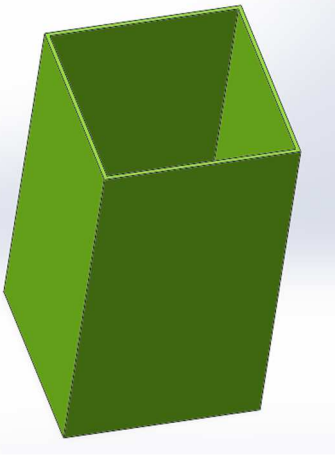
3.9.5. Verificación de columnetas tubulares cuadradas de 75x3mm a carga axial

Para poder verificar a las columnetas ante las solicitaciones impuestas se tiene las propiedades de los perfiles laminados en frío.

Tabla 50

Propiedades de columnetas 75x3mm

DATOS COLUMNA CUADRADA			
Base	b	7.5	cm
Altura	h	7.5	cm
Espesor	e	0.3	cm
Factor esbeltez	K	1.2	
Área Neta	A	8.64	cm ²
Inercia en x	I_{xx}	74.78	cm ⁴
Inercia en y	I_{yy}	74.78	cm ⁴
Módulo de sección	S_x	19.94	cm ³
Módulo de sección	S_y	19.94	cm ³
Módulo Plástico	Z_x	23.34	cm ³
Módulo Plástico	Z_y	23.34	cm ³
Radio de Giro	r_x	2.94	cm
Radio de Giro	r_y	2.94	cm



Si se analiza realiza los chequeos de igual manera que en el diseño de columnas se tiene:

Tabla 51

Chequeo por compacidad en X

ELEMENTO COMPACTO / NO COMPACTO SENTIDO X		
VALOR CALCULADO	25	b/t
VALOR PERMITIDO	40.34	$1.4 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
COMPACTO		

Tabla 52

Chequeo por compacidad en Y

ELEMENTO COMPACTO / NO COMPACTO SENTIDO Y		
VALOR CALCULADO	25	h/t
VALOR PERMITIDO	40.34	$1.4 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
COMPACTO		

Tabla 53

Chequeos sísmicos AISC 341-10

CHEQUEOS SÍSMICOS AISC 341-10		
ESPEORES DE RADIOS PARA ELEMENTOS DE MODERADA DUCTILIDAD SENTIDO X		
VALOR CALCULADO	25.00	b/t
VALOR PERMITIDO	18.44	$0.64 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
MÁXIMO VALOR PERMITDO	32.27	$1.12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
ELEMENTO DE MODERADA DUCTILIDAD		
ESPEORES DE RADIOS PARA ELEMENTOS DE MODERADA DUCTILIDAD SENTIDO Y		
		h/t
VALOR CALCULADO	25.00	
VALOR PERMITIDO	18.44	$0.64 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
MÁXIMO VALOR PERMITDO	32.27	$1.12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
ELEMENTO DE MODERADA DUCTILIDAD		

Los perfiles tubulares de apoyo deben soportar dichas cargas críticas, los cuales deben ser verificados:

3.9.6. Chequeo por carga axial

La carga axial resistente de los perfiles tubulares de 50x3mm es:

Tabla 54

Resumen de capacidad a carga axial de columnetas de 40x3mm

L (cm)	kl/rx	kl/ry	f_{ex}	f_{ey}	f_{crx}	f_{cry}	P_{rx} (T)	P_{ry} (T)	P_n (T)
0.1	0.04	0.04	1.2E+10	1.2E+10	2530	2530	19.7	19.7	19.7
10	4.08	4.08	1245729.13	1245729.13	2528	2528	19.7	19.7	19.7
20	8.16	8.16	311432.28	311432.28	2521	2521	19.6	19.6	19.6
30	12.24	12.24	138414.35	138414.35	2511	2511	19.5	19.5	19.5
40	16.32	16.32	77858.07	77858.07	2496	2496	19.4	19.4	19.4
50	20.39	20.39	49829.17	49829.17	2477	2477	19.3	19.3	19.3
60	24.47	24.47	34603.59	34603.59	2454	2454	19.1	19.1	19.1
70	28.55	28.55	25423.04	25423.04	2427	2427	18.9	18.9	18.9
80	32.63	32.63	19464.52	19464.52	2396	2396	18.6	18.6	18.6
90	36.71	36.71	15379.37	15379.37	2362	2362	18.4	18.4	18.4
100	40.79	40.79	12457.29	12457.29	2324	2324	18.1	18.1	18.1
110	44.87	44.87	10295.28	10295.28	2283	2283	17.7	17.7	17.7
120	48.95	48.95	8650.90	8650.90	2238	2238	17.4	17.4	17.4
130	53.03	53.03	7371.18	7371.18	2191	2191	17.0	17.0	17.0
140	57.11	57.11	6355.76	6355.76	2142	2142	16.7	16.7	16.7
150	61.18	61.18	5536.57	5536.57	2089	2089	16.2	16.2	16.2
160	65.26	65.26	4866.13	4866.13	2035	2035	15.8	15.8	15.8
170	69.34	69.34	4310.48	4310.48	1979	1979	15.4	15.4	15.4
180	73.42	73.42	3844.84	3844.84	1921	1921	14.9	14.9	14.9

La demanda capacidad es:

DISEÑO	
P_u (Tn)	0.234
P_n (Tn)	14.93648447
D/C	2%

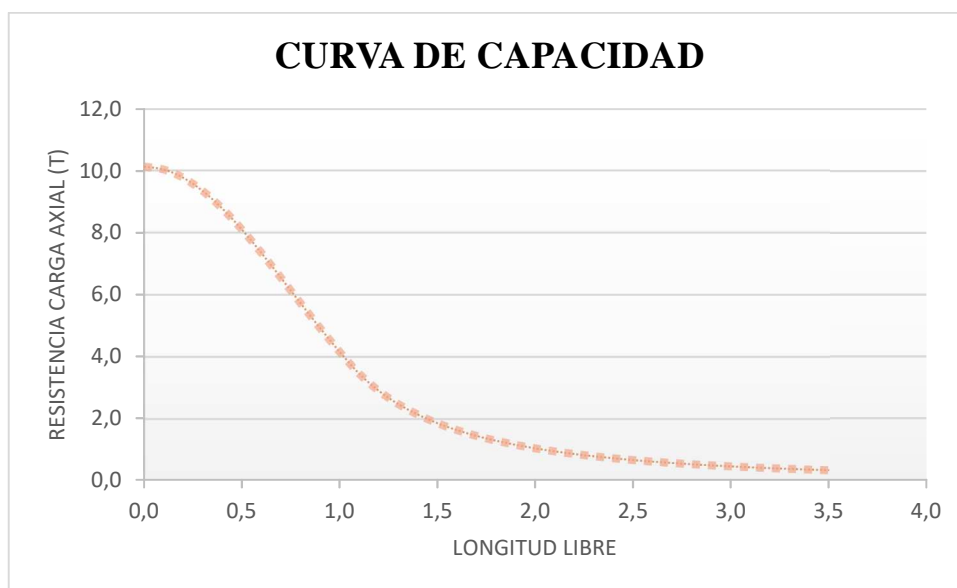


Figura 95: Curva de capacidad a carga axial

Por lo tanto, si se analiza todas las gráficas de curvas anteriores las columnetas resisten las solicitaciones impuestas. El chequeo biaxial se lo realiza de la misma forma como en el diseño de columnas por lo que sus resultados son los siguientes:

Tabla 55

Chequeo biaxial

CHEQUEO BIAXIAL		
P_u	0.234	T
P_c	14.93	T
M_{ux}	0.116	$T-m$
M_{uy}	0.012	$T-m$
M_{nx}	0.53	$T-m$
M_{ny}	0.53	$T-m$
24.87%		

Los detalles de la escalera se encuentran en el Anexo 4b: “Plano Estructural y de Taller”

3.10. Steel Framing

El sistema Steel Framing (SF) es un sistema que permite una construcción por perfiles formados en frío de acero galvanizado que son utilizados para la composición de paneles estructurales y no estructurales, conocido también como Sistema Auto portante de Construcción en Seco. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 12)

Los sistemas en seco (dry wall) son de gran ayuda en la arquitectura puesto que permiten una versátil construcción y pueden ser parte de una solución óptima a problemas de diseño. Una limitante de este método constructivo, es pues que no permiten resistir cargas elevadas a su vez son elementos laminados en frío, por lo que, a diferencia de perfiles laminados en caliente, su resistencia a la fluencia es mucho menor, por ende, como recomendación se considera que el uso de este tipo de sistemas constructivos se lo emplee en una edificación de hasta cuatro pisos para una zona de bajo peligro sísmico; caso contrario se considera se emplee en edificaciones de hasta dos pisos.

El Sistema Steel Framing emplea un juego de perfiles de acero galvanizados de espesores delgados, con los cuales es posible formar los entramados de muros, pisos y cubiertas, por simples encastres y uniones entre estos perfiles. (Dannemann, 2007, pág. 28).

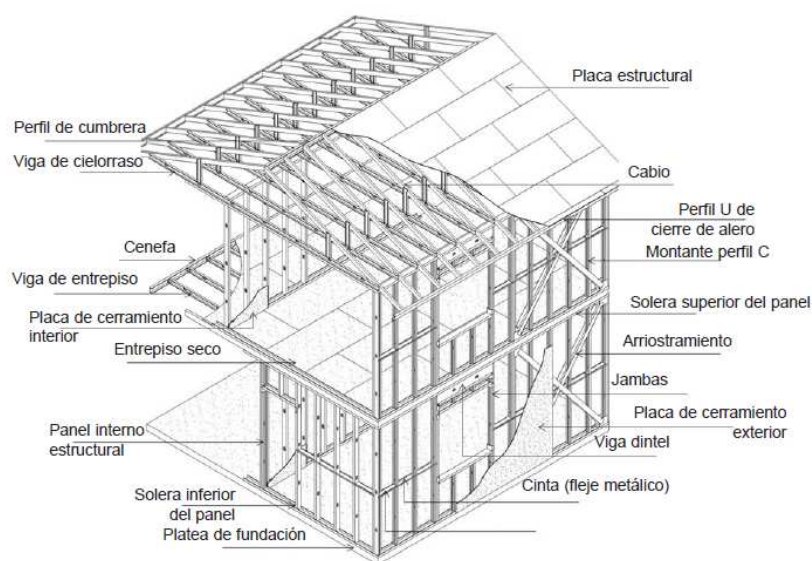


Figura 96: Vista esquemática de una vivienda en Steel Framing

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007)

Como ventajas del empleo de este tipo de sistemas constructivos se puede detallar los siguientes:

- Emplea elementos de acero de resistencia elevada y controles de calidad
- Emplea perfiles en frío comercialmente utilizables
- Rápido montaje y manejo de los materiales
- Facilitan a las instalaciones eléctricas y sanitarias
- Reduce los desperdicios en obra
- Reduce considerablemente las cargas los elementos estructurales y el peso de la misma.

Los perfiles comúnmente empleados en este sistema constructivo, son los perfiles U y C, los mismos que son utilizados en la construcción de los paneles de la vivienda. Los perfiles U (son empleados como soleras, atiezadores), mientras que los perfiles C son empleados como montantes, como se puede mostrar en la siguiente figura:


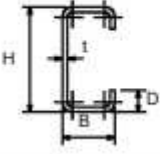
SECCIÓN TRANSVERSAL	Designación	Utilización
	<p>Perfil U</p> <p>H x B x t</p>	<p>Solera</p> <p>Puntal</p> <p>Bloqueador</p> <p>Cenefa</p> <p>Atiesador</p>
	<p>Perfil C</p> <p>H x B x D x t</p>	<p>Montante</p> <p>Viga</p> <p>Puntal</p> <p>Atiesador</p> <p>Bloqueador</p> <p>Correa</p> <p>Cable</p> <p>Larguero</p>

Figura 97: Perfiles conformados en frío y aplicaciones de los mismos

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007)

Este sistema constructivo será empleado en la fabricación de las paredes (divisorias, externas) y techo, considerando que no actuarían como elementos netamente estructurales.

3.10.1. Paredes

Para el diseño de las paredes, las mismas no resistirán cargas provenientes de la estructura, más bien serán elementos divisorios de ambientes, así como constituirán las fachadas. Las paredes serán conformadas por paneles no estructurales, es decir solo resistirán su peso propio; a su vez serán recubiertos por planchas de fibrocemento de 8mm. de espesor para el caso que las paredes sean interiores y de 10mm. de espesor para paredes exteriores, puesto que al estar expuestos a condiciones medioambientales se necesita un mayor espesor en las planchas de dicho material.

La solución para aberturas de puertas y ventanas en un panel no estructural es bastante más sencilla, puesto que no hay cargas verticales que soportar, por lo que no hay necesidad de usar vigas dintel y, por consiguiente, tampoco jambas, siendo solo necesario usar montantes (perfil stud) y soleras (perfil track) (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 12)

Para la fabricación de cualquier pared de este tipo de sistemas, se considera la aislación acústica y térmica, por tanto, para solucionar dichos problemas se emplea lana de vidrio siendo un material de fácil adquisición comercial. A su vez para evitar la humedad dentro de la perfilería metálica, muchas empresas distribuidoras, recomiendan emplear aislantes encima de los perfiles laminados con el objeto que la humedad proveniente del medio ambiente no pueda acceder a las paredes y por consiguiente las mismas tengan un mayor tiempo de vida antes de que se pueda dar un mantenimiento de los mismos. Para la selección de los perfiles adecuados, se toma en consideración la existencia de los mismos en el mercado:

Tabla 56

Información perfiles para fibrocemento

INFORMACIÓN TÉCNICA PERFILES PARA FIBROCEMENTO (PARED)				
DESCRIPCIÓN	DIMENSIONES mm	ESPESOR (e) mm	LONGITUD mm	PESO kg
PERFIL STUD	(a) 64 x (h) 51	0.7	2440	2.45
		0.95		3.15
PERFIL TRACK	(a) 66 x (h) 32	0.7	2440	1.74
		0.95		2.23
PERFIL STUD	(a) 90 x (h) 51	0.7	2440	2.81
		0.95		3.61
PERFIL TRACK	(a) 92 x (h) 32	0.7	2440	2.09
		0.95		2.69

Fuente: (Rooftec, 2016)

Dado que las dimensiones de los perfiles son las siguientes:

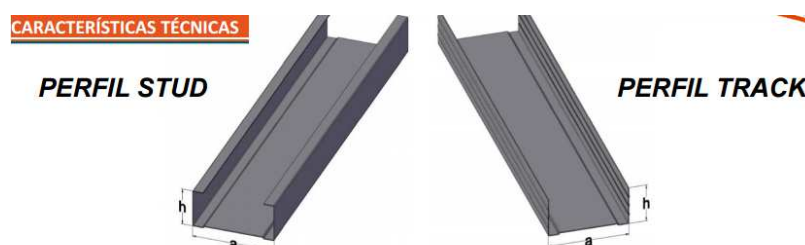


Figura 98: Dimensiones de los perfiles Stud y Track del mercado

Fuente: (Rooftec, 2016)

“Cuando una pared no es soportante se considera las recomendaciones del fabricante para la elaboración de paredes de fibrocemento, por lo que detalla las siguientes” (Rooftec, 2016):

- Las placas se fijan a la estructura en sentido vertical cuando las paredes tienen una altura hasta 2.40 m, en el caso que las planchas sean de insuficiente altura, se deberá dejar una junta de 3mm entre plancha y plancha para ser llenado con una pasta sellante, a su vez en paredes con mayor altura se deberán fijar las placas en sentido horizontal trabándolas entre sí
- La distancia entre studs para perfilería de 90mm. es de 610mm.
- La distancia entre studs para perfilería de 64mm. es de 488 o 405mm.
- Las fijaciones de la placa deberán ser cada 300mm con tornillos cabeza plana No.8 autoperforantes.

Tal como lo muestra las siguientes figuras:

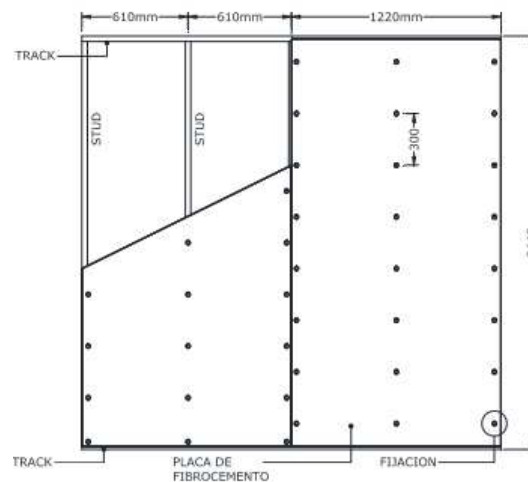


Figura 99: Esquema de pared

Fuente: (Rooftec, 2016)

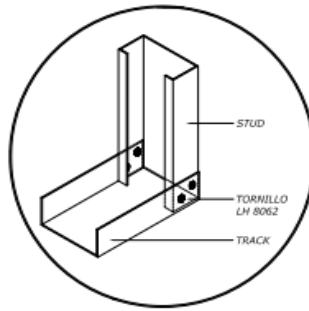


Figura 100: Unión de Track y Stud

Fuente: (Rooftec, 2016)

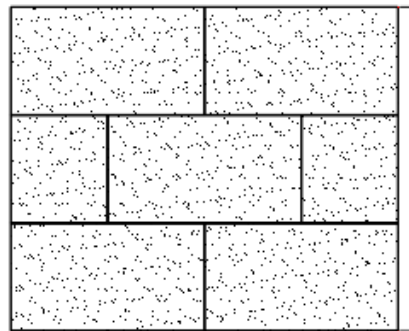




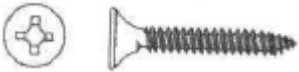

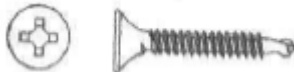

Figura 101: Placas sentido horizontal de paredes mayor a 2.40 m. de altura

Fuente: (Rooftec, 2016)

Como lo muestra la figura en la unión del montante (STUD) y la solera (TRACK), los perfiles se unen a través de tornillos auto perforantes LH 8062, los mismos que de fácil adquisición comercial. Como resumen de la aplicabilidad de los pernos utilizados en estructuras livianas, el Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero detalla:

Tabla 57

Tipos de Tornillos para Steel Framing

TIPO	FIGURA	DESCRIPCIÓN
Tornillo de cabeza de lenteja autoperforante No. 8		Para fijación de metal con metal, de solera con los montantes, bajo el revestimiento
Tornillo de cabeza hexagonal autoperforante No. 10 y 12		Para fijación de metal con metal
Tornillo de cabeza trompeta para Madera No. 6		Para usar en uniones de revestimientos y soleras de madera
Tornillo de cabeza de trompeta autoperforante No. 6		Para fijación de paneles de revestimiento de yeso, aislamiento y otros a perfiles montantes y soleras
Tornillo de cabeza de trompeta autoperforante No. 8		Para fijación de paneles de revestimiento de tipo madera a perfiles montantes y soleras
Tornillo de cabeza plana autoperforante No. 8		Para fijación de paneles de fibrocemento o metal a montantes y soleras

Fuente: (Dannemann, 2007)

Para la fijación entre perfiles de acero debe ser fijado al alma que se refuerza con tornillos número 8, espaciados no más de 25mm de centro a centro a lo largo de los bordes del refuerzo con una distancia mínima al borde de 13mm (Dannemann, 2007, pág. 22). Como se puede detallar en la siguiente figura:

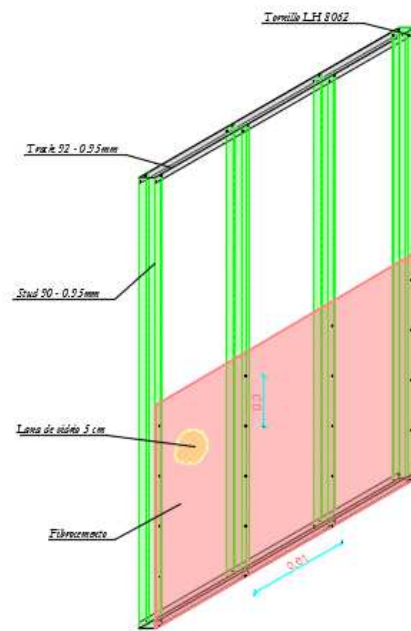


Figura 102: Pared no estructural tipo en Steel Framing

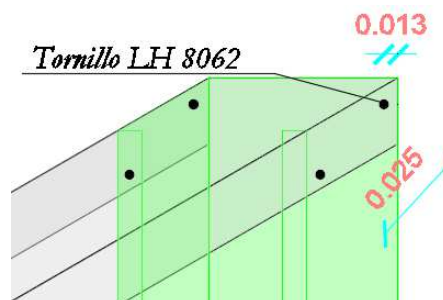


Figura 103: Conexión STUD – TRACK

3.10.2. Ventanas

Para el caso de paredes con ventanas o aberturas, se construirá de igual forma que una pared normal, pero a su vez se deberá reforzar con perfiles track en su parte inferior y superior para que las mismas sirvan de dinteles; a su vez se debe reforzar los mismos con cuarterones de madera que sirvan de soporte para los mismos, como lo muestra la figura siguiente:

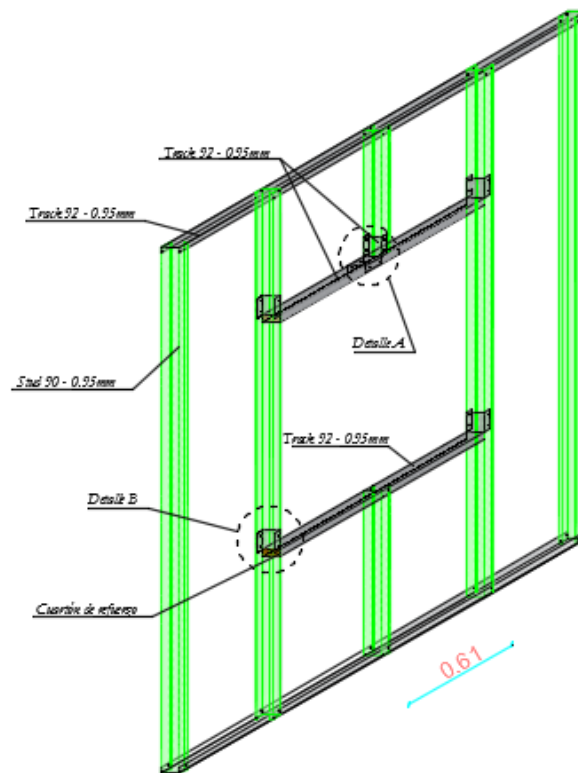


Figura 104: Pared con ventana tipo

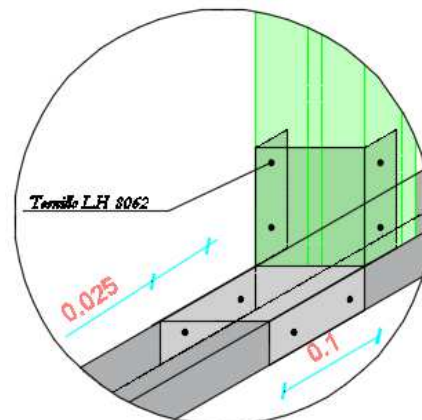


Figura 105: Detalle A de unión

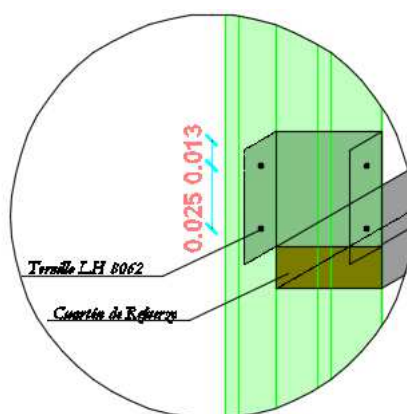


Figura 106: Detalle B de unión

Como indica el detalle A de unión, los empates de los perfiles track-stud, se deberá realizar dejando por lo menos 10cm. de largo de la unión del perfil U para permitir atornillar en dos puntos con tornillos LH 8062 u similares números 8.

El detalle de las paredes y detalles para ventanas y puertas se encuentran detallados en el Anexo 4.c: “Plano de Paredes”

3.10.3. Techo

Para la elaboración del techo inclinado como muestra el plano arquitectónico, se empleará perfiles laminados en frío U y G de fácil adquisición comercial, considerando que dicho techo no va a resistir más allá de su carga viva (70 kg/m^2) y un peso propio referencial (5 kg/ m^2), así mismo no se lo consideró dentro del análisis estructural ante el sismo.

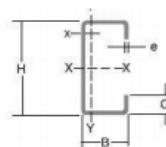
Basados en la investigación de Tesis de Xavier Romero en diseño de elementos laminados en frío, muestra un resumen de los perfiles comerciales de correas G y canales C existentes en nuestro medio. (Romero Torres, 2015)

Correas "G"

ESPECIFICACIONES GENERALES

Largo normal: 6 metros.

Otras dimensiones o formas: A pedido, previa consulta.



Características Técnicas

DIMENSIONES				PROPIEDADES									
H mm	B mm	C mm	e mm	Area cm ²	Peso Aproximado		EJE X-X			EJE Y-Y			
					Kg / m	Kg / 6m	I cm ⁴	S cm ³	rx cm	I cm ⁴	S cm ³	ry cm	x cm
60	30	10	1.50	1.95	1.49	8.96	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12	1.06
			1.80	2.31	1.79	10.75	12.84	4.28	2.36	2.79	1.44	1.10	1.06
			2.00	2.54	1.99	11.94	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09	1.06
			3.00	3.61	2.83	16.98	18.90	6.30	2.29	3.87	3.69	1.04	1.05
80	40	15	1.50	2.70	2.09	12.51	27.43	6.86	3.19	6.39	2.52	1.54	1.47
			1.80	3.21	2.50	15.01	32.21	8.05	3.17	7.43	2.93	1.52	1.46
			2.00	3.54	2.78	16.68	35.20	8.81	3.16	8.10	3.18	1.51	1.46
			3.00	5.11	4.01	24.06	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46	1.46
100	50	15	1.80	3.93	3.08	18.50	63.07	12.61	4.01	13.74	4.20	1.87	1.73
			2.00	4.27	3.40	20.40	67.50	13.50	3.98	14.50	4.41	1.84	1.73
			3.00	6.31	4.95	29.70	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80	1.72
			4.00	8.15	6.40	38.40	122.00	24.50	3.88	24.90	7.55	1.75	1.71
125	50	15	2.00	4.84	3.80	22.80	116.00	18.60	4.91	16.20	4.70	1.83	1.58
			3.00	7.06	5.54	33.24	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77	1.55
			4.00	9.15	7.18	43.08	209.00	33.40	4.78	26.90	7.78	1.71	1.54
			2.00	5.34	4.19	25.14	179.00	23.80	5.79	17.30	4.78	1.79	1.42
150	50	15	3.00	7.81	6.13	36.78	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73	1.42
			4.00	10.10	7.79	47.82	323.00	43.10	5.65	28.50	7.95	1.68	1.41
			2.00	6.34	4.99	29.94	355.00	35.50	7.48	18.60	4.91	1.71	1.21
			3.00	9.31	7.31	43.86	510.00	51.00	7.40	25.50	6.74	1.66	1.21
200	50	15	4.00	12.10	9.54	57.24	651.00	65.10	7.32	31.00	8.18	1.60	1.21

Figura 107: Perfiles G comerciales

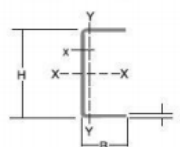
Fuente: (Romero Torres, 2015)

Canales "C"

ESPECIFICACIONES GENERALES

Largo normal: 6 metros.

Otras dimensiones o formas: A pedido, previa consulta.



Características Técnicas

DIMENSIONES				PROPIEDADES									
H mm	B mm	e mm	Area cm ²	Peso Aproximado		EJE X-X			EJE Y-Y				
				Kg / m	Kg / 6m	I cm ⁴	S cm ³	rx cm	I cm ⁴	S cm ³	ry cm	x cm	
50	25	1.50	1.42	1.11	6.66	5.48	2.19	1.97	0.87	0.48	0.78	0.70	
		1.80	1.69	1.33	7.98	6.44	2.58	1.95	1.03	0.58	0.78	0.71	
		2.00	1.87	1.47	8.82	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72	
		3.00	2.70	2.12	12.72	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77	
80	40	1.80	2.77	2.17	13.01	28.05	7.01	3.18	4.44	1.52	1.27	1.08	
		2.00	3.07	2.41	14.46	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09	
		3.00	4.50	3.54	21.24	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14	
		4.00	5.87	4.61	27.66	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19	
100	50	1.80	3.49	2.74	16.45	55.81	11.16	4.00	8.82	2.40	1.59	1.33	
		2.00	3.87	3.04	18.24	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.59	1.34	
		3.00	5.70	4.48	26.88	88.50	17.70	3.91	14.10	3.90	1.57	1.39	
		4.00	7.47	5.87	35.22	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44	
125	50	2.00	4.37	3.43	20.58	103.00	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20	
		3.00	6.45	5.07	30.42	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24	
		4.00	8.47	6.65	39.90	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29	
		2.00	4.87	3.82	22.92	138.00	21.10	5.71	10.90	2.80	1.50	1.09	
150	50	3.00	7.20	5.66	33.96	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13	
		4.00	9.47	7.44	44.64	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17	
		2.00	5.87	4.61	27.66	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92	
		3.00	8.70	6.83	40.98	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96	

Figura 108: Perfiles canal C comerciales

Fuente: (Romero Torres, 2015)

Los perfiles laminados en frío vienen en espesores desde 1.5 mm, según las especificaciones de la norma NTE INEN 1623: Acero, perfiles conformados en frío. Para el diseño de la cubierta, se decidió diseñar los elementos de manera individual, considerando los casos más críticos, por lo que se deberá diseñar correas a flexión y para el caso de las cerchas, verificar su compresión y resistencia a la tracción.

3.10.3.1. Correas

Para el diseño de correas, se considera que los elementos laminados en frío tienen menor esfuerzo a la fluencia, por lo que empresas comerciales fijan un esfuerzo de $f_y=2400 \text{ kg/cm}^2$. Las correas se deben verificar a flexión y flexión biaxial ante la carga actuante.

$$C = 1.2 \times 5 + 1.6 \times 70 \rightarrow C = 118 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{repart.}} = C \times \text{esp. correas}$$

$$W_{\text{repart.}} = 118 \text{ kg/m}^2 * 0.61 \text{ m}$$

$$W_{\text{repart.}} = 71.98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 0.07198 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

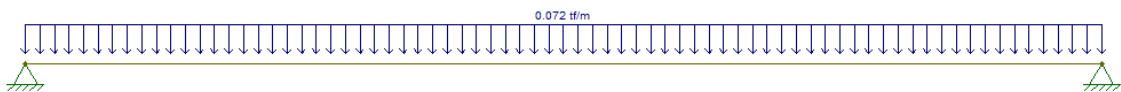


Figura 109: Carga repartida a las correas

Donde el momento actuante sería:

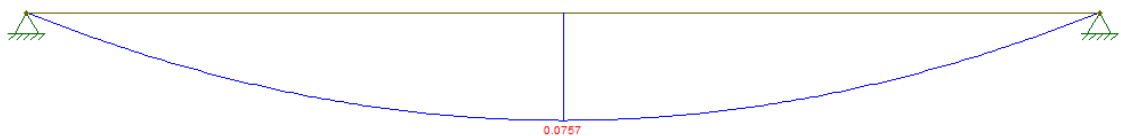


Figura 110: Momento actuante

$$M = 0.0757 T - m$$

Se decidió emplear el perfil G 80x40x15x2 mm con características son las siguientes características:

Tabla 58
Propiedades de Correa

<i>Propiedades Correa G</i>		
Base <i>B</i>	4	cm
Altura <i>H</i>	8	cm
<i>C</i>	1.5	cm
Espesor <i>e</i>	0.2	cm
Área	3.54	cm ²
<i>I_x</i>	32.25	cm ⁴
<i>S_x</i>	8.81	cm ³
<i>r_x</i>	3.16	cm
<i>I_y</i>	8.07	cm ⁴
<i>S_y</i>	3.18	cm ³
<i>r_y</i>	1.51	cm

3.10.3.1.1. Compacidad

Se debe verificar la compacidad del elemento, empleando las ecuaciones del código AISC 360-10 Tabla B4.1b.

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
Elementos No-Alisados	10 Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_s E}{F_y L}}^{[a] [b]}$	
	12 Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	15 Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 111: Chequeo de compacidad

Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

De donde se tiene dos tipos de chequeo para el elemento:

Chequeo de las alas:

- Si $\frac{b}{t} < 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Compacto en las alas
- Si $0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ No Compacto en las alas
- Si $\frac{b}{t} > 1 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Esbelto en las alas

Chequeo del alma:

- Si $\frac{h}{t} < 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Compacto en el alma
- Si $3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} < 5.70 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ No Compacto en el alma

Si $\frac{h}{t} > 5.70 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ Esbelto en el alma

De donde se tiene lo siguiente:

$$0.38 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} < \frac{4}{0.2} < 1 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}}$$

$$11.24 < 20 < 29.58 \rightarrow \text{No compacto en las alas}$$

$$\frac{8 - 0.2 \times 2}{0.2} < 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}}$$

$$38 < 111.22 \rightarrow \text{Compacto en el alma}$$

3.10.3.1.2. Flexión

Para la verificación de las correas se toma en consideración el capítulo F6: Miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje mayor del diseño de miembros a flexión del código AISC 360-10, donde “el momento resistente es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local del ala” para el caso de nuestro perfil, por lo que se tiene: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, págs. 123-124)

- **Momento por Fluencia**

$$Mp = 1.6 \times Fy \times Sy$$

$$Mp = 1.6 \times 2400 \times 3.18$$

$$Mp = 12211.2 \text{ kg} - \text{cm}$$

- **Momento por Pandeo Local de Ala**

Para el caso de secciones tipo C y G, el código especifica la siguiente ecuación para el caso que el elemento tenga alas no compactas.

$$Mn = \left[Mp - (Mp - 0.7 \times Fy \times Sy) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_r - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Dónde:

- $\lambda = \frac{b}{tf}$
- λ_{pf} esbeltez límite para ala compacta $\left(0.38 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} \right)$
- λ_{rf} esbeltez límite para ala no compacta $\left(1 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} \right)$

$$\lambda = \frac{4}{0.2} = 20$$

$$Mn = \left[12211.2 - (12211.2 - 0.7 \times 2400 \times 3.18) \left(\frac{20 - 11.24}{29.58 - 11.24} \right) \right]$$

$$Mn = 8930.53 \text{ kg} - \text{cm}$$

Por lo que el momento resistente final es el menor valor entre el pandeo local del ala y la fluencia, es decir:

$$Mn = 0.0893 \text{ Tn} - \text{m}$$

Si se compara con el momento actuante se tiene una demanda/capacidad de:

$$\frac{D}{C} = \frac{0.0757}{0.0893} \rightarrow 0.85 \approx 85\%$$

Donde el elemento actúa al 85% de su resistencia posible.

3.10.3.1.3. Verificación de flexión biaxial

Para el chequeo biaxial es necesario descomponer la carga en dos partes según la inclinación de la cercha:

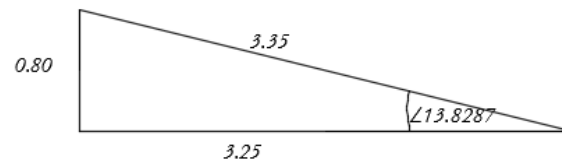


Figura 112: Inclinación de cercha tipo A

Descomponiendo el momento actuante obtenido en el análisis a flexión se tiene:

$$M_u = 0.0757 T - m$$

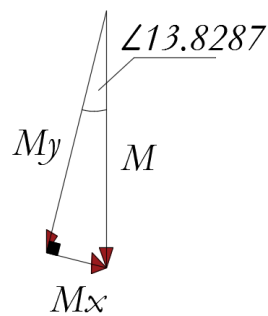


Figura 113: Descomposición del momento

$$M_{ux} = \sin(13.8287) \times 0.0757$$

$$\mathbf{M_{ux} = 0.018 T - m}$$

$$\phi M_{nx} = \phi \times S_x \times f_y$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 \times 8.81 \times 2400$$

$$\mathbf{\phi M_{nx} = 0.19 T - m OK}$$

$$M_{uy} = \cos(13.8287) \times 0.0757$$

$$\mathbf{M_{uy} = 0.0735 T - m}$$

$$\phi M_{ny} = \phi \times S_y \times f_y$$

$$\phi M_{ny} = 0.9 \times 3.18 \times 2400$$

$$\mathbf{\phi M_{ny} = 0.0687 T - m \rightarrow \text{menor que momento actuante}}$$

En este caso el momento en Y actuante último es mayor que su momento resistente por lo que se debe cambiar la sección a una correa G 100x50x15x2 mm la cual solo será verificado a flexión biaxial y cuyas propiedades son las siguientes:

Tabla 59**Propiedades Correa G 100x50x15x2**

<i>Propiedades Correa G</i>		
B	10	cm
H	5	cm
C	2	cm
E	0.15	cm
Área	4.34	cm ²
I_x	69.24	cm ⁴
S_x	13.85	cm ³
r_x	4.0	Cm
I_y	14.98	cm ⁴
S_y	4.57	cm ³
r_y	1.86	Cm

$$M_{ux} = 0.018 T - m \rightarrow \text{Calculado anteriormente}$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 \times 13.85 \times 2400$$

$$\phi M_{nx} = \mathbf{0.30 T - m OK}$$

$$M_{uy} = 0.0735 T - m \rightarrow \text{Calculado anteriormente}$$

$$\phi M_{ny} = 0.9 \times 3.70 \times 2400$$

$$\phi M_{ny} = \mathbf{0.098 T - m OK}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \rightarrow \text{Chequeo flexión biaxial}$$

$$\frac{0.018}{0.30} + \frac{0.0735}{0.098} \leq 1$$

$$0.81 \cong 1 \mathbf{OK}$$

3.10.3.2. Cerchas

Para el diseño de las cerchas, las mismas deberán soportar la carga puntual proveniente de las correas G.

$$V = w \times \frac{L}{2}$$

Dónde:

- W Carga distribuida
- L Longitud de correa

$$V = 0.07198 \times \frac{2.90}{2}$$

$$V = 0.1 Tn$$

Los elementos que constituyan la cercha serán perfiles G y C, los mismos que son comerciales en el mercado, por lo que la distribución de las cerchas sería de la siguiente manera:

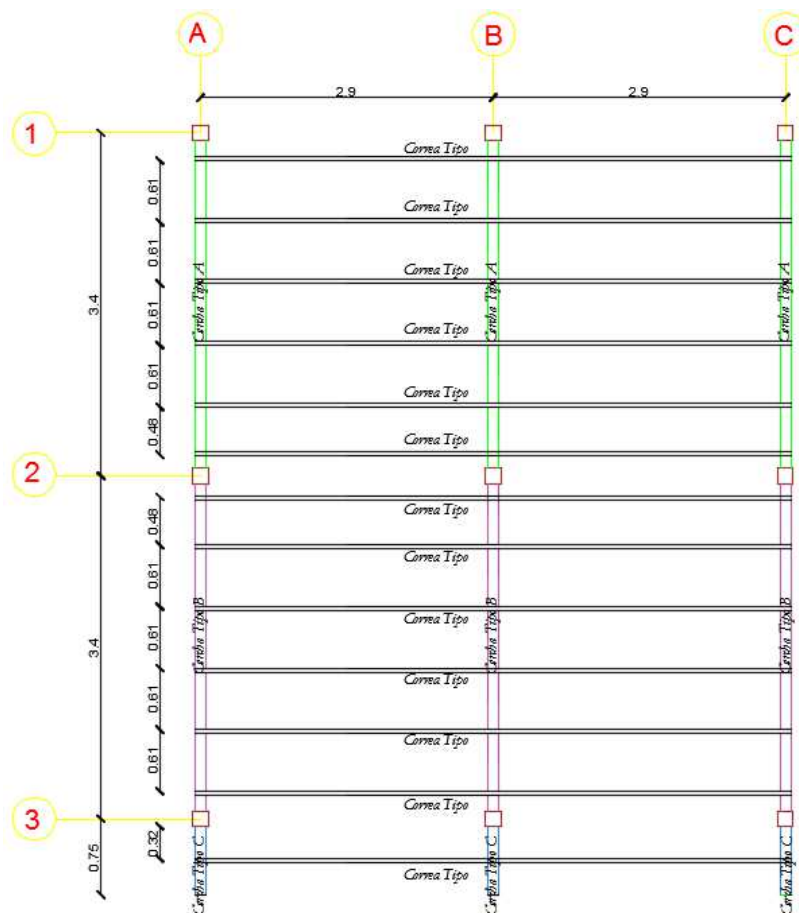


Figura 114: Distribución en planta de correas y cerchas

Para el diseño se tomará como ejemplo la cercha A, la misma que deberá ser verificada según lo determine el código AISC 360-10. Para la cercha o también llamada cabriada se ha incluido dos diagonales que servirán de elementos rigidizadores a la estructura, la cual estará constituida por:

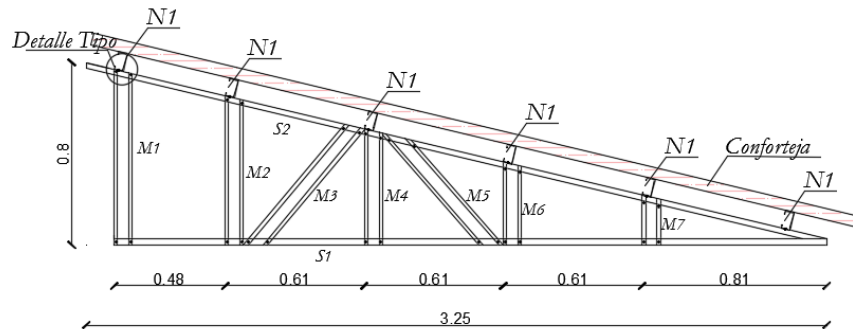


Figura 115: Cercha Tipo A

Se puede evidenciar que tanto las soleras superior e inferior están conformados por perfiles C50x25x3, a su vez los montantes estarán conformados por perfiles G80x40x15x2 de iguales características calculadas anteriormente, ambos laminados en frío; a su vez se considera que el techo será constituido por un material liviano, sea este zinc, galvalume o a su vez conforteja el cual viene incluido con lana de vidrio para darle la característica de aislante acústico y térmico a la vivienda.

La cabriada resistirá las cargas puntuales provenientes de las correas, por lo que se debe verificar los elementos a compresión, tracción y flexión si hubiere, tomando en cuenta que la cercha será anclada cada 61 cm a la viga trabe.

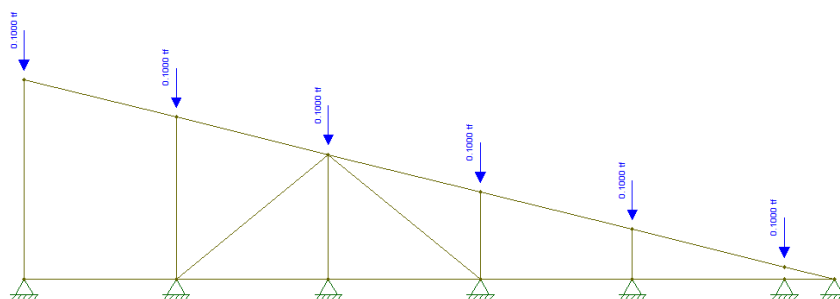


Figura 116: Cargas a la cercha

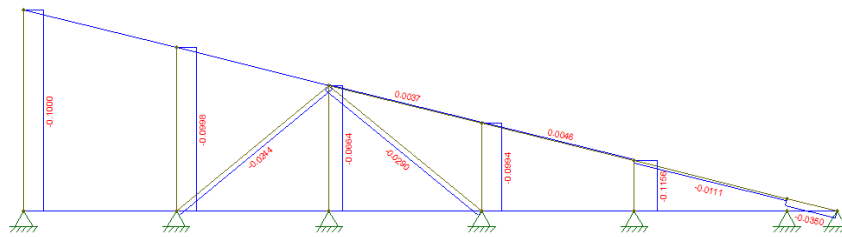


Figura 117: Diagrama Normal

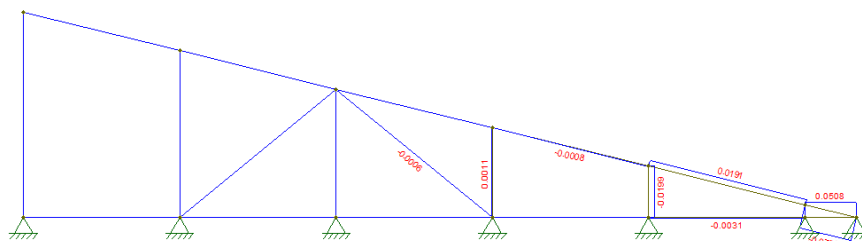


Figura 118: Diagrama a Corte

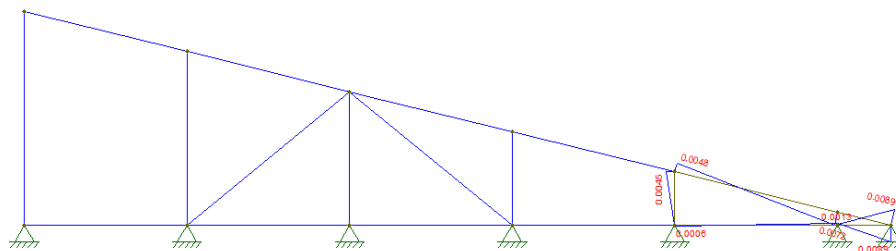


Figura 119: Diagrama de Momento

Por lo que la cercha deberá ser comprobada con los valores máximos de tracción, compresión, flexión, dependiendo los diferentes diagramas y los elementos afectados.

Como resumen de fuerzas máximas se tiene:

- Compresión: 115.6 kg, verificado en montante
- Tracción: 11.1 kg, verificado en solera
- Flexión: 4.5 kg-m, verificado en montante.

3.10.3.2.1. Chequeo por Compresión

Para el chequeo por compresión se verificará en los montantes puesto que en las soleras este valor es similar a cero, el momento resistente será determinado por la siguiente ecuación según determinada en la sección E3.

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Dónde:

- F_{cr} Tensión de pandeo por flexión
- A_g Área gruesa

Para obtener la tensión de pandeo por flexión se tiene:

- Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \times F_y$
- Si $\frac{KL}{r} > 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 \times F_e$

Dónde:

$$\frac{1 \times 290}{3.6} \leq 139.32 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \times F_y$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 290}{3.16}\right)^2}$$

$$F_e = 2460.92$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2400}{2460.92}\right) \times 2400$$

$$F_{cr} = 1636.15$$

Donde la resistencia a la compresión es:

$$P_n = 1636.15 \times 3.54$$

$$P_n = 5.79 T_n$$

Por lo que su demanda/capacidad sería:

$$\frac{D}{C} = \frac{0.1156}{5.79} \rightarrow 2\% \text{ OK}$$

3.10.3.2.2. Flexión

Al ser los montantes de iguales características que las correas, se verificó que las mismas resisten 0.0893 Tn-m, por lo que la demanda/capacidad sería:

$$\frac{D}{C} = \frac{0.0045}{0.0893} \rightarrow 5\% \text{ OK}$$

3.10.3.2.3. Tracción

Para el chequeo por tracción en la solera, se utilizará las condiciones del capítulo D del código AISC 360-10, la que determina la siguiente ecuación:

Tabla 60

Propiedades de Solera C50x25x3

PROPIEDADES SOLERA C		
B	5	cm
H	2.5	cm
e	0.3	cm
Área	2.7	cm ²
I_x	9.7	cm ⁴
S_x	3.88	cm ³
r_x	1.89	cm
I_y	1.57	cm ⁴
S_y	1.57	cm ³
r_y	0.76	cm

$$P_n = \phi \times F_y \times A_g$$

$$P_n = 0.90 \times 2400 \times 2.7$$

$$P_n = 5.83 \text{ Tn}$$

Por lo que la demanda/capacidad sería:

$$\frac{D}{C} = \frac{0.003}{5.83} \rightarrow 0.05\% \text{ OK}$$

Por lo que la cabriada resiste las cargas actuantes sobre la misma, de la misma manera se debe verificar las demás cerchas, por lo que se sugiere emplear un

programa computacional para agilizar el cálculo y diseño, las cerchas tipo B y C se detallan a continuación.

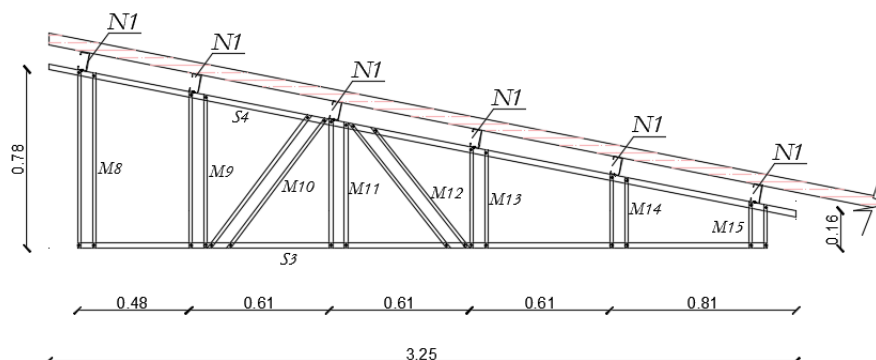


Figura 120: Cercha tipo B

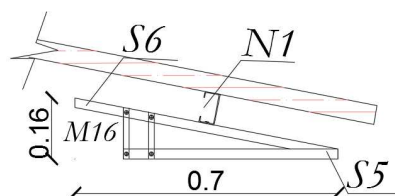


Figura 121: Cercha tipo C

3.10.3.3. Unión

Para el caso de uniones a la cercha se tomará como referencia las recomendaciones del manual de ingeniería de Steel Framing del Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero. Para el caso de la conexión del Steel Framing, se recomienda que los tornillos sean de 10 a 12 mm más largos que el espesor total a conectar y que al menos tres hilos aparezcan de la cara del material para asegurar una conexión adecuada. (Dannemann, 2007, pág. 33)

Es recomendable que se respete un espaciamiento de 3 diámetros entre tornillos y respecto del borde en dirección del corte. En la dirección perpendicular a la fuerza se puede reducir a 1,5 diámetros esa distancia. (Dannemann, 2007, pág. 34)

Basados en los conceptos anteriormente mencionados, se decide emplear tornillos de cabeza ancha tipo lenteja empleados comúnmente para unir metal/metal;

la longitud del mismo depende del espesor de los perfiles a unir (montante 2mm, solera 3mm), sabiendo que comercialmente las longitudes de los tornillos hexagonal son de todo tamaño, pero para el proyecto se empleará hexagonales de ¾”, con lo que se cubriría esa necesidad.

Las características estructurales de los tornillos son:

- Grado 5
- Acero de bajo carbono, templado y revenido
- Carga de Prueba (Tracción) $74 \text{ KPSI} \cong 5213.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Esfuerzo de ruptura $120 \text{ KPSI} \cong 8454.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Para cubrir parámetros mínimos de espaciamiento en la conexión se considera dos diámetros del tornillo a partir del borde del área útil y tres diámetros entre tornillos, es decir:

- Espaciamiento del borde al tornillo:

$$\text{Esp. borde} = 2 \times 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{Esp. borde} = 1.2 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

- Espaciamiento del borde al tornillo:

$$\text{Esp. tornillo} = 3 \times 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{Esp. borde} = 1.8 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm} \rightarrow \text{por método constructivo}$$

Los tornillos son elementos que no tienden a fallar por corte, por lo que las uniones se elaborarán con el número que entran en las caras de contacto entre los montantes y las soleras, es decir:

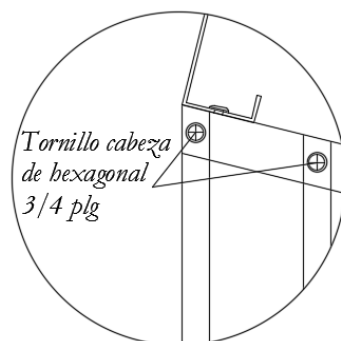


Figura 122: Unión tipo Montante – Solera vista frontal

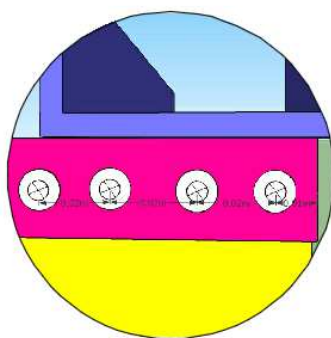


Figura 123: Unión tipo Montante - Solera vista posterior

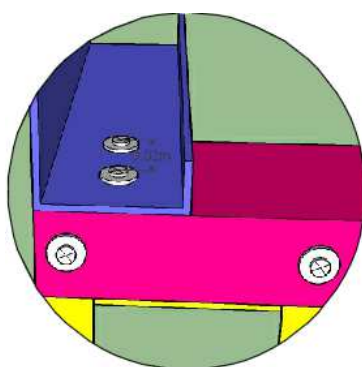


Figura 124: Unión Montante-Solera-Correa

Como se evidencia se decide colocar 2 tornillos cabeza hexagonal $\frac{3}{4}$ " en el área de contacto en su vista frontal y 4 tornillos en su parte posterior; para fijar la correa a la solera se emplea 2 tornillos espaciados 2 cm. entre sí, respetando los espaciamientos anteriormente calculados.

3.11. Empalmes de columnas

Los empalmes de columnas no es nada más que la unión o continuidad de columna a columna y además se busca que la columna mantenga la continuidad para que pueda soportar los esfuerzos producidos por la estructura y la unión no falle, es un cálculo delicado ya que de cometer errores tendría serios efectos durante un sismo, por tal motivo al igual que la unión de viga a viga, los empalmes de columna toman gran importancia en el cálculo.

3.11.1. Teoría general de empalmes

Los empalmes de columnas se recomienda colocarlos a partir de los 2 pies de altura después de la conexión viga – columna, en el código (NEC - SE - AC, 2014, pág. 39) manifiesta que dichos empalmes deben realizarse por lo menos a 1,20 m de distancia de la conexión, cuando se trabaje con soldadura de filete o soldadura de penetración parcial.

Según (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 172) manifiesta que la distancia mínima para los empalmes de columna en edificaciones de varios pisos debe ser el valor de 4 pies es decir de 121 cm, además que existe una diferencia bien marcada entre empalmes que trabajan a tensión como empalmes que trabajan a compresión.

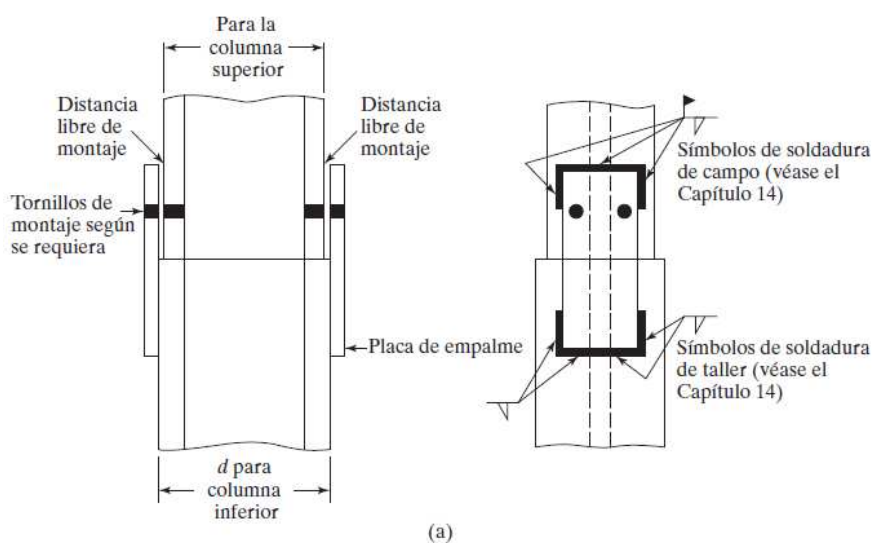


Figura 125: Ejemplo empalme de columna

Fuente: (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 172)

Las columnas deben ser maquinadas o esmeriladas para que trabajen en conjunto con las placas de unión caso contrario los empalmes deben diseñarse para que soporten el 100 % de las cargas actuantes en la zona de la unión.

3.11.2. Empalme definido

Para los empalmes de las columnas del proyecto se definió la misma metodología desmontable y se trabaja con 4 placas de acero A36 de 200 x 100 x 5 para las cuatro caras del perfil metálico de columnas, las mismas que su mitad de longitud es decir 100 mm es soldada en las bases de las columnas de la segunda planta, la otra mitad que queda libre embona en la parte superior de las columnas de la planta baja en donde existe agujeros para el aseguramiento con 2 pernos de 5/8" con una pretensión de 150 lb-pie. Además, por seguridad se debe colocar puntos de suelda en el empalme de la columna de la primera planta que adicionalmente va empernado como se mencionó.

La altura definida para realizar los empalmes es de 80 cm alejado de la conexión viga - columna, difiere un poco de la teoría anterior de 1,20 m, por el motivo que los esfuerzos en ese punto son casi nulos, y además para aligerar el peso de las columnas de primera planta. También se tomó mucho cuidado de que los agujeros no se interpongan entre, si el uno se encuentra a 3,5 cm de cabeza de columna y el siguiente a 6,5 cm respectivamente.

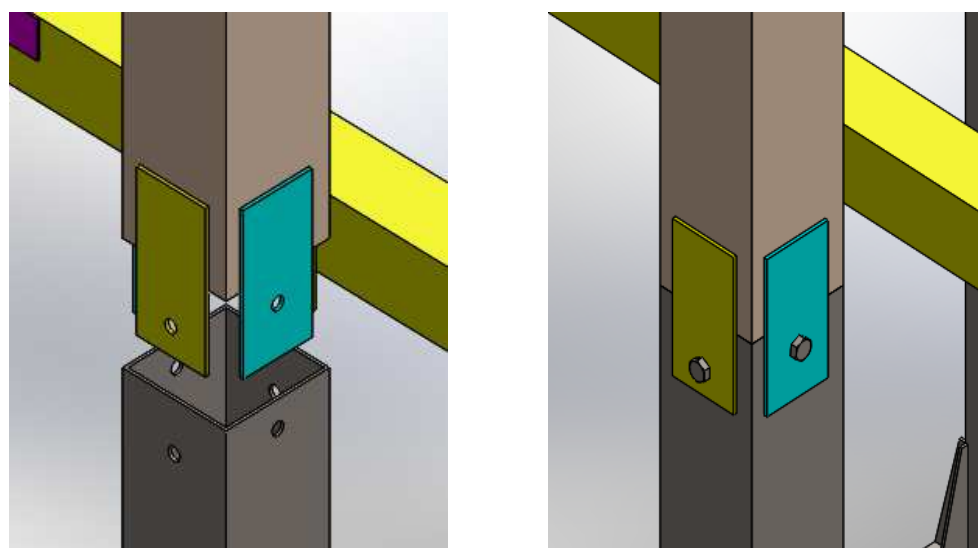


Figura 126: Empalme de columnas

Para el cálculo se basó en formulas del código ecuatoriano NEC que son las siguientes:

Para la resistencia a fluencia

$$R_f = 0.50 \times R_y \times F_y \times A_f$$

Dónde:

<i>R_y F_y</i>	Esfuerzo probable de fluencia del material de la columna
<i>A_f</i>	Área del ala de la columna

Para la resistencia a corte

$$R_c = \frac{M_{pc}}{H}$$

Dónde:

<i>M_{pc}</i>	Momento plástico de la columna
<i>H</i>	Altura de piso a piso

El cálculo completo se encuentra en el *Anexo 2.a: “Empalmes de columna”* donde se detallan los procesos de cálculo realizados.

3.12. Diseño de la placa de anclaje para columna

Para el diseño de la placa para las columnas la metodología de cálculo se basó en la teoría brindada por la Cámara de la Industria de la Construcción y el libro de estructuras metálicas de McCormac, las hojas de cálculo se detallan en el *Anexo 2.b “Hoja de cálculo placa de anclaje”* donde se prosiguió con la metodología presentada a continuación:

3.12.1. Primera forma de cálculo.

Se menciona solo para el sentido A de la columna es decir la base, para el sentido de la altura es exactamente igual solo se cambian las longitudes de base por altura.

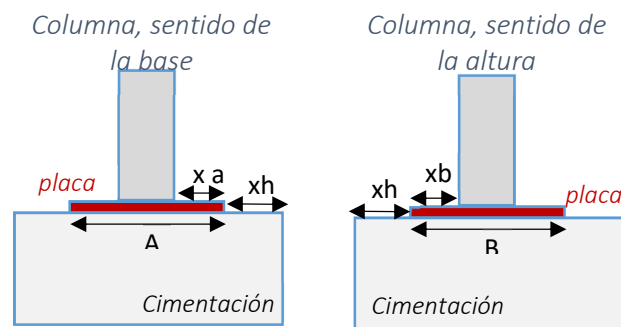


Figura 127: Esquema cálculo placa de anclaje

1. La placa se la calculó con la carga más crítica y para una excentricidad del 10%, luego se obtienen los momentos últimos en los sentidos de la columna, al ser la columna cuadrada los resultados son los mismos en cada sentido de análisis.

$$M_{ua} = P_u \times \text{excentricidad} \times A$$

Dónde:

- P_u Carga última más crítica que llega a la columna
 A Longitud de la base de la columna

2. Obtenemos los esfuerzos producidos q_1 , q_2 , q_3 en los sentidos de la columna, de forma similar como si fuera un cálculo de cimentación.

$$q_1 = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \times M_{ua}}{B \times A^2}$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} - \frac{6 \times M_{ua}}{B \times A^2}$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2)(A - m)}{A} + q_2$$

Dónde:

- M Momentos en cada sentido calculados en el paso 1
 A Longitud de la base de la columna
 B Longitud de la altura de la columna

m Distancia del extremo de la placa a la cara de la columna (x), aumentando un 5% de la longitud del sentido de análisis de la columna

$$m = x + 0,05 \times A$$

3. El esfuerzo q_1 debe ser menor al esfuerzo de aplastamiento (f_s) del hormigón y el acero, caso contrario se debe cambiar las dimensiones de placa (x_a) o hormigón (x_h).

Si $q_1 < f_s$ OK

$$f_s = 0.60 \times 0.85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_p h}{A_p}}$$

Dónde:

$A_p h$ Área de hormigón

A_p Área de la placa de anclaje

$\sqrt{\frac{A_p h}{A_p}}$ no debe sobrepasar el valor de 2

4. Obtenemos el momento resultante y podemos calcular el espesor necesario de la placa.

$$M_r = \left(\frac{q_3 \times m^2}{6} + \frac{q_1 \times m^2}{3} \right) \times B$$

$$\text{espesor placa} = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{\sigma \times B}}$$

Dónde:

M_r Momento resistente

σ Esfuerzo de fluencia del acero

B Longitud de la altura de la columna

5. Realizamos el mismo procedimiento para el otro sentido B y el resultado es la de mayor espesor entre los dos sentidos, se puede agregar rigidizadores, cartelas o atizadores lo que disminuye el espesor de la placa.

Los rigidizadores se colocan en un número mínimo de 2 por sentido y con un espesor mínimo de 3 mm. La forma de cálculo es la siguiente:

- ✓ Se obtiene el área tributaria o cooperante del rigidizador o atiezador

$$At = \frac{A}{(\# \text{ atiezadores} - 1)}$$

- ✓ El momento del atiezador se lo reemplaza con el momento resistente del paso 4 y se obtiene el espesor de la placa

$$M_{\text{atiezador}} = \frac{q1 \times At^2}{10}$$

Dónde:

At	Área tributaria del atiezador
q1	Esfuerzo producto de la carga última

- ✓ El espesor del atiezador se obtiene con la siguiente fórmula de referencia para el sentido A

$$\text{espesor}_{\text{atiezador}} = \frac{x b \times A}{\frac{\# \text{ atiezadores} - 1}{90}}$$

Dónde:

x b	Longitud de la cara de la columna al borde de la placa de anclaje en el sentido B
A	Longitud de la base de la columna

3.12.2. Segunda forma de cálculo.

Esta forma de cálculo es del libro de (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 218) el cual manifiesta que para placas de anclaje concéntricas:

1. Calculamos el área de pedestal de hormigón y la nomenclatura será A_2 y A_1 para el área de la placa.
2. Debemos tener presente que la relación entre $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ tiene como valor máximo 2 y de manera adicional basados en la fórmula de “resistencia aplastamiento nominal $P_p = (0.85 \times f'c \times A_1) \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ “del (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, pág. 210) deducimos el área de la placa A_1 .

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c (0.85 \times f'c) \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$$

Dónde:

P_u	Carga última más crítica que llega a la columna
ϕ_c	Factor del LRFD que es 0,60
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	Se asume el valor de 2
$f'c$	Resistencia a la compresión del hormigón

3. Con el valor de A_1 y siguiendo la metodología propuesta por McCormac se presenta un gráfico explicativo sobre los siguientes cálculos a realizar:

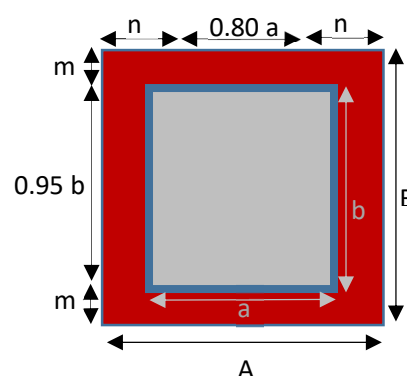


Figura 128: Vista en planta de la columna y placa base teoría McCormac

$$\Delta = \frac{0.95 \times b - 0.80 \times a}{2}$$

$$B = \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$A = \frac{A_1}{B}$$

4. Se calcula los valores $m - n - n'$ explicados en el gráfico anterior y se toma el valor mayor de los tres.

$$m = \frac{B - 0.95 \times b}{2}$$

$$n = \frac{A - 0.80 \times a}{2}$$

$$n' = \frac{\sqrt{b \times a}}{4}$$

5. Por último, se calcula el espesor de la placa base con el valor mayor de los tres anteriores mencionados.

$$\text{espesor} = (m - n - n') \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{0.9 \times F_y \times A \times B}}$$

Seleccionado el espesor de la placa que es de 6 mm mediante el cálculo de los dos métodos, adicional se agregó por mayor seguridad rigidizadores de 4 mm en los dos sentidos de la placa. A continuación, se muestra el esquema final de la placa de anclaje para el proyecto de vivienda:

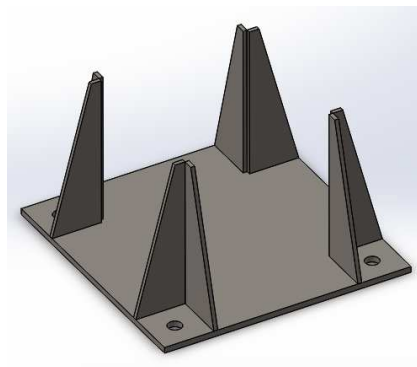


Figura 129: Placa de anclaje del proyecto

3.13. Anclajes de la estructura

3.13.1. Generalidades

- Los anclajes deben diseñarse para las cargas mayoradas de la estructura determinadas en un análisis elástico.
- La resistencia de los anclajes debe ser igual o mayor a las calculadas con las combinaciones de carga mayoradas.
- La resistencia del hormigón no debe exceder de 700 Kg/cm² cuando son anclajes preinstalados y 550 Kg/cm² cuando son anclajes postinstalados.
- Mínimo 4 anclajes para poder trabajar de una forma efectiva
- Tener presente que el proyecto se va a colocar anclajes preinstalados y sus valores de cálculo difieren de otros métodos.
- Tener en cuenta las separaciones críticas según los modos de falla:

Tabla 61

Separaciones críticas según modos de falla

Modo de Falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de concreto en tracción	3 h _{ef}
Resistencia de adherencia en tracción	2c _{Na}
Arrancamiento de concreto en corte	2c _{aI}

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

3.13.2. Requisitos de diseño de anclajes

Se basa en requisitos del (American Concrete Institute, 2014) en tracción y corte.

3.13.2.1. Requisitos de Tracción

El factor de reducción por tracción es de 0,75 basado en (American Concrete Institute, 2014, pág. 246) en el capítulo 17.3.2.3

3.13.2.1.1. Resistencia del acero

$$N_{sa} = \phi \times A_{seN} \times f_{uta} \times N$$

Dónde:

- A_{seN} Área transversal efectiva del anclaje (0.75 por ser roscada)
- f_{uta} Esfuerzo a tracción del acero
- N Número de anclajes
- ϕ Factor de reducción a tracción (0.75 recomendación ACI 318-14 por condición A)

En el programa de cálculo se detalla otra fórmula para verificar el área trasversal efectiva, el valor 0,75 es empírico, pero se demuestra en el programa de Excel que los valores son muy similares.

3.13.2.1.2. Desprendimiento del hormigón

Como tenemos espaciamiento entre anclajes menores a la tabla descrita anteriormente trabajamos como un Grupo de anclajes y la resistencia nominal no debe sobrepasar:

$$N_{cbg} = \phi \times \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \times \psi_{ec,N} \times \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b$$

Dónde:

- ϕ factor de reducción a tracción (0.70 recomendación ACI 318-14)
- A_{Nc} Es el área del bloque de hormigón según el espacio disponible para cumplir 1,5 hef.

hef constituye la distancia del anclaje recubierto de hormigón.

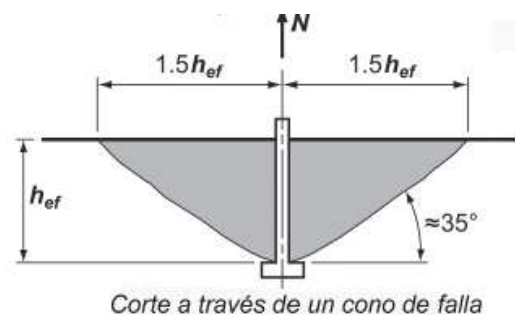


Figura 130: Distancia hef en anclajes

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

- A_{Nco} Es el área requerida para según la altura del bloque de hormigón h_{ef} .

$$A_{Nco} = 9 \times h_{ef}^2$$

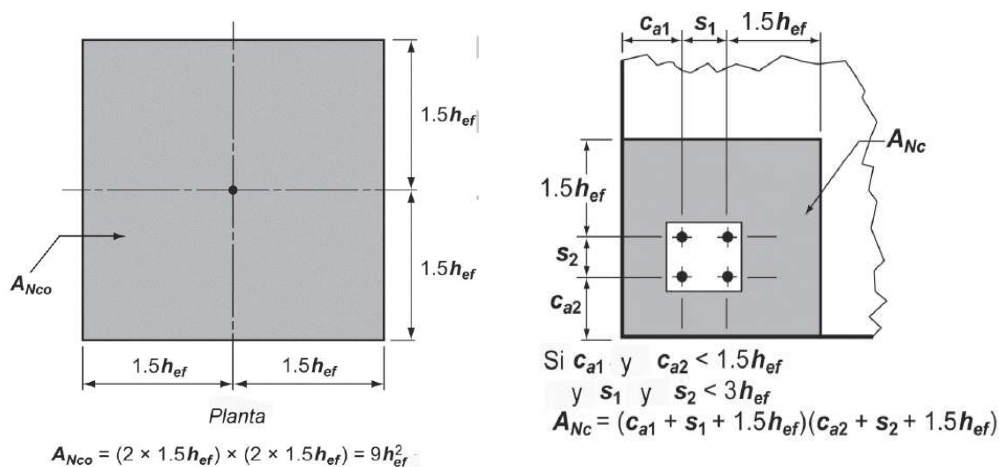


Figura 131: Cálculo de áreas para el desprendimiento del hormigón

Fuente: (American Concrete Institute, 2014, pág. 249)

- N_b resistencia básica al arrancamiento del hormigón de un anclaje en tracción embebido en concreto fisurado, no debe sobrepasar:

$$N_b = k_c \times \lambda_a \times \sqrt{f'c} \times h_{ef}^{1.5}$$

Donde el valor $k_c = 10$ y $\lambda_a = 1$ para anclajes preinstalados como es caso nuestro, cabe recalcar las unidades en esta fórmula que es Kg/cm^2 .

- $\psi_{ec,N}$ factor de modificación para grupos de anclajes por cargas excéntricas a tracción, sino posee tracción el anclaje la excentricidad es 0 y su valor adoptado es 1.
- $\psi_{ed,N}$ factor de modificación de efectos de borde para anclajes en tracción, en nuestro caso se calcula de la siguiente forma:

$$\psi_{ed,N} = 0,7 \times 0,3 \times \frac{c_{a,min}}{1,5 \times h_{ef}} \text{ si } c_{a,min} < h_{ef}$$
- $\psi_{c,N}$ factor de modificación para fisuración, el valor para anclajes preinstalados es 1,25
- $\psi_{cp,N}$ factor de modificación para anclajes postinstalados, en nuestro caso por ser anclajes preinstalados se toma el valor de 1

3.13.2.1.3. Arrancamiento del Anclaje

$$N_b = \phi \times \psi_{cp,N} \times N_p$$

Dónde:

- ϕ factor de reducción a tracción (0.70 recomendación ACI 318-14)
- $\psi_{cp,N}$ factor de modificación para fisuración, el valor para anclajes preinstalados es 1,4.
- N_p resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción en anclajes con ganchos se define

$$N_p = 0.9 \times f'c \times e_h \times d_a$$

$$3 \times d_a \leq e_h \leq 4,5 \times d_a$$

d_a Diámetro del anclaje

e_h Longitud gancho

3.13.2.1.4. Descascaramiento del recubrimiento lateral

En este caso particular no aplica este chequeo por no cumplir dos condiciones del mismo:

1. Solo es para el caso de pernos
2. Se debe cumplir la siguiente condición:

$$hef > 2.5 \times c_{a1}$$

3.13.2.1.5. Resistencia por adherencia

Igual que el punto anterior este chequeo no se lo realiza por ser anclajes preinstalados y no se realizan perforaciones taladradas para su instalación.

3.13.2.2. Requisitos por Corte

El factor de reducción por tracción es de 0,65 basado en (American Concrete Institute, 2014, pág. 246) en el capítulo 17.3.2.3. Además, se comprobó que trabaja

como un grupo de anclajes para el arrancamiento del concreto según las separaciones críticas establecidas en un inicio del tema.

3.13.2.2.1. Resistencia del acero

En este cheque tenemos la siguiente formula:

$$V_{sa} = 0.6 \times A_{se,V} \times f_{uta}$$

Dónde:

- $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje a corte
- f_{uta} esfuerzo a tracción del acero

3.13.2.2.2. Arrancamiento del concreto

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \times \psi_{ec,V} \times \psi_{ed,V} \times \psi_{c,V} \times \psi_{h,V} \times V_b$$

Dónde:

- A_{vc} es el área efectiva de corte con relación al borde de los anclajes donde la distancia de los anclajes al borde controla el cálculo del área.
- A_{vco} es el área proyectada para un anclaje individual y se calcula de la siguiente manera:

$$A_{vco} = 4,5 \times (c_{a1})^2$$

- c_{a1} distancia desde el eje de los anclajes al borde

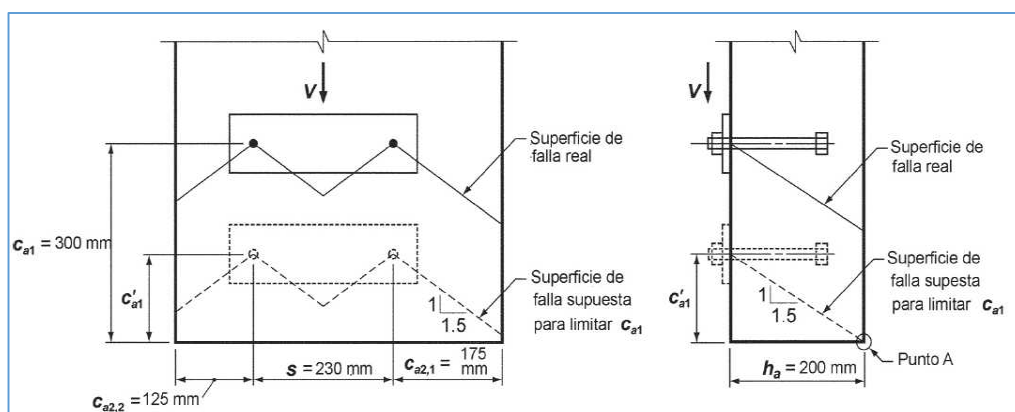
Cuando **ha** que es la altura del anclaje con relación al hormigón no cumple la siguiente relación:

$$h_a = 1,5 \times c_{a1}$$

Se adopta un **ha** del mayor de los siguientes cálculos:

$$\frac{c_{a2}}{1,5} \quad ; \quad \frac{h_a}{1,5} \quad ; \quad \frac{s}{3}$$

- c_{a2} mayor distancia al borde
- s espaciamiento máximo entre anclajes de un grupo



1. El valor real de $c_{a1} = 300$ mm.
2. Las dos distancias al borde c_{a2} igual que h_a son todas menores que $1.5c_{a1}$.
3. El valor limitante de c_{a1} (mostrado como c'_{a1} en la figura) para ser utilizado en el cálculo de A_{vc} y en las ecuaciones en 17.5.2.1 a 17.5.2.8 se determina como el mayor de:

$$c_{a2,\max}/1.5 = 175 \text{ mm}/1.5 = 117 \text{ mm}$$

$$h_a/1.5 = 200 \text{ mm}/1.5 = 133 \text{ mm (¡controla!)}$$

$$s/3 = 230 \text{ mm}/3 = 77 \text{ mm}$$

4. Para este caso, A_{vc} , A_{vco} , $\psi_{ed,V}$ y $\psi_{h,V}$ se determinan como sigue a continuación:

$$A_{vc} = (125 + 230 + 175)(1.5 \times 133) = 105735 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5(133)^2 = 79600 \text{ mm}^2$$

Figura 132: Ejemplo cálculo A_{vc} cuando las distancias son pequeñas

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

- V_b es la resistencia elemental al arrancamiento por cortante y se calcula de la siguiente manera en unidades kg/cm^2 :

$$V_b = 1.9 \times \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2} \times \sqrt{d_a} \times \lambda_a \times \sqrt{f'c} \times (c_{a1})^{1,5}$$

$$l_e = 8 \times d_a$$

- d_a diámetro del anclaje
- λ_a factor de modificación es 1 en condiciones normales
- $\psi_{ec,V}$ factor de modificación para grupos de anclajes con excentricidad en nuestro caso es valor es de 1
- $\psi_{ed,V}$ factor de modificación para grupos de anclajes para efecto de borde según la condición:

$$\psi_{ed,v} = 1.0 \quad \text{si} \quad c_{a2} \geq 1.5 \times c_{a1}$$

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \times \frac{c_{a2}}{1.5 \times c_{a1}} \quad \text{si} \quad c_{a2} < 1.5 \times c_{a1}$$

- $\psi_{c,v}$ factor de fisuración del hormigón adoptamos el valor de 1 ya que aceptamos fisuración del hormigón y el anclaje es mejor a 13 mm.
- $\psi_{h,v}$ factor de modificación para anclajes localizados en elementos de hormigón se calculó según:

$$\text{si} \quad h_a < 1.5 \times c_{a1}$$

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5 \times c_{a1}}{h_a}}$$

En otros casos no debe tomarse menor a la unidad.

3.13.2.2.3. Desprendimiento del concreto por cabeceo

No se aplica ya que el hef es mayor 65mm y no es necesario este chequeo. Al terminar el cálculo la varilla seleccionada es de 12 mm con un agujero en la placa de 14mm, con un numérico de 4 varillas y una longitud de 23 cm con una parte roscada de 5 cm y una pata en forma de L de longitud de 5 cm.

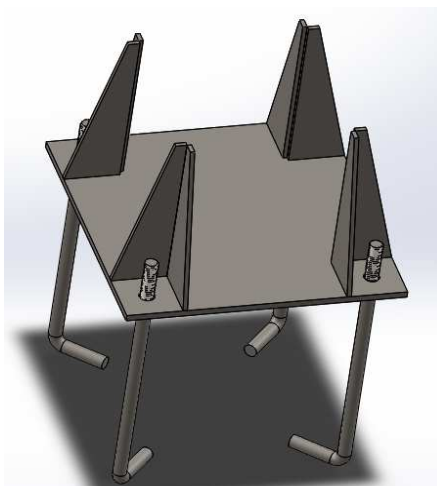


Figura 133: Placa más pernos de anclaje

Los detalles del cálculo de los anclajes, se detalla en el Anexo 2.c: “Hoja de cálculo de Anclajes”

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS VIGA - COLUMNA

Años atrás los diseños de estructuras metálicas en lo que tienen que ver con conexiones viga – columna, se lo realizaba por medio de remaches en caliente o roblones, los mismos que se los colocaba precalentados a una temperatura aproximada de 1.200 °C, pasándolos por perforaciones y remachando la cara opuesta, al momento de enfriarse la contracción brindaba la presión necesaria para unir los elementos.

En la actualidad se ha dado el paso a nuevas estrategias en este ámbito constructivo en las que mencionamos las dos principales de la actualidad:

- ✓ Conexiones con pernos
- ✓ Conexiones con soldadura

Entre estas dos últimas el sistema de conexión con pernos es más rápido y requiere menos personal calificado, al contrario del sistema con soldadura el cual necesita personal más capacitado y especializado, es decir de forma rápida los dos sistemas tienen sus ventajas y desventajas, aunque también y como se está dando en la mayoría de construcciones en la actualidad se aplica tanto soldadura como pernos es decir un sistema mixto el cual toma las ventajas de cada método para alcanzar los objetivos deseados en obra.



Figura 134 : Conexión apernada y soldada con placa

En este capítulo se detalla una guía básica para realizar conexiones metálicas teniendo cuenta los puntos más importantes ya que la teoría de juntas como se conoce en mecánica a las conexiones es muy amplia y extensa, se detalla en el **Anexo 2.d: “Hoja de cálculo de Conexión metálica”** programas con los que se realizó la conexión viga - columna para la vivienda propuesta en la investigación con el método en sus siglas en inglés LRFD que significa diseño por factores de carga y resistencia. También en el capítulo se lo completa con ejemplos de la opción de conexión con placas de corte y momento, aunque el cálculo completo se encuentra como se mencionó en la hoja de cálculo de Excel. Se espera que este capítulo ayude a comprender de una mejor manera las conexiones metálicas vista desde el punto de la ingeniería civil.

4.1. Resistencia mínima a la tensión especificada del acero

En el país el acero más común es el acero A36 el mismo que es una aleación de acero al carbono, existen otros aceros de mayor resistencia, pero para el proyecto de investigación de la vivienda desmontable se seleccionó el A36. Según el Código Ecuatoriano de la Construcción de Estructuras de Acero (NEC - SE - AC, 2014, pág. 25) en la pág. 25 detalla el esfuerzo a fluencia y último del acero ASTM A36:

$$F_y = 36 \text{ ksi} \quad - \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$1 \text{ ksi} = 1000 \text{ psi}$$

$$1 \text{ psi} = 1 \frac{\text{libra}}{\text{pulg}^2}$$

$$\text{Factor de } F_y \text{ a } F_u = \frac{58}{36} = 1.61$$

$$F_u = 1.61 \times F_y$$

Se puede estimar el esfuerzo último del acero por la multiplicación del factor 1.61 por el esfuerzo de fluencia.

4.2. Conexiones Apernadas

Las conexiones apernadas se destacan los siguientes puntos relevantes del sistema de conexiones metálicas apernadas:

- Requerimiento de menos personal con relación a otros sistemas de conexiones.
- Mano de obra menos calificada en comparación con la soldadura.
- No hace falta pernos de montaje como en la soldadura.
- Produce menos ruido durante su montaje que los remaches y soldadura.
- Equipo para montaje más económico y fácil de utilizar.
- Las juntas apernadas trabajan mejor y tienen más resistencia a la fatiga.
- Las estructuras apernadas son desmontables, ventaja clave para el proyecto de esta investigación.
- La parte de un perno constituyen de: 1) Cabeza 2) Cuerpo 3) Rosca

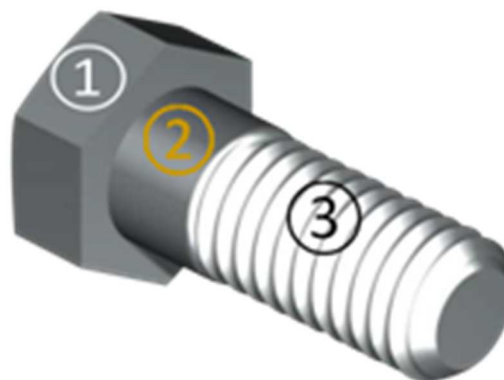


Figura 135: Partes de un perno

Fuente: (Callejas, 2017)

4.2.1. Tipos de pernos

Existen gran variedad de pernos en el mercado según sus usos y aplicaciones, en la parte estructural, específicamente en conexiones metálicas se pueden identificar dos principales tipos o grupos de pernos que son los ordinarios o comunes y los de alta resistencia.

4.2.1.1. Pernos ordinarios o comunes

También son conocidos como pernos sin tornear según McCormac “la ASTM designa a estos tornillos como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 1/2 a 1 1/2 plg en incrementos de 1/8 plg”. (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 391). Se utilizan en estructuras metálicas de poco peso y en elementos estructurales secundarios como correas, arrostros entre otros.

4.2.1.2. Pernos de alta resistencia

Los pernos de alta resistencia “se hacen a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados y tienen resistencias a la tensión de dos o más veces las de los tornillos A307”. (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 391)

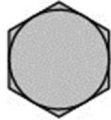
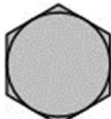


Existen dos grandes grupos según la resistencia del material y son:

- “Grupo A – ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449
- Grupo B – ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD.” (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 194).

De estos dos grupos hay que recalcar que los pernos A325 son realizados con acero al carbono mediano tratado térmicamente y los pernos A490 tienen una capacidad mayor de esfuerzos y poseen también tratamiento térmico y constituido de acero aleado. En el medio nacional las normas que se manejan para los pernos de alta resistencia o más conocidos como pernos estructurales, adicional a las anteriores normas ASTM tenemos otra norma americana SAE de la Sociedad de Ingeniería Automotriz la misma que se maneja por Grados para determinar la resistencia de los pernos. Otra norma con la que se maneja el campo estructural nacional es la norma alemana DIN siglas del Instituto Alemán de Normalización. Existen otras normas, pero las mencionadas son las más comunes en el país y como observamos en la siguiente tabla los grados de resistencia de los pernos comparten o tienen características muy semejantes en todas las normas.

Tabla 62

Grados de Pernos y normas equivalentes

MARCA GRADO PERNO	NORMAS (especificación)			MATERIAL	DIÁMETRO	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN MIN. (ksi)	LÍMITE DE FLUENCIA MIN. (ksi)
	SAE grado	DIN grado	ASTM grado				
	J-429 Grado 1 4.6	267 4.6	A - 307 A Y B	acero bajo carbono SAE 1010	# 4 - 1 1/2"	60	36
	J-429 Grado 2 5.8	267 4.6	A - 307 B	acero bajo carbono SAE 1018	# 4 - 3/4" 7/8" - 1 1/2"	74 60	53 36
	J-429 Grado 5 8.8	267 8.8	A - 449	acero medio carbono SAE 1038/1041	# 4 - 1" 1 1/8" - 1 1/2"	120 105	92 81
	J-429 Grado 8 10.9	267 10.9	A - 354 BD	acero aleado medio carbono SAE 4140/8740	# 4 - 1 1/2"	150	130

Fuente: (Tornillos y Tuercas, 2017)

4.2.2. Espaciamientos y distancias

Se define primeramente algunos términos en conexiones apernadas que nos necesarios para espaciamientos y distancias.

- **Paso (s).** - distancia entre tornillos de centro a centro en una dirección paralela al eje del miembro.
- **Gramil (g).** - distancia entre tornillos entre hileras de centro a centro en dirección perpendicular al eje del miembro.
- **Distancia al borde (Leh – Lev).** - distancia entre el centro de un tornillo y el borde de la placa.

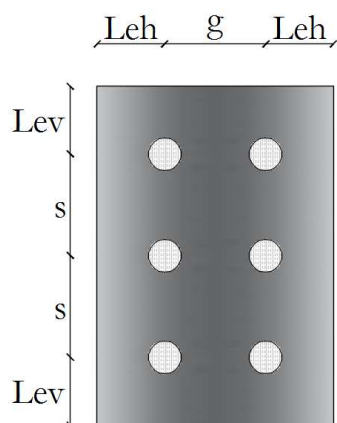


Figura 136: Términos en separaciones y distancias

Para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión el espaciamento mínimo de centro a centro entre pernos es de $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal, pero se adopta por recomendación y facilidad constructiva 3 veces el diámetro nominal del perno utilizado. El espaciamento máximo entre pernos de centro a centro se define si el perno está expuesto a corrosión o no, si está expuesto a corrosión el espaciamento máximo es de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 18 cm, si no está expuesto a corrosión atmosférica el espaciamento no debe exceder 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 30 cm.

La distancia mínima desde el centro de una perforación hacia el borde se toma según el diámetro del perno según especificaciones del AISC en el capítulo J en la tabla J3.4, pero se adopta por facilidad 2 veces el diámetro nominal del perno seleccionado y cumple con los requisitos de la tabla J3.4 del AISC. En cambio, la distancia máxima al borde para evitar la separación de las partes y entrada de humedad es de 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe pasar de 15 cm.

Tabla 63

Distancias mínimas Tabla J3.4 AISC

Distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada	
<i>Diámetro Perno</i>	<i>Distancia Mínima al Borde</i>
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d

Para distancias menores al borde y para agujeros del perno más grande verificar capítulo J

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 200)

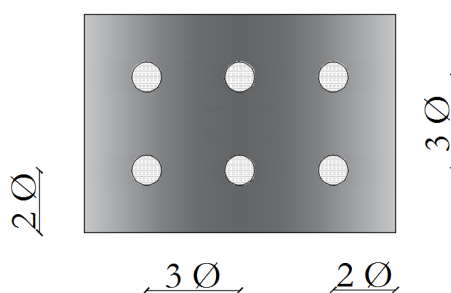


Figura 137: Espaciamiento y distancias mínimas conexiones apernadas

4.2.3. Tamaño de los Agujeros

Los tamaños de los agujeros para conexiones apernadas según instructores de la Cámara de la Industria y la Construcción CAMICOM y constructores en estructuras metálicas de Quito manifestaron que por experiencia se trabaja con diámetros $1/8$ veces más grandes que el diámetro del perno instalado. El AISC en el capítulo J en la tabla J3.3 brinda dimensiones para agujeros, pero realizando la

transformación en el sistema métrico decimal utilizado en el país las dimensiones son difíciles de ajustarse constructivamente hablando. El AISC proporciona dos tipos de agujeros el *estándar* y de *sobre tamaño*, este último con el valor de 1/8 veces el diámetro del perno. En los ensayos de la conexión se utilizó los factores brindados por la CAMICOM, pero después de los ensayos se tomó la decisión de cambiar estos valores por los mínimos que propone el AISC es decir si el perno es de 5/8" el agujero será de 17 mm es decir un 1/16" más grande que el diámetro del perno. Pero esto se explicará mejor en la descripción del ensayo.

Tabla 64**Diámetros de agujeros mínimos Tabla J3.3 AISC**

AGUJEROS SEGÚN EL DIAMETRO DEL PERNO AISC			
Φ Perno		Φ Agujero	
pulg	cm	pulg	cm
1/2	1,27	9/16	1,43
5/8	1,59	11/16	1,75
3/4	1,91	13/16	2,06
7/8	2,22	15/16	2,38
1	2,54	1 1/16	2,70
1 1/8	2,86	1 3/16	3,02
1 1/4	3,18	1 5/16	3,33
1 3/8	3,49	1 7/16	3,65
1 1/2	3,81	1 9/16	3,97

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 198)

Tabla 65**Diámetros para agujeros de conexiones apernadas (empírica 1/8)**

AGUJEROS SEGÚN EL DIAMETRO DEL PERNO (empírica)			
Φ Perno		Φ Agujero	
pulg	cm	pulg	cm
1/2	1,27	5/8	1,59
5/8	1,59	3/4	1,91
3/4	1,91	7/8	2,22
7/8	2,22	1	2,54
1	2,54	1 1/8	2,86
1 1/8	2,86	1 1/4	3,18
1 1/4	3,18	1 3/8	3,49
1 3/8	3,49	1 1/2	3,81
1 1/2	3,81	1 5/8	4,13

4.2.4. Control de apriete de pernos

Considerando que el proyecto se enfoca en una situación de emergencia y el personal que procederá al ensamblaje de la vivienda no será en su gran mayoría personal capacitado en estructuras metálicas, se ha considerado dos métodos sencillos para el apriete de pernos que son: *Vuelta de Tuerca* que depende de la longitud del perno y el *Apriete con Torquímetro* según la pretensión mínima del AISC.

Tabla 66**Apriete de pernos Método de la Vuelta de Tuerca**

Rotación de la tuerca a partir de la condición de <i>Contacto Pleno</i>	
Longitud del Perno L Diámetro del Perno d	Ambas caras normales al eje del perno (1)
$L < 4 d$	1/3 vuelta
$4 d < L < 8 d$	1/2 vuelta
$8 d < L < 305$ milímetros	2/3 vuelta

(1) Para otras condiciones ver Norma ASTM

Fuente: (Verdugo, 2000, pág. 186)

Para conseguir un apriete adecuado del perno se recomienda que el mismo sea de acero inoxidable y además colocar arandelas planas, de presión y tuerca, estos elementos secundarios se recomiendan que sean galvanizados. En el gráfico se muestra como debe ser el orden de los elementos de apriete, entre las arandelas planas existe un espacio lugar en donde va la conexión viga – columna.

1. Perno de acero inoxidable.
2. Arandelas galvanizadas planas.
3. Arandelas galvanizadas de presión.
4. Tuerca galvanizada.

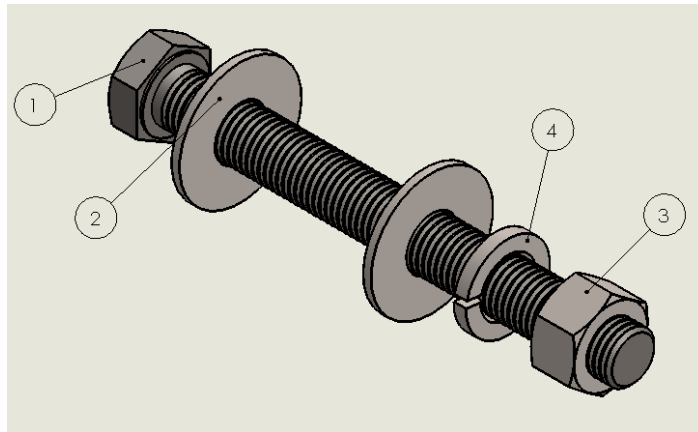


Figura 138: Perno y elementos de apriete para conexiones

Como el primero método no garantiza un apriete óptimo y más que todo no brinda una seguridad adecuada se optó por el segundo método el cual es por medio del torquímetro que recalca el (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, pág. 195) en la “tabla J3.1 en la pretensión mínima de los pernos”. Este método se basa en la siguiente fórmula para obtener el torque de apriete que no es más que la fuerza que produce rotación al perno:

$$T = D \times Pm \times K$$

En donde

- **D** Diámetro del perno

- P_m Pretensión mínima del perno
- K Factor del estado del perno – Lubricado y limpio = 0,15
- T Torque en unidades libra -pie

Tabla 67

Torque de pernos con torquímetro

DIÁMETRO pulgadas	PRETENSIÓN MÍNIMA libras	Factor K perno lubricado y seco (no oxido)	TORQUE libra - pie	
1/2	12000	0,15	75	80
5/8	19000	0,15	148	150
3/4	28000	0,15	263	270
7/8	51000	0,15	558	560

4.2.5. Modos de falla o estado de falla

Se describen los modos de falla o estados límites que gobiernan el diseño resistente de conexiones metálicas con pernos, los mismos que dependen del número de pernos, materiales del perno y elementos estructurales para conexiones como placas, ángulos, gussets, entre otros parámetros. Es importante mencionar que los estados límites de falla descritos son los principales, si verificamos conexiones precalificadas como se lo hará más adelante, en dichas conexiones describen estado de falla que son propios, por lo que podemos decir que estos modos de falla que mencionaremos sirven para conexiones precalificadas como no calificadas, la verificación se lo realiza tanto para fuerzas de corte y momento.

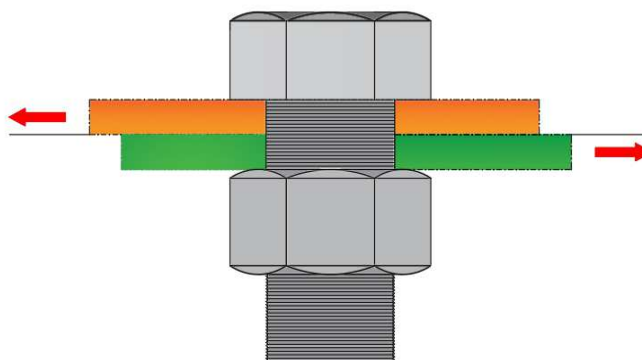


Figura 139: Perno sometido a fuerzas que provocan estado de falla

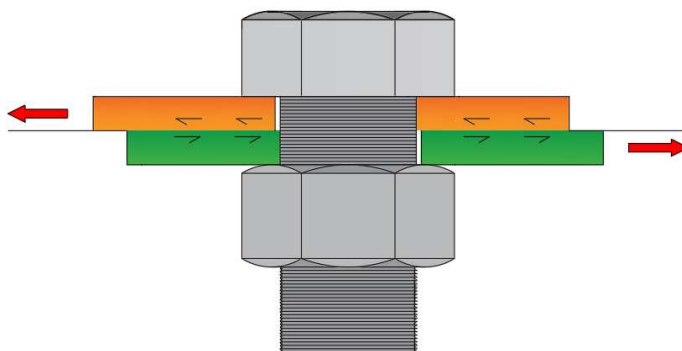


Figura 140: Fuerzas distribuidas por las placas que afectan al perno

4.2.5.1. Resistencia al corte

Esfuerzo que se origina por una fuerza perpendicular al eje longitudinal, actúan dos fuerzas sobre el eje longitudinal una a la derecha y otra a la izquierda o una fuerza arriba y otra abajo, todo esto para mantener el equilibrio estático, a las cuales el perno debe resistir, es importante mencionar que la resistencia al corte es individual por cada perno y la resistencia la componen el conjunto de pernos en la conexión, en esto juega un papel fundamental el material y el diámetro del perno seleccionado. No olvidar que el momento en las conexiones metálicas produce fuerzas de tracción y compresión, las mismas que el perno debe ser capaz de soportar y puede producir el corte del perno.

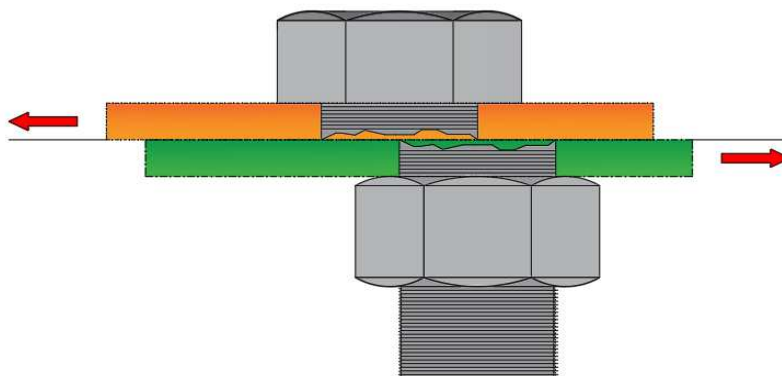


Figura 141: Efecto de la fuerza de corte en pernos

Conociendo la resistencia del perno a corte dada por la ficha técnica del fabricante podemos estimar la resistencia del mismo, en la conexión propuesta para la vivienda desmontable con perfiles tubulares tenemos dos pernos de 5/8" con un esfuerzo mínimo al corte de 85 ksi en este caso tendremos la siguiente resistencia:

$$\begin{aligned} \text{Área perno } 5/8" &= 1,98 \text{ cm}^2 \\ Fu = 85 \text{ ksi} &= \frac{85 \times 1000}{14.23} = 5973 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{dato dado por el fabricante} \\ \text{Diametro perno } 5/8" &= 1,59 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Q = LRFD \text{ factor} \times \phi \times Fu \times Ap \times \text{número de pernos}$$

$$Q = 0,75 \times 1,59 \times 5973 \times 1,98 \times 2$$

$$Q = 17.73 \text{ Tn}$$

El conjunto de dos pernos de 5/8" tiene una resistencia al corte de 17.73 Tn.

4.2.5.2. Resistencia por tracción

Es necesario mencionar que la resistencia a la tracción se da tanto en los pernos como en las placas o ángulos de conexión de ser el caso. Para el caso de pernos es muy similar a la resistencia de corte vista en la sección anterior lo que varía es la resistencia del perno a tracción y los demás cálculos son similares, pero solo para el caso de los pernos.

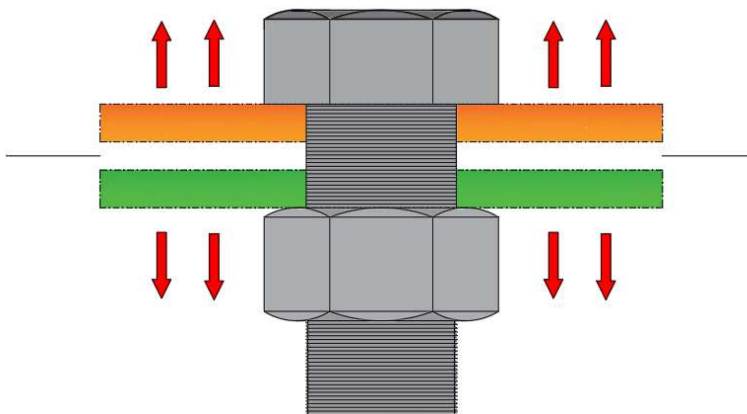


Figura 142: Perno sometido a tracción

Para elementos de conexiones que no son pernos es decir ángulos, placas u otro elemento se realizan los siguientes chequeos propuestos en el capítulo J sección “J4. Elementos involucrados de miembros y elementos conectados” (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 206)

- Para **ruptura en tracción** de elementos conectores:

$$R_v = F_u \times A_e$$

$$\phi(LRFD) = 0,75 \quad \Omega(ASD) = 2,00$$

- Para **fluencia en tracción** de elementos conectores

$$R_y = F_y \times A_g$$

$$\phi(LRFD) = 0,90 \quad \Omega(ASD) = 1,67$$

En donde

- F_u Resistencia a tracción mínima o resistencia última
- F_y Tensión mínima a fluencia
- A_e Área efectiva del elemento (restando área de los agujeros de pernos)
- A_g Área total del elemento

4.2.5.3. Resistencia al aplastamiento del material

Este parámetro se verifica para todas las juntas apernadas y es el esfuerzo generado por la fuerza axial de la interacción entre la placa y el perno, casi siempre sufre deformaciones la placa o elemento que sirve de conexión, y se produce por la acción del perno, este esfuerzo nos permite comprobar el espesor de la placa ya que el perno no necesita esta verificación por su resistencia superior, el aplastamiento se calcula para cada perno, es decir la resistencia da el conjunto de pernos.

A continuación, se trabaja con la fórmula propuesta por “Frank y Yura (1981)” (Comentarios - American Institute of Steel Construction , 2010), donde se especifica que la elongación de un agujero para pernos mayor que 6 mm comienza a partir, que la fuerza de aplastamiento es mayor que la resistencia nominal de aplastamiento:

$$Ra = 2.4 \times dp \times t \times Fu$$

$$t = \frac{Ra}{2.4 \times dp \times Fu}$$

$$Ra = 1.2 \times l_c \times t \times Fu \leq 2.4 \times dp \times t \times Fu$$

Dónde:

- Ra** Resistencia nominal de aplastamiento de perforaciones de pernos
- dp** Diámetro nominal del perno
- Fu** Resistencia a tracción mínima especificada
- t** Espesor del material conectado
- lc** Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde del perforación adyacente o borde del material

Observamos que la fórmula tiene su limitante por lo tanto siempre tomamos el menor valor

En el caso de las conexiones con placa propuesta en la vivienda tenemos los siguientes datos: espesor de la placa 5 mm, fu del acero A36 (ocupado en la viga

como en la placa) es de 4073 kg/cm^2 , dos pernos para la conexión de $5/8''$, distancia al borde $7,30 \text{ cm}$, viga de $100 \times 100 \times 4$.

Verificación en la viga

$$Ra = 1.2 \times 7.30 \times 0.4 \times 4073 \times 2 \text{ (# pernos)}$$

$$Ra = 0,75 \text{ (LRFD)} \times 28.54$$

$$Ra = 21.41 \text{ Tn.}$$

$$Ra = 2.4 \times 1.59 \times 0.4 \times 4073 \times 2 \text{ (# pernos)}$$

$$Ra = 0,75 \text{ (LRFD)} \times 12.41$$

$$Ra = 9,31 \text{ Tn.}$$

La resistencia al aplastamiento de la viga es de 9.31 Tn

Verificación en la placa de momento $150 \times 120 \times 5$

$$Ra = 1.2 \times 7.30 \times 0.5 \times 4073 \times 2 \text{ (# pernos)}$$

$$Ra = 0,75 \text{ (LRFD)} \times 35.68$$

$$Ra = 26.76 \text{ Tn.}$$

$$Ra = 2.4 \times 1.59 \times 0.5 \times 4073 \times 2 \text{ (# pernos)}$$

$$Ra = 0,75 \text{ (LRFD)} \times 15.52$$

$$Ra = 11,64 \text{ Tn.}$$

La resistencia al aplastamiento de la viga es de $11,64 \text{ Tn}$

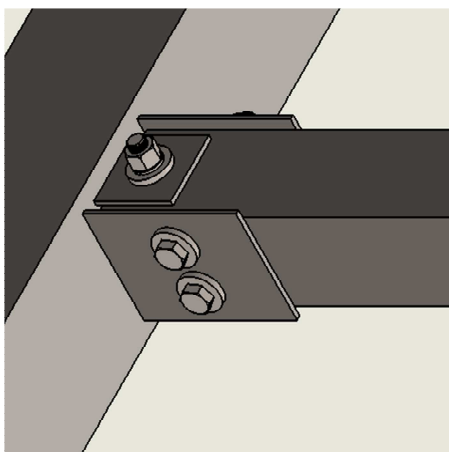


Figura 143: Conexión con placas de corte de momento

Estos chequeos se los debe realizar tanto a las placas o ángulos de conexión como a las vigas como se lo reviso y compararlos con las fuerzas que se apliquen en la conexión, ya que este chequeo es individual a menos que los materiales se encuentren conectados entre sí. De forma adicional el AISC propone otra forma de cálculo para de “conexiones hechas utilizando pernos que pasan por completo miembros cajón no atiesados o perfiles tubulares” (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 205). Para la conexión propuesta se tomaron las dos formas de cálculo.

$$Ra = 1.8 \times A_{pb} \times F_y$$

Dónde:

A_{pb} *Área proyectada de apoyo*

F_y *Tensión de fluencia mínima especificada*

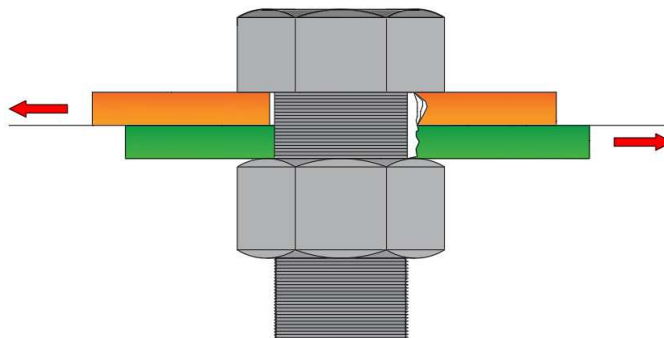


Figura 144: Aplastamiento del elemento por acción del perno

4.2.5.4. Bloque de Cortante

Según el “AISC” (American Institute of Steel Construction AISC, 2010) el bloque de cortante se da por la acción de dos tipos de fallas una por corte y otra perpendicular a la de corte conocida como falla por tracción, lo que produce un desgarramiento de una porción del elemento conectado, la fórmula de cálculo según el AISC es el siguiente:

$$R_n = 0.6 \times F_u \times A_{ev} + U_{bs} \times F_u \times A_{et} \leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{et}$$

Dónde:

A_{gv} Área total a corte

A_{ev} Área efectiva a corte

A_{et} Área efectiva a tracción

U_{bs} cuando la tensión de tracción es uniforme=1, caso contrario es 0,5

Cabe recalcar que el bloque de cortante no es un límite de fluencia más es un fenómeno de corte o desgarre.

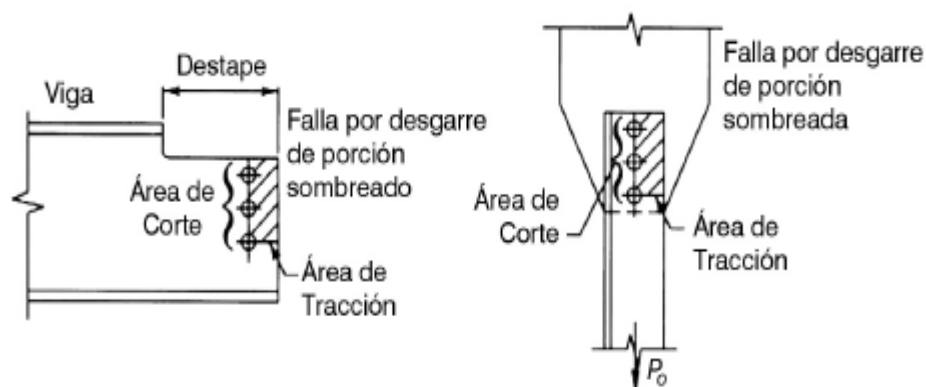


Figura 145: Superficie de Falla para estado límite de bloque de corte

Fuente: (Comentarios - American Institute of Steel Construction , 2010)

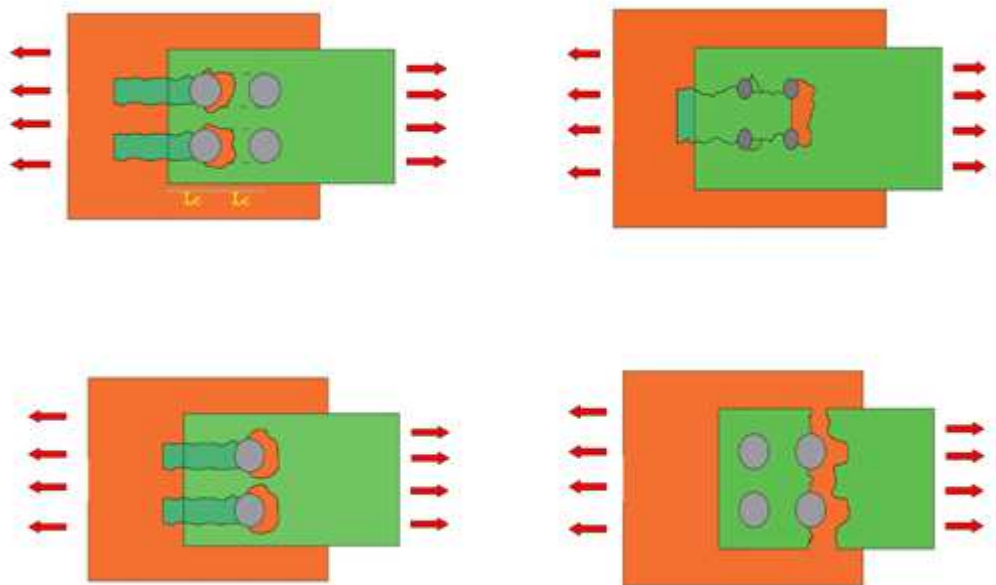


Figura 146: Efectos del bloque de cortante tanto en tracción como corte

Se comprobará la resistencia del bloque de cortante del ejemplo anterior para la conexión metálica propuesta por placas para corte y momento, como la placa a momento está sometida a fuerzas mayores no se verificará la placa a corte. Tenemos los siguientes datos placa de momento acero A36 de 5 mm de espesor con perforaciones pasantes de 19 mm y distancia de falla a corte de 5 cm y distancia de falla a tracción 7,5 cm, cabe recalcar que este plano de falla puede tener otros patrones geométricos, pero se ha considerado según la fuerza a resistir y su sentido el más probable patrón de falla.

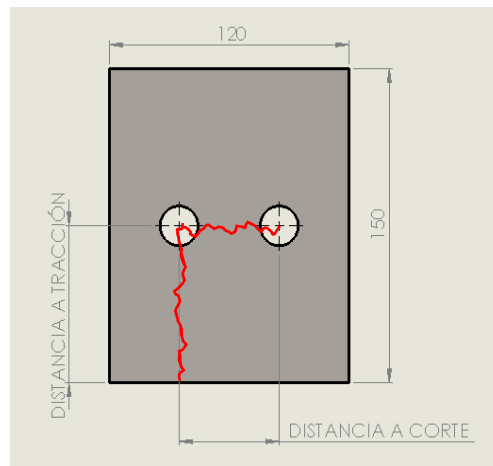


Figura 147: Bloque de cortante en placa a momento

$$R_n = 0.6 \times F_u \times A_{ev} + U_{bs} \times F_u \times A_{et} \leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{et}$$

$$F_u = 4073 \frac{kg}{cm^2} \text{ del Acero A36 del material}$$

$$F_u = 2530 \frac{kg}{cm^2} \text{ del Acero A36 del material}$$

$$A_{ev} = (5 - 1 \times 1.91) \times 0.5 = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{et} = (7.5 - 0.5 \times 1.91) \times 0.5 = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = 7.5 \times 0.5 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.6 \times 4073 \times 1.55 + 1 \times 4073 \times 3.27 \leq 0.6 \times 2530 \times 2.5 + 1 \times 4073 \times 3.27$$

$$R_n = 0.75 (LFRD) \times 17.12 \leq 0.75 (LFRD) \times 17.13$$

$$R_n = 12.84 \leq 12.85$$

La resistencia para el bloque de cortante es de 12.84 Tn

4.2.6. Resistencia a las fuerzas producidas por momento

En la anterior sección se verificó los estados de falla que deben soportar los elementos de la conexión, la fuerza actuante se verifica tanto de forma manual como en software en este caso se lo realizó con Etabs, pero los momentos que transmiten las vigas a la conexión generan fuerzas de tracción y compresión que son muy necesarias en la verificación de la conexión. Como detalla McCormac “se supone que estas fuerzas T y C se concentran en los centros de los patines de la viga a

conectar” (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 552) , es decir que lo que se debe saber es el momento y trabajar de la siguiente manera:

$$M = F \times d$$

$$F_{(C=T)} = \frac{M}{d}$$

Dónde:

M Momento

F Fuerza Aplicada

d Distancia donde se aplica la fuerza

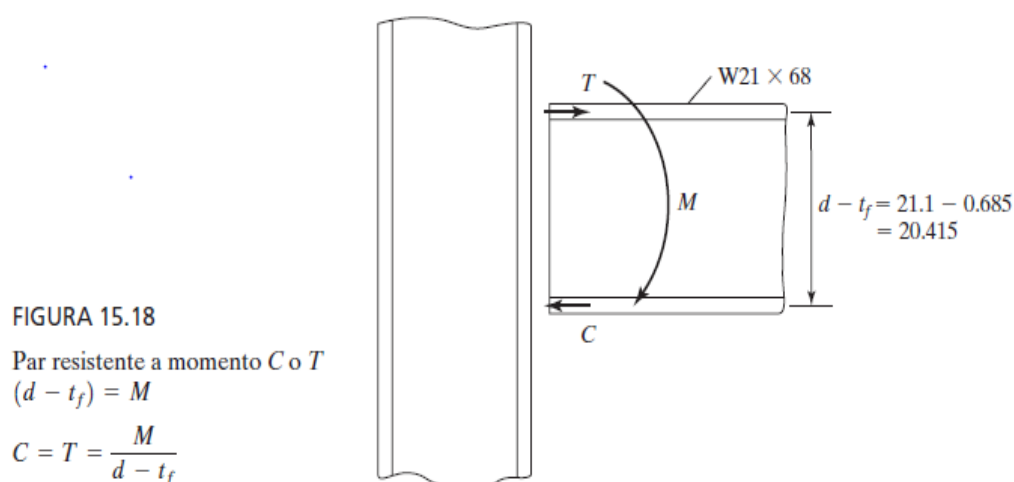


Figura 148: Cálculo de fuerzas de Compresión - Tracción en vigas

Fuente: (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 552)

Para detallar el ejemplo tenemos la conexión propuesta, con un momento de 0.9312 Tn. m, en una viga de acero A36 de 100 x 100 x 4

$$F_{(C=T)} = \frac{93.12}{10 - 0.4}$$

$$F_{(C=T)} = 9.7 \text{ Tn}$$

La conexión debe resistir fuerzas a momento de compresión y tracción de 9.7 Tn

4.3. Conexiones soldadas

Es un proceso en el que se unen partes estructurales metálicas mediante el calentamiento de superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro material fundido. Una conexión soldada, bien realizada, resulta mucho más resistente aproximadamente de 1 ½ a 2 veces que las partes miembros estructurales.

La resistencia efectiva de la suelda es mucho mayor que la requerida por las especificaciones estructurales debido a razones como, por ejemplo: los electrodos utilizados son de acero especial, el metal se funde eléctricamente y la rapidez de enfriado es mayor.

El terremoto de Northridge en 1994 en California constituye un antes y un después en lo que tienen que ver a conexiones metálicas y soldadura, dejó varias lecciones aprendidas como por ejemplo motivos de falla fueron: “soldaduras con porosidad, inclusión de escoria, las capacidades incompatibles de resistencia y deformación de las secciones de acero”, entre otras. (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 565)

Por estos motivos es poco probable que un soldador haga una soldadura con menor resistencia que la requerida por el diseño calculado. Los 3 pasos fundamentales para tener una buena soldadura, son los siguientes:

- Buenos procedimientos de soldadura.
- Soldadores calificados.
- Inspectores competentes en taller y en obra.

Otros factores que son importantes y determinantes:

- Electrodo apropiado.
- Corriente y voltaje.

- Propiedades del metal base y de aportación.
- Posición de la soldadura.

4.3.1. Ventajas de soldadura

Entre las ventajas más relevantes que podemos mencionar en lo que tiene que ver con soldadura tenemos las siguientes:

- Se utiliza menos cantidad de acero, es decir, si tenemos conexiones metálicas al unir una columna con una viga con soldadura utilizaremos menos acero que si lo haríamos con pernos.
- Permite continuidad a los elementos, especialmente entre empalmes de columna-columna o viga-viga, ya que la soldadura es tan resistente o más que el metal base.
- Facilidad para efectuar “cambios en el diseño, corregir errores durante el montaje (y a menor costo) si se usa soldadura. En relación con esta ventaja se tiene el caso de las reparaciones realizadas con soldadura en equipo militar en condiciones de batalla durante las décadas pasadas.” (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 471).
- La soldadura es más silenciosa que otros métodos como pernos y remaches, al no parecer una gran ventaja, pero cobra relevancia al trabajar en la ciudad.

4.3.2. Normas de soldadura

Los normas para soldadura en estructuras en el país se basan en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo NEC – SE – AC y el AISC donde se establecen parámetros para soldadura pero las dos hacen referencia y se basan a la norma AWS D1.1 de “la Sociedad Americana de Soldadura (AWS, por sus siglas en inglés) se fundó en 1919 para facilitar el crecimiento de la recientemente desarrollada tecnología de soldadura eléctrica como una alternativa a otros métodos de juntura de metales”. (AWS,México, 2017).

4.3.3. Proceso de soldadura

Existen varios procesos de soldadura, se desea en este apartado poner mayor énfasis en los procesos más utilizados dentro de la ingeniería civil, se detallan los siguientes:

- **Por Arco.** – Es el más utilizado en estructuras metálicas y el calor de fusión se lo consigue mediante un arco eléctrico entre el electrodo y elementos estructurales a soldar. El arco eléctrico es una chispa continua y constante durante la soldadura. La energía eléctrica utilizada en este proceso se transforma en calor por la resistencia del medio ambiente (aire) entre los elementos a soldar y el electrodo utilizado.

“A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura.” (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 472)

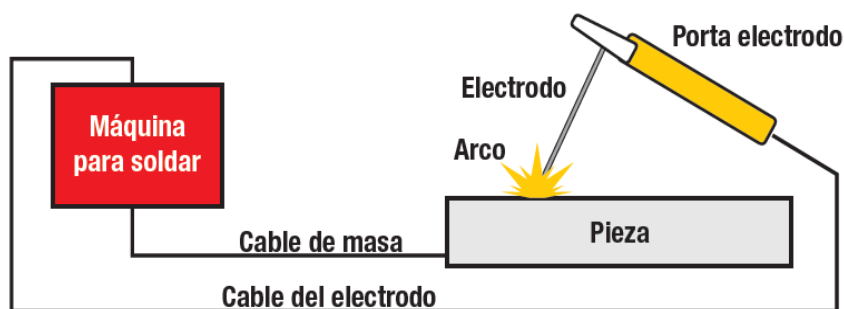


Figura 149: Esquema general soldadura por arco eléctrico

Fuente: (ACESCO, 2012, pág. 4)

- **Por Llama o Gas.** – Es poco utilizado en estructuras metálicas y “el potencial eléctrico para obtener la coalescencia del metal base se obtiene de la llama generada en la quema de un combustible (Gas natural, Butano, Propano, Acetileno, Gasolina, etc.) en presencia de oxígeno, O₂.” (ACESCO, 2012, pág. 4).

Además de estos procesos existen otros como son soldadura por resistencia y soldadura por presión, pero como casi la totalidad de soldadura estructural es mediante arco se profundizará más sobre este proceso.

4.3.4. Soldadura de arco

En la soldadura de arco tenemos la siguiente clasificación:

Tabla 68

Clasificación soldadura por arco

Denominación		Siglas	Tipo
Soldadura de arco con metal de aporte protegido	Shielded metal arc welding	SMAW	Manual
Soldadura de arco sumergido	Submerged arc welding	SAW	Autom / Semi Autom
Soldadura de arco metálico gaseoso	Gas-metal arc welding	GMAW	Autom / Semi Autom
Soldadura de arco con núcleo fundente	Flux-cored arc welding	FCAW	Autom / Semi Autom

Todos estos procesos de soldadura de arco mencionados son precalificados por la norma (ANSI/AWS D1.1. 2000, 2000), es decir no necesita verificación adicional especialmente de su resistencia y se siguen todos los parámetros específicos de la norma. “El proceso soldadura de arco con metal de aporte protegido **SMAW** es el proceso usual que se aplica para soldadura manual, mientras que los otros tres son generalmente automáticos o semiautomáticos”. (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 475). Los más utilizados en construcciones metálicas son SMAW, GMAW y en puentes se trabaja generalmente con FCAW.

4.3.4.1. Soldadura de arco con metal de aporte protegido SMAW

Es la más utilizada en estructuras metálicas, aunque una desventaja que posee al trabajar de manera manual es el desperdicio del electrodo desventaja que será

detallado en la descripción de la soldadura GMAW, la empresa de acero colombiana Acesco del 2012 manifiesta lo siguiente sobre la soldadura SMAW:

En este proceso se mantiene un arco eléctrico entre la punta de un electrodo cubierto (Coated Electrode) y la pieza a trabajar. Las gotas de metal derretido son transferidas a través del arco y son convertidas en un cordón de soldadura; un escudo protector de gases es producido de la descomposición del material fundente que cubre el electrodo, además, el fundente también puede proveer algunos complementos a la aleación, la escoria derretida se escurre sobre el cordón de soldadura donde protege el metal soldado aislándolo de la atmósfera durante la solidificación, esta escoria también ayuda a darle forma al cordón de soldadura especialmente en soldadura vertical y sobre cabeza. La escoria debe ser removida después de cada procedimiento. (ACESCO, 2012, págs. 6,7)

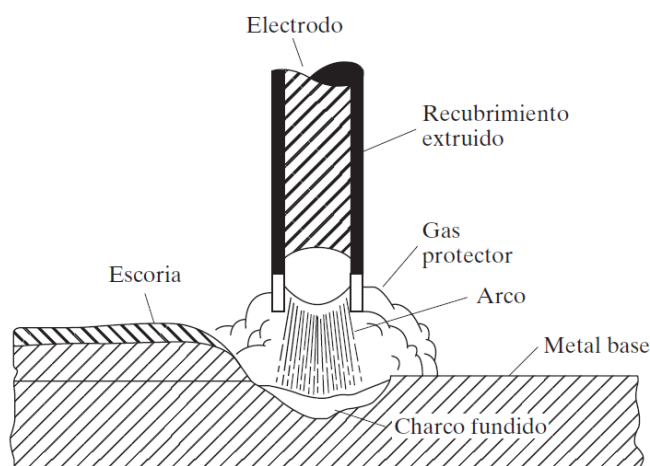


Figura 150: Elementos del proceso de soldadura SMAW

Fuente: (JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK, 2012, pág. 473)

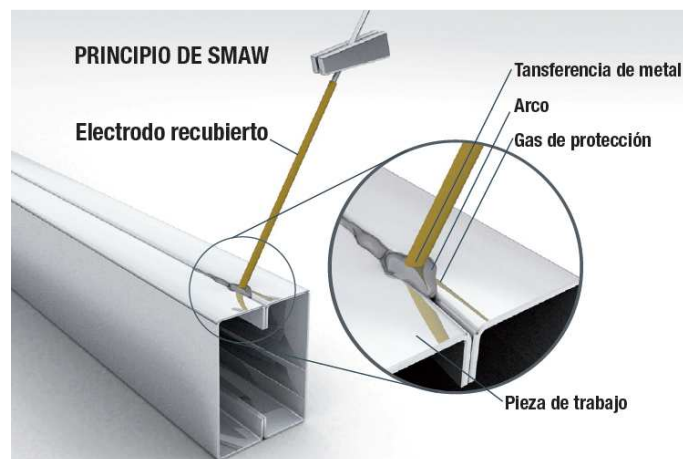


Figura 151: Esquema de aplicación de soldadura SMAW

Fuente: (ACESCO, 2012, pág. 6)

4.3.4.2. Soldadura de arco metálico gaseoso GMAW

Según el estudio de la empresa colombiana Acesco del 2012 manifiesta lo siguiente sobre la soldadura GMAW:

La Soldadura de Arco Metálico Gaseoso (Gas Metal Arc Welding, GMAW) o soldadura MIG (Metal Inert Gas) es un proceso en el cual un arco eléctrico es mantenido entre un alambre sólido que funciona como electrodo continuo y la pieza de trabajo. El arco y la soldadura fundida son protegidos por un chorro de gas inerte o activo. El proceso puede ser usado en la mayoría de los metales y gama de alambres en diferentes aleaciones y aplicaciones.

La soldadura MIG es inherentemente más productiva que la soldadura de arco manual, donde las pérdidas de productividad ocurren cada vez que el soldador se detiene para reemplazar el electrodo consumido. En la soldadura de arco manual también es notable la pérdida cuando el restante del electrodo que es sujetado por el porta electrodo es desechado. Por cada kilogramo de varilla de electrodo cubierto comprado, solamente alrededor del 65% es aprovechado como parte de la soldadura, el uso de alambre sólido y el alambre tubular ha incrementado la eficiencia entre 80-95% a los procesos de soldadura. (ACESCO, 2012, pág. 8)

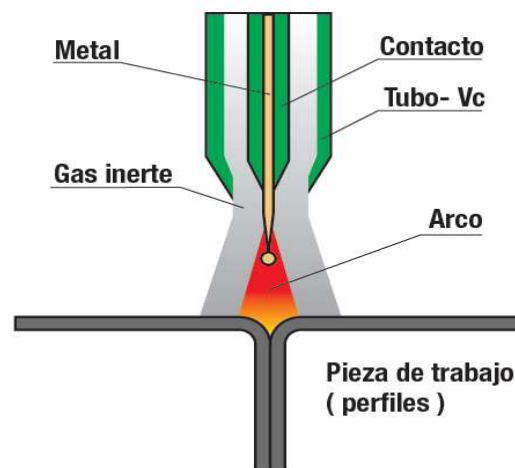


Figura 152: Esquema de aplicación de soldadura GMAW

Fuente: (ACESCO, 2012, pág. 8)

4.3.4.3. Soldadura de arco sumergido SAW

Es utilizada en su gran mayoría en puentes al brindar una penetración más profunda que otros procesos de soldadura de arco a lo que les permite tener una buena ductilidad, gran resistencia al impacto, resistencia a cargas y resistencia de mejor manera los efectos de la corrosión. Por estos motivos la soldadura de arco SAW se considera de buena calidad y son apropiadas para cordones de soldadura de gran longitud. Un problema de este tipo de soldadura es que su trabajo se limita a posiciones de soldaduras planas u horizontales.

4.3.4.4. Soldadura de arco con núcleo fundente FCAW

Constituye un proceso mediante el cual una especie de manguera de acero inserta contiene el electrodo con núcleo que es llenado con fundente para la unión de piezas metálicas el mismo que es alimentado por un carrete. Una ventaja es que su trabajo de soldadura se lo puede realizar en cualquier posición con el electrodo adecuado.



Figura 153: Soldadura FCAW vigas del hospital de Ambato

4.3.5. Electrodo de soldadura

4.3.5.1. Tipos de Electrodo

Los electrodos se dividen en forma muy general en dos grupos:

- Con recubrimiento ligero
- Con recubrimiento pesado

Los electrodos que tienen recubrimiento pesado son los utilizados en estructuras metálicas por la protección de gas y escoria que generan durante la soldadura lo que provoca mayor ductilidad, mejor resistencia a cargas y reducción de los efectos de la corrosión con relación a los electrodos de recubrimiento ligero.

4.3.5.2. Denominación de electrodos (AWS)

Para cada soldadura de arco precalificada se tiene nomenclatura específica según la Sociedad Americana de Soldadura AWS, para soldaduras en estructuras en el país la SMAW es la más utilizada, se presenta a continuación la nomenclatura del electrodo:

Para la soldadura de arco SMAW en la especificación AWS A5.1

E - (1) (2) (3) (4)

- E Electrodo
- (1) y (2) Resistencia mínima a la tracción en ksi
- (3) Código de posición
- (4) Características del recubrimiento, en ocasiones dígito (3) tiene incidencia en este parámetro.
Brinda información de corriente, arco, penetración, etc.

Para el código de posición tenemos la siguiente nomenclatura:

Tabla 69

Código de posición de soldadura

Código	Posición
1	Todas las posiciones de soldadura
2	Horizontal y plana
3	Plana
4	Plana, sobre cabeza, horizontal y vertical descendente

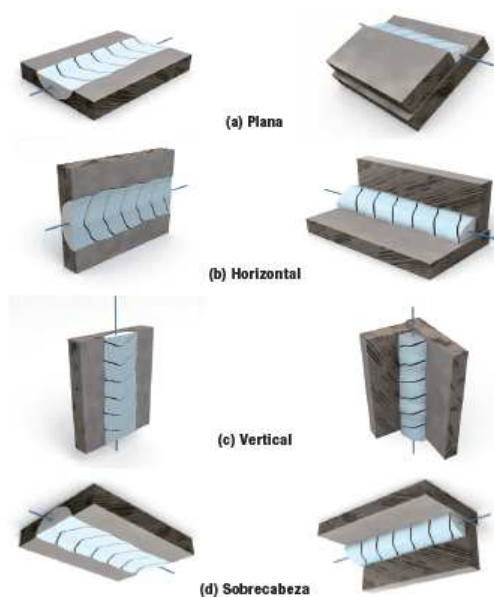


Figura 154: Posiciones de soldadura

Fuente: (ACESCO, 2012, pág. 5)

Para las características del recubrimiento del electrodo es decir el dígito cuarto de la nomenclatura tenemos la siguiente tabla:

Tabla 70

Codificación de usabilidad del electrodo (4)

CLASIF.	CORRIENTE	ARCO	PENETRACIÓN	FUNDENTE Y ESCORIA
EXX10	DCEP	Penetrante	Profunda	Celuloso - Sodio (0-10% de polvo de hierro)
EXXX1	AC o DCEP	Penetrante	Profunda	Celuloso - Potasio (0-10% de polvo de hierro)
EXXX2	AC o DCEN	Mediano	Mediana	Titanio - Sodio (0-10% de polvo de hierro)
EXXX3	AC o DCEP o DCEN	Suave		Titanio - Potasio (0-10% de polvo de hierro)
EXXX4	AC o DCEP o DCEN	Suave		Titanio - Polvo de hierro (25-40% de polvo de hierro)
EXXX5	DCEP	Mediano	Mediana	Bajo Hidrógeno - Sodio (0% de polvo de hierro)
EXXX6	AC o DCEP	Mediano	Mediana	Bajo Hidrógeno - Potasio (0% de polvo de hierro)
EXXX8	AC o DCEP	Mediano	Mediana	Bajo Hidrógeno - Polvo de hierro (25-40% de polvo de hierro)
EXX20	AC o DCEN	Mediano	Mediana	Óxido de hierro - Sodio (0% de polvo de hierro)
EXX22	AC o DCEN o DCEP	Mediano	Mediana	Óxido de hierro - Sodio (0% de polvo de hierro)
EXX24	AC o DCEN o DCEP	Suave	Ligera	Titanio - Polvo de hierro (50% de polvo de hierro)
EXX27	AC o DCEN o DCEP	Mediano	Mediana	Óxido de hierro - Polvo de hierro (50% de polvo de hierro)
EXX28	AC o DCEP	Mediano	Mediana	Bajo Hidrógeno - Polvo de hierro (50% de polvo de hierro)
EXX48	AC o DCEP	Mediano	Mediana	Bajo Hidrógeno - Polvo de hierro (25-40% de polvo de hierro)
DCEP - Corriente Directa Electrodo Positivo. DCEN - Corriente Directa Electrodo Negativo. AC. - Corriente Alterna Nota: El % del polvo de hierro está calculado en base al peso del fundente.				

Fuente: (ACESCO, 2012, pág. 6)

Para la soldadura de arco SMAW en la especificación AWS A5.5

E - (1) (2) (3) (4) – (5) (6)

- E Electrodo
- (1) y (2) Resistencia mínima a la tracción en ksi
- (3) Código de posición
- (4) Características del recubrimiento, en ocasiones dígitos (3) y (2) tienen incidencia en este parámetro.
Brinda información de corriente, arco, penetración, etc.
- (5) y (6) Composición química del material una vez soldado

Para la conexión propuesta se plantea el siguiente electrodo: **E – 7018**. El mismo que presenta una resistencia a la tracción de 70 ksi es decir 70000 psi, con posiciones de soldadura variadas lo que es muy beneficioso para un trabajo rápido y en cualquier posición, además el último dígito brinda información de corriente AC o DCEP con un arco y profundidad de soldadura mediana, además con un material fundente y escoria producida baja en Hidrógeno - Polvo de hierro (25-40% de polvo de hierro), es uno de los electrodos más comunes en nuestro medio.



Figura 155: Electrodo E-7018

Fuente: (The home depot, 2016)

4.3.6. Clasificación de soldadura

En el campo estructural se manejan dos tipos de soldadura que es la *soldadura a filete* y la *soldadura de tope* que puede ser de penetración parcial o penetración completa, adicional existen otros dos tipos de soldaduras que son la soldadura de tapón y de muesca pero su uso en el campo estructural es muy limitado por lo que el instructivo se centrara únicamente en las soldaduras de tope y de filete, cabe mencionar que todas la uniones metálicas del proyecto se las propone con soldadura a filete por las siguientes razones:

- Las soldaduras de tope, aunque presenta una mayor resistencia que las de filete son mucho más costosas, aproximadamente un 60% mayor e inclusive pueden llegar al 100% del costo de una de filete, y en el proyecto al ser de carácter social se requiere economizar costos.
- La soldadura de filete es de mayor rapidez, en cambio la soldadura de tope necesita que los elementos estructurales estén biselados lo que retrasa el proceso de soldadura.
- El personal para soldadura a filete no necesita ser tan calificado como los soldadores a ranura, lo cual reduce tiempos y costos especialmente en una situación de emergencia, donde el personal calificado y el tiempo de acción es escaso.



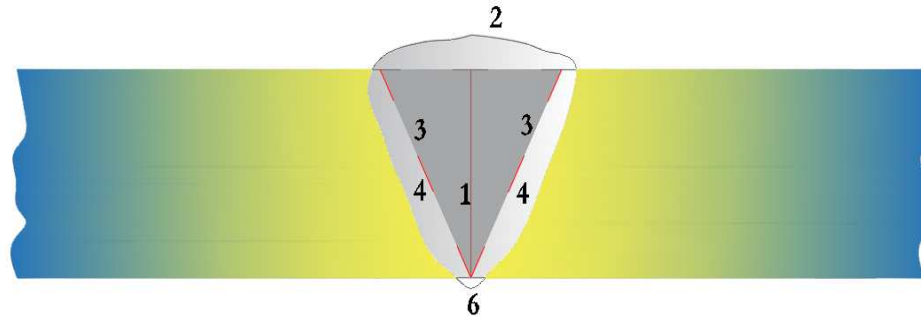
Figura 156: Soldadura de ranura de penetración



Figura 157: Soldadura a Filete práctica de soldadura ESPE

4.3.6.1. Soldadura de tope

Conocidas principalmente como soldadura de penetración completa y soldadura de penetración parcial, es la soldadura que mayor resistencia presenta, se detallan sus partes principales en el siguiente esquema:



- 1.- Garganta
- 2.- Cara
- 3.- Lados
- 4.- Zonas de Penetración
- 5.- Zona de Transición
- 6.- Raíz

Figura 158: Soldadura de tope de penetración completa

4.3.6.1.1. Área efectiva de soldadura a tope

Para obtener el área efectiva de este tipo de soldadura, consiste en la multiplicación de la longitud de la soldadura de penetración ya sea parcial o completa por la garganta efectiva que posee:

$$A_e = L \times g_e$$

Dónde:

- L*** longitud de la soldadura a tope
(se toma 1 cm para facilidad en los cálculos)
- g_e*** garganta efectiva

- Para la ***soldadura de tope de penetración completa*** la garganta debe ser igual a la parte de menos espesor (más delgada) conectada.
- Para la ***soldadura de tope de penetración parcial*** la garganta depende del proceso y la posición de soldadura y del tipo de bisel o surco, todo esto se especifica de una manera más detallada en el capítulo J del (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010) en la tabla J2.1, pero se resumen que la garganta efectiva es igual a la profundidad de bisel o surco como se muestra en la figura:

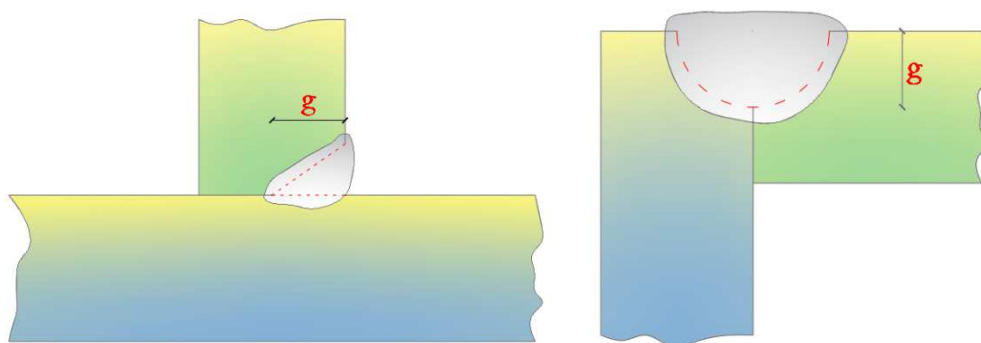


Figura 159: Garganta en la soldadura de penetración parcial

4.3.6.1.2. Resistencia de soldadura

La resistencia de la soldadura de penetración parcial o completa y la de filete dependen de la *resistencia para el metal base* y la *resistencia para el metal de soldadura*, la menor de las resistencias es la que predominaba para el cálculo estructural por cuestiones de seguridad se toma la menor o menos resistente. Para la *resistencia del metal de soldadura* para la soldadura a tope de penetración completa o parcial tenemos:

$$R_s = F_n \times A_e$$

Dónde:

F_n	Tensión nominal del metal de soldadura, verificar unidades .
A_e	Área efectiva de la soldadura, verificar unidades.

Para la *resistencia del metal base* para la soldadura a tope de penetración completa o parcial tenemos:

$$R_m = F_{NBM} \times A_{BM}$$

Dónde:

F_{NBM}	Tensión nominal del material base, verificar unidades
A_{BM}	Área de la sección transversal del material base, verificar unidades

Las especificaciones para este apartado se detallan en la Tabla J2.5 del AISC

Tabla 71

Resistencia del material base de soldadura a tope

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nv}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^[a] ^[b]
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION COMPLETA					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver la Sección J2.6.
Compresión Normal el eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. ^[c]
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SURCOS V Y BISEL ACAMPANADOS					
Tracción Normal al eje de soldadura	Base	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	F_u	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en Sección J1.4(b)	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,90 F_{Exx}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{Exx}$	Ver J2.1a	

Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, págs. 189 - 190)

4.3.6.2. Soldadura a filete

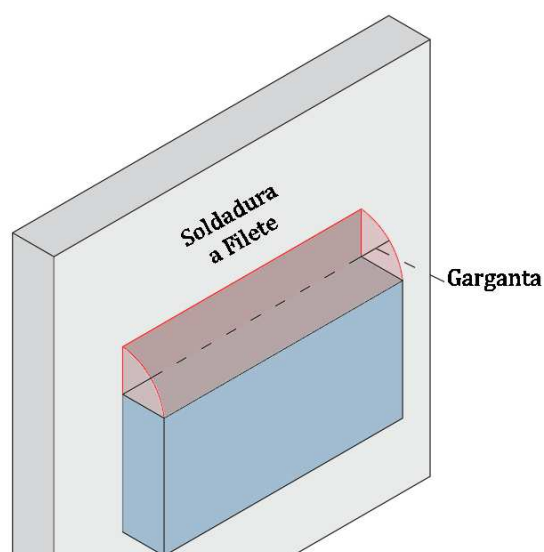


Figura 160: Esquema Soldadura a Filete

4.3.6.2.1. Área Efectiva

El área efectiva de la soldadura a filete es la multiplicación de la *garganta teórica* por la longitud de la soldadura en su eje longitudinal. Se la llama *garganta teórica* a la menor distancia desde la raíz u origen de soldadura hasta la superficie exterior de la soldadura, pero esta garganta teórica casi no se cumple ya que en el proceso de soldadura la garganta final siempre es mayor a la garganta teórica por la escoria que la soldadura, la habilidad del soldador entre otros aspectos.

$$g = \text{Sen } 45^\circ \times a$$

Si la soldadura filete tiene lado iguales

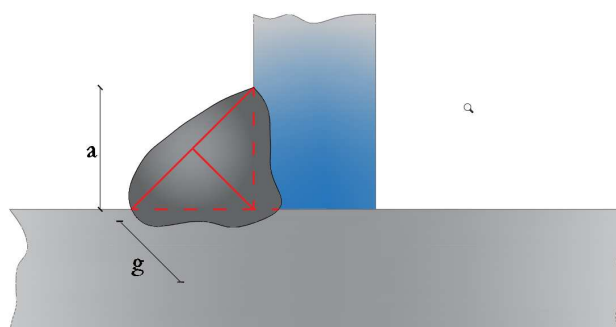


Figura 161: Vista en corte de la soldadura a filete

$$A_e = L \times g$$

Dónde:

- a*** Lado de la soldadura a filete (iguales $< 45^\circ$)
- L*** Longitud de la soldadura a filete
(se toma 1 cm para cálculos)
- g*** garganta teórica con la que se trabaja

A pesar que el espesor de la garganta teórica es mayor en la soldadura final de filete, esta diferencia a favor no se la toma en cuenta para los cálculos, pero se la denomina con el nombre de ***garganta efectiva***.

4.3.6.2.2. Limitaciones con respecto al espesor del material

Nos referiremos a la tabla del AISC sección J2 donde se brindan los tamaños mínimos de la soldadura a filete con respecto al material, pero si se trabaja tanto con soldadura como con pernos, adicional se debe realizar el control del aplastamiento producido por los pernos en la placa para verificar que el espesor del material sea el óptimo.

Tabla 72

Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 186)

4.3.6.2.3. Resistencia de la soldadura a filete

La resistencia para el *metal de soldadura* es la misma de la soldadura a tope pero el AISC especifica que “para un grupo lineal de soldadura a filete con tamaño de ala uniforme” se calcula de forma adicional con la siguiente fórmula (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, pág. 191)

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$R_s = 0,60 \times F_{EXX} \times (1.0 + 0.50 \times \sin^{1.5}\theta) \times A_e$$

Dónde:

F_{EXX}	Resistencia del electrodo utilizado $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
θ	Ángulo de carga medio desde el eje longitudinal de la soldadura en grados
A_e	Área efectiva (teórica) de la soldadura

Para verificar la *resistencia del metal base* de la soldadura a filete el AISC 360-10 detalla en la tabla J2.5 el proceso de cálculo, pero en el mismo se indica que el chequeo del material base se lo realice mediante la comprobación de la resistencia a tracción, corte, bloque de cortante como se lo hizo en los sistemas apernados, más bien brinda de forma adicional otra forma de verificar el metal de soldadura:

Tabla 73

Resistencia disponible de soldadura a filete

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{tBM} o F_{tW}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{tBM} o A_{tW}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{(a) (b)}
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{tEXX}$ ^(c)	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC, 2010, pág. 190)

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$R_s = 0.6 \times F_{EXX} \times A_e$$

Dónde:

F_{EXX} Resistencia del electrodo utilizado $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

A_e Área efectiva (teórica) de la soldadura

Además, se expone una fórmula adicional propuesta de manera empírica por la Cámara de la Industria de la Construcción:

$$R_s = 0.32 \times E \times g$$

Fuente: (Cedecon, 2016)

Dónde:

E Resistencia del electrodo

g Garganta teórica

En el proyecto la soldadura adoptada es de filete y se muestra a continuación el cálculo de la resistencia con un electrodo E-7018 con un lado efectivo de 4 mm, esto se debe a que la soldadura de filete no debe sobrepasar el espesor de las placas de acero que son de 4 mm. Además, por facilidades de cálculo se toma la longitud de 1 cm para verificar la resistencia en esa distancia:

$$A_e = L \times g$$

$$A_e = 1 \text{ cm} \times (\text{Sen } 45^\circ \times 0.4)$$

$$A_e = 2.83 \text{ cm}^2$$

El método utilizado durante todo el cálculo es el LFRD que en español significa Diseño por Factores de Carga y Resistencia, por lo tanto, su factor de seguridad es el siguiente:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$R_s = 0,60 \times F_{EXX} \times (1.0 + 0.50 \times \sin^{1.5} \theta) \times A_e$$

$$F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$$

$$F_{EXX} = \frac{70 \times 1000}{14.23}$$

$$F_{EXX} = 4919.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_s = 0.75 \times [0.60 \times 4919.18 \times (1.0 + 0.50 \times \sin^{1.5} 45^\circ) \times 2.83]$$

$$R_s = 0.8123 \text{ Tn por cada cm de soldadura a filete}$$

A continuación, se compara con la otra fórmula propuesta y se escoge la mejor resistencia:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$R_m = 0.6 \times F_{EXX} \times A_e$$

$$R_m = 0.75 \times [0.6 \times 4919.18 \times 2.83]$$

$$R_m = \mathbf{0.6261 \text{ Tn por cada cm de soldadura a filete}}$$

Al ser esta resistencia menor se adopta para los cálculos y se debe verificar la resistencia del material base como es la resistencia a tracción, bloque de cortante, etc.

4.3.7. Simbología de Soldadura

En el campo de la soldadura existe nomenclatura y símbolos, los mismos que representan los diferentes procesos de soldadura aplicados y que se utilizan en los planos, en la ingeniería civil existe un gran desconocimiento sobre la mayoría de estos signos lo cual es un error ya que la tendencia es el uso del acero para la mayoría de las construcciones actuales y un conocimiento básico sobre este tema es de gran ayuda. Se indica los símbolos básicos de soldadura utilizados:

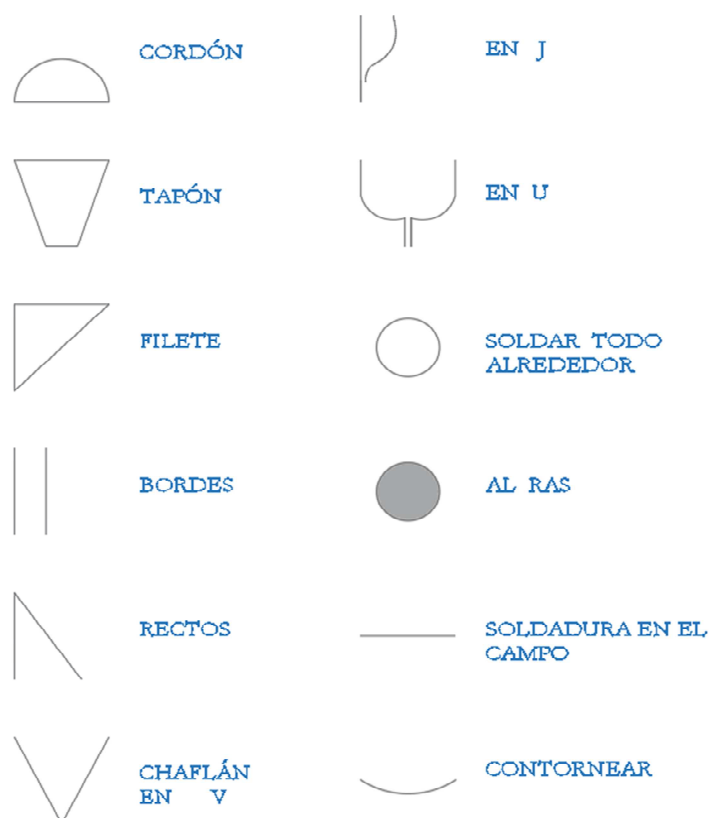


Figura 162: Símbolos básicos soldadura

Fuente: (Pender, 1993, pág. 277)

Los anteriores símbolos se colocan sobre Líneas de Referencia, que contienen la información de soldadura como es la dirección, longitud de la misma, tipo de electrodo utilizado entre otras características muy relevantes. Cabe indicar que las líneas de referencia pueden contener varias direcciones y estar en línea entrecortada.



Figura 163: Líneas de referencia de soldadura

Una vez que se tiene los símbolos básicos y líneas de referencia se procede a colocar la información restante de soldadura. A continuación, se tiene una imagen muy didáctica sobre la posición de la simbología, es importante conocer y recalcar que para cada proceso de soldadura los elementos de simbología varían, lo que se desea mostrar con la imagen es tener una idea general que sea de gran ayuda para la lectura e interpretación de planos.

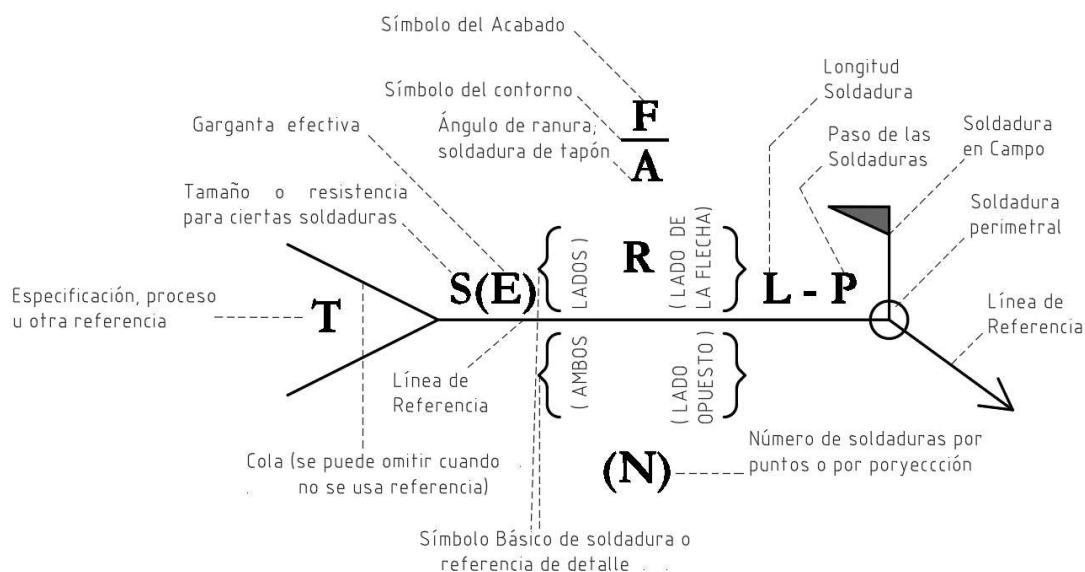


Figura 164: Posición de los elementos de un símbolo de soldadura

Fuente: (Pender, 1993, pág. 275)

Como la soldadura del proyecto es totalmente de filete se brindará ejemplos del mismo que ayudaran al entendimiento de la simbología. En la figura en la parte izquierda se muestra la simbología básica a filete y en la parte derecha se coloca la posición en la práctica de la soldadura. Es importante mencionar que el símbolo de soldadura a filete como cualquier otro símbolo se coloca por debajo de la línea de referencia cuando se desee que la soldadura sea en la posición que marca la flecha de la línea de referencia.

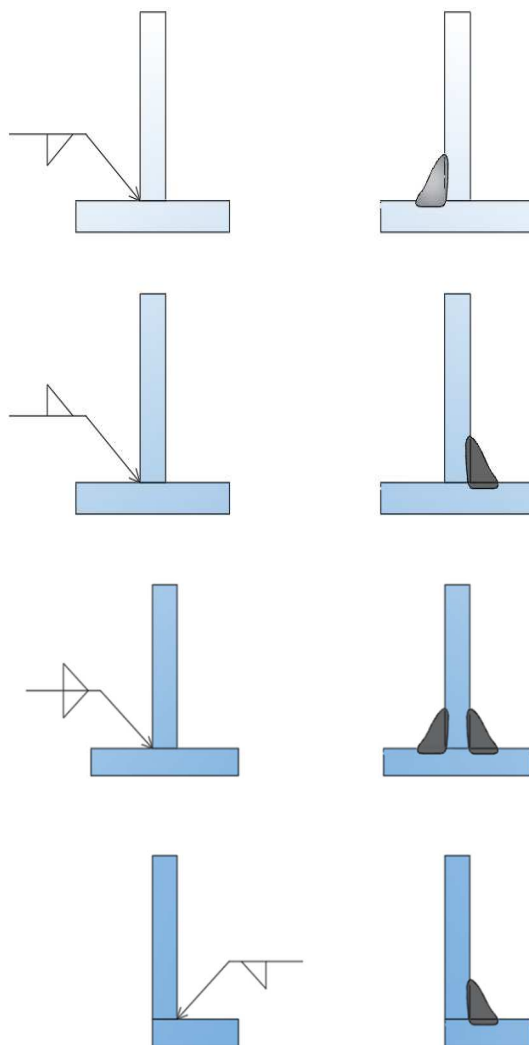


Figura 165: Símbolo básico de la soldadura a filete

Fuente: (Pender, 1993)

Se brinda ejemplos de los planos de la soldadura realizada para los ensayos de conexiones metálicas realizadas en la Escuela Politécnica Nacional, donde se verifica la nomenclatura de la soldadura a filete utilizada.

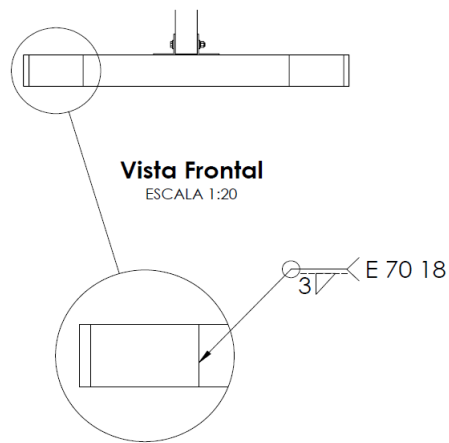


Figura 166: Soldadura a filete periférica por las placas de rigidizadores

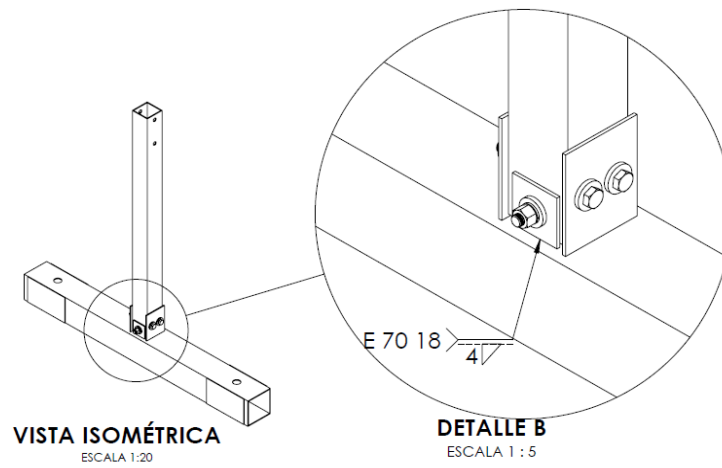


Figura 167: Soldadura a filete en una sola cara con lado efectivo de 4 mm

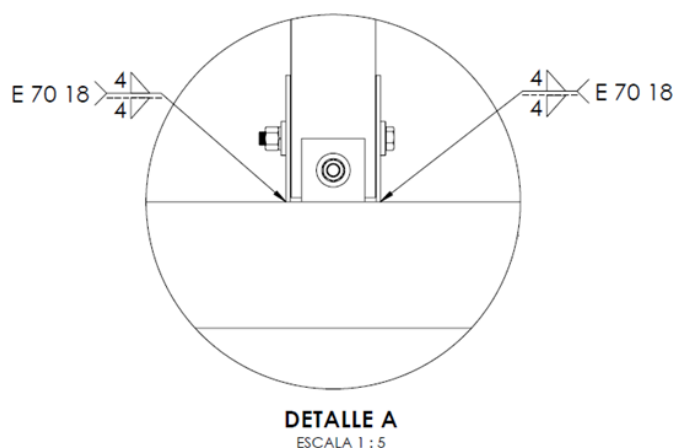


Figura 168: Soldadura a filete a doble lado con un lado efectivo de 4 mm

4.3.8. Chequeo de Momento de la soldadura

Independientemente de tipo soldadura a filete o tope, el chequeo se lo realiza de manera similar a los pernos es decir obteniendo las fuerzas de tracción y compresión que debe resistir la soldadura. Se utiliza la misma fórmula vista anteriormente y se verifica que la resistencia de la soldadura sea capaz de resistir dicha fuerza producida.

$$\text{Compresión} = \text{Tracción} = \frac{M}{d - tf}$$

La fórmula descrita se la realizo a detalle en el chequeo en sistemas apernados y el resultado debe ser menor a la resistencia de la soldadura calculada según sea el tipo de proceso de soldadura utilizado.

4.4. Resistencia de la viga en flexión y corte

Se verifica la resistencia de la viga tanto a flexión como a corte con el método utilizado durante todo el estudio que es el LRFD que no es más que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la requerida, se utilizó la metodología del (Instituto Chileno del Acero, 2001), el cual es de gran ayuda ya que muestra ejemplos muy

didácticos. A continuación, se muestra las fórmulas utilizadas y los pasos a seguir, el cálculo completo se encuentra en el anexo de conexiones.

4.4.1. Chequeo a flexión

Se verifica que el módulo de sección plástico de viga resista el momento producido en la conexión e influye la reducción de sección del perfil producidas por los pernos.

1. Se obtiene el módulo plástico requerido o necesitado dado por el momento.

$$Z_{requerido} = \frac{M_u}{0.9 \times F_y}$$

Dónde:

Z_{reque}	Módulo plástico de sección requerido
M_u	Momento último en la conexión
F_y	Tensión mínima a fluencia

2. Se obtiene el área efectiva del ala en tracción.

$$A_{fe} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn}$$

F_u	Resistencia a tracción mínima o resistencia última
A_{fe}	Área efectiva del ala en tracción
A_{fn}	Área neta del ala

3. Finalmente se obtiene el módulo plástico efectivo y debe ser menos al requerido.

$$Z_e = Z_x - 2 \times \left(\%A_{fg} \times \frac{h}{2} \right)$$

Z_x	Módulo plástico sección x
%	Reducción en % de áreas efectiva y bruta
A_{fg}	Área bruta del ala
h	Altura del perfil

4.4.2. Cheque a corte

Se sigue el mismo principio del LRFD y se sigue el procedimiento de verificación a corte del AISC capítulo G.

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

Dónde:

V_n	Resistencia a corte
F_y	Tensión mínima a fluencia
A_w	Área del alma
C_v	Coficiente de corte del alma

Para perfiles tubulares como es nuestro caso:

Dónde:

$$A_w = 2 \times h \times t$$

h	Ancho resistente a corte
t	Espesor del perfil

Para el Coeficiente de corte del alma se lo obtiene mediante la siguiente iteración y además para perfiles rectangulares o cuadrados $k_v=5$:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \quad \rightarrow C_v = 1$$

$$\text{Cuando } 1,10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \quad \rightarrow C_v = \frac{1,10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} > 1,37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \quad \rightarrow C_v = \frac{1,10 \times k_v \times E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \times F_y}$$

4.5. Teoría columna fuerte – viga débil en conexiones metálicas

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su apartado de Estructuras de Acero manifiesta “que los pórticos especiales a momento deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a la fuerza resultante producida por el sismo de diseño” (NEC - SE - AC, 2014, pág. 41). Además, clasifican a las estructuras en dos tipos 1 y 2.

- Tipo 1. – todos los pórticos trabajan a momento.
- Tipo 2. -solo los pórticos del perímetro trabajan a momento.

El criterio de columna fuerte viga débil es muy utilizado en conexiones precalificadas, aunque no todas las conexiones precalificadas necesitan cumplir este concepto. Lo que se quiere conseguir con el criterio es que la columna al ser más fuerte que la viga, generan en esta el estado límite de fluencia conocido como articulación plástica cuando se someten al sismo de diseño.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Dónde:

- $\sum M_{pc}$ es la sumatorio de todos los momentos plásticos nominales de columnas que llegan a la conexión.
- $\sum M_{pv}$ es la sumatorio de todos los momentos plásticos nominales de vigas que llegan a la conexión.

4.6. Conexiones precalificadas

Detallamos las conexiones precalificadas que se utilizan en estructuras metálicas, se denominan precalificadas porque no necesitan chequeos adicionales si se siguen los procedimientos y pasos respectivos de cada conexión, el documento donde se detallan es el suplemento del manual del (ANSI/AISC , 2011) con título “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, donde se detallan las siguientes conexiones precalificadas:

- REDUCED BEAM SECTION (RBS)
- BOLTED UNSTIFFENED AND STIFFENED EXTENDED END-PLATE
- BOLTED FLANGE PLATE (BFP)
- WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (WUF-W)
- KAISER BOLTED BRACKET (KBB)
- CONXTECH CONXL

Las tres nuevas conexiones precalificadas contenidas en el ANSI/AISC 358-16 y que se encuentran sometidas a comprobación y revisión antes de su publicación son las siguientes:

- SIDEPLATE MOMENT CONNECTION
- SIMPSON STRONG-TIE STRONG FRAME
- DOUBLE TEE CONNECTIONS

En la NEC no manifiesta de forma detallada conexiones precalificadas, sino un resumen técnico de los parámetros más importantes para el control de conexiones como son soldadura, pernos, métodos entre otros. La única conexión precalificada es la conexión de Viga de Sección Reducida que en inglés es la REDUCED BEAM SECTION (RBS), lo importante de esta conexión es que fuerza el fallo en la viga generando la rótula plástica en la sección reducida.

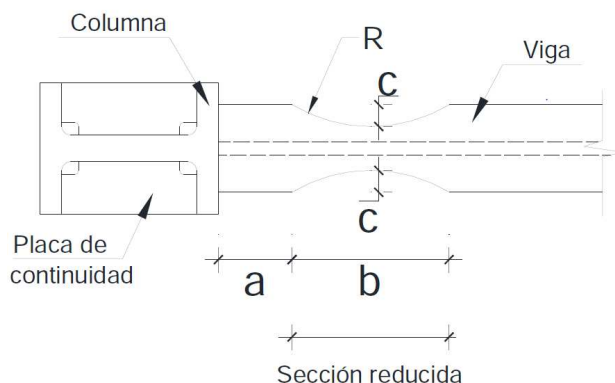


Figura 169: Conexión viga de sección reducida NEC

Fuente: (NEC - SE - AC, 2014, pág. 83)

La conexión para el proyecto no forma parte de esta lista de conexiones precalificadas, pero se realizaron ensayos que generan confianza en la utilización de este tipo de conexiones, las validaciones de este tipo de conexiones necesitan mayor número de ensayos que por el aspecto económico no se pudieron realizar, pero los ensayos realizados ayudaron a corregir errores en la conexión y garantizan de mejor manera los cálculos realizados.

4.7. Ensayo de la Conexión

4.7.1. Parámetros generales

Los ensayos de la conexión metálica son de gran ayuda para corroborar los resultados obtenidos en el cálculo de conexiones y de manera adicional poder simular los resultados obtenidos en laboratorio mediante softwares computacionales, con la finalidad de modelar de manera muy similar a la realizada en la práctica y evitar ejecutar ensayos adicionales de laboratorio para de esta manera tener la posibilidad de proponer cambios a la conexión mediante análisis en software.

Debido a que los pórticos de la vivienda se diseñaron con el sistema OMF (*Pórticos Ordinarios a Momento*), no se puede utilizar conexiones precalificadas como las mencionadas en el apartado anterior, a su vez el código AISC determina que, para unir dos perfiles tubulares, se lo realice a través de soldaduras y otros parámetros muy estrictos.

4.7.2. Tipos de conexiones propuestas para el ensayo

Para la vivienda se manejaron dos propuestas de conexiones metálicas Viga - Columna y los ensayos de las mismas se realizaron los días 17 y 20 de marzo de 2017 en la Escuela Politécnica Nacional específicamente en el Centro de Investigación de la Vivienda.

La *primera propuesta* consiste en dos placas de momento y dos placas de corte soldadas a la columna, las mismas formen una especie de cajón donde se embone el perfil metálico de la viga y se aseguren con 3 pernos de 5/8" dos para controlar el momento y uno para controlar el corte.

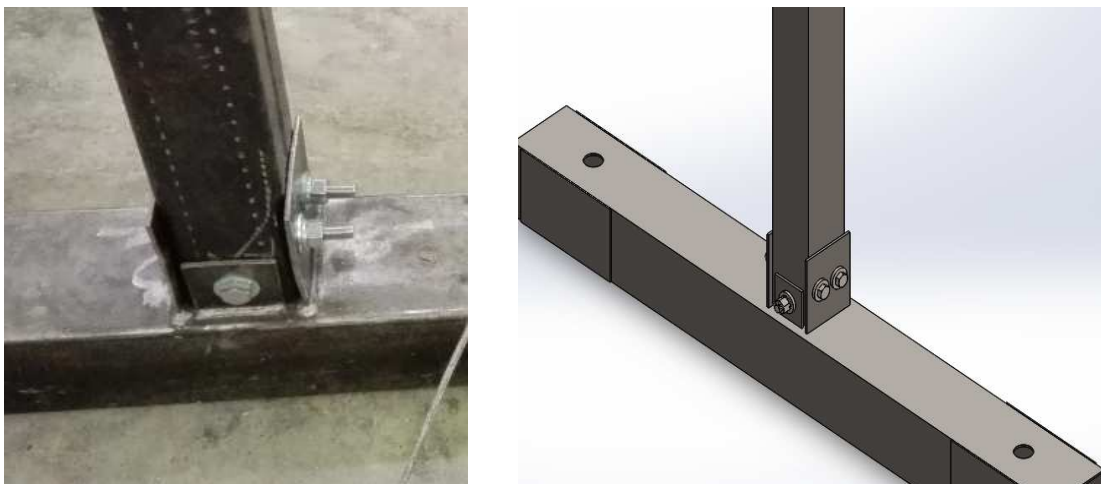


Figura 170: Primera propuesta de conexión metálica

La *segunda propuesta* consistía en dos ángulos soldados a la columna en donde se acople la viga metálica mediante dos pernos de 5/8" para controlar el momento y la soldadura del ángulo para que absorba el corte producido en la junta. Pero se modificó esta propuesta soldando de manera adicional cuatro rigidizadores en forma de triángulos a los ángulos para brindar rigidez a la conexión y evitar pandeos y deflexiones de las placas.

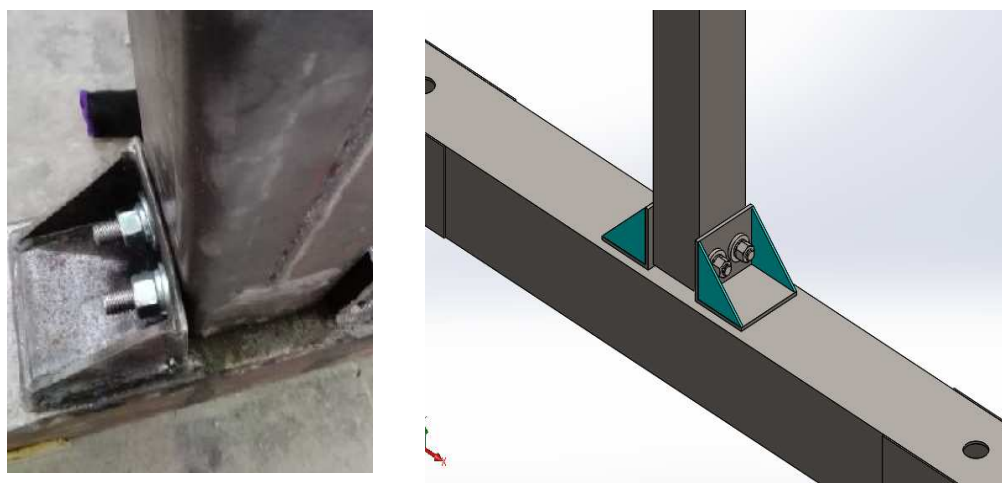


Figura 171: Segunda propuesta de conexión metálica

4.7.3. Realización del ensayo

El ensayo en los laboratorios de la Escuela Politécnica Nacional fue de carácter histerético, que consistía en aplicar una carga puntual en la cabeza de la viga, y a su vez ir midiendo las deformaciones tanto en el punto de aplicación de la carga, así como en la mitad de la viga y de forma adicional la deformación en la base de columna para controlar desplazamientos de la columna por un mal anclaje a la losa. Como lo indica la figura:



Figura 172: Instalación de probeta para ensayo de primera propuesta



Figura 173: Instalación de LVDT para medición de deformaciones

Se aplicó una carga histerético de 1.5 toneladas con intervalos de 300 kg tanto en sentido positivo como en sentido negativo. El objetivo de la aplicación de dichas cargas consiste en obtener la curva Fuerza vs. Deformación, donde dependiendo de la cantidad de fuerza aplicada se puede evidenciar como se deforma el elemento y a su vez la fuerza máxima que soportaría la conexión.

A través de dicha fuerza máxima resistente aplicada, se puede obtener el valor del momento y cortante que finalmente actúan en la conexión metálica, con lo que se compara con los modelos de software computacionales y se puede obtener conclusiones y resultados para poder identificar si la conexión no precalificada propuesta resiste las sollicitaciones de cargas.

4.7.4. Ensayo propuesto de conexión No. 1

El ensayo No. 1 se lo realizó a la conexión de cuatro placas dos de corte y dos de momento con tres pernos 5/8", donde se obtuvo deformaciones de hasta 250 mm en el sitio de aplicación de la carga, con una fuerza máxima aplicada de 1000 kg. Este parámetro da la pauta que la conexión no resiste ante cargas axiales aplicadas y como se evidenció el perno no trabajó ante las cargas resultantes en la conexión, a su vez se pudo denotar que la soldadura empezó a trabajar, este hecho indica que la conexión necesita un refuerzo en el sentido de la carga, lo que permitiría una seguridad ante deflexiones producto de las imprevistas cargas sísmicas que va a existir en la conexión.



Figura 174: Instalación de probeta para ensayo de conexión



Figura 175: Aplicación de carga 300 kg



Figura 176: Aplicación de carga de +1000 kg

Las gráficas que se obtuvieron para la primera conexión fueron dos debido al cambio de LVDT de mayor capacidad de deformación.

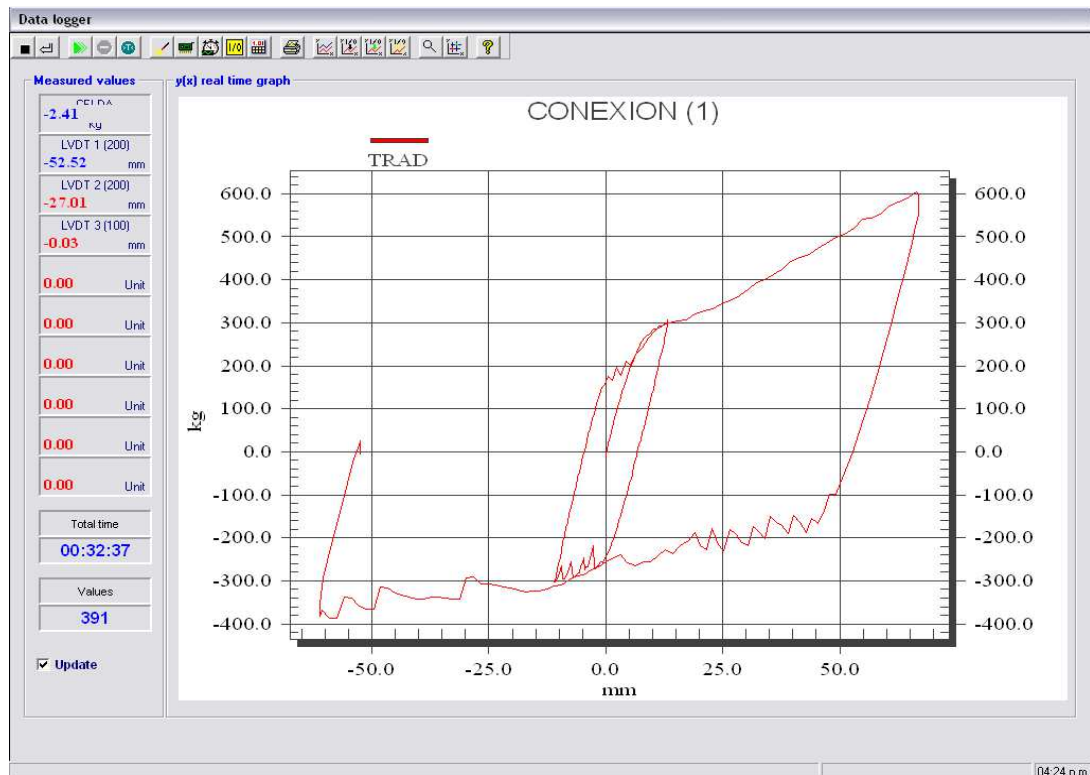


Figura 177: Resultados curva Fuerza vs Deformación

$$F = -600\text{kg}$$

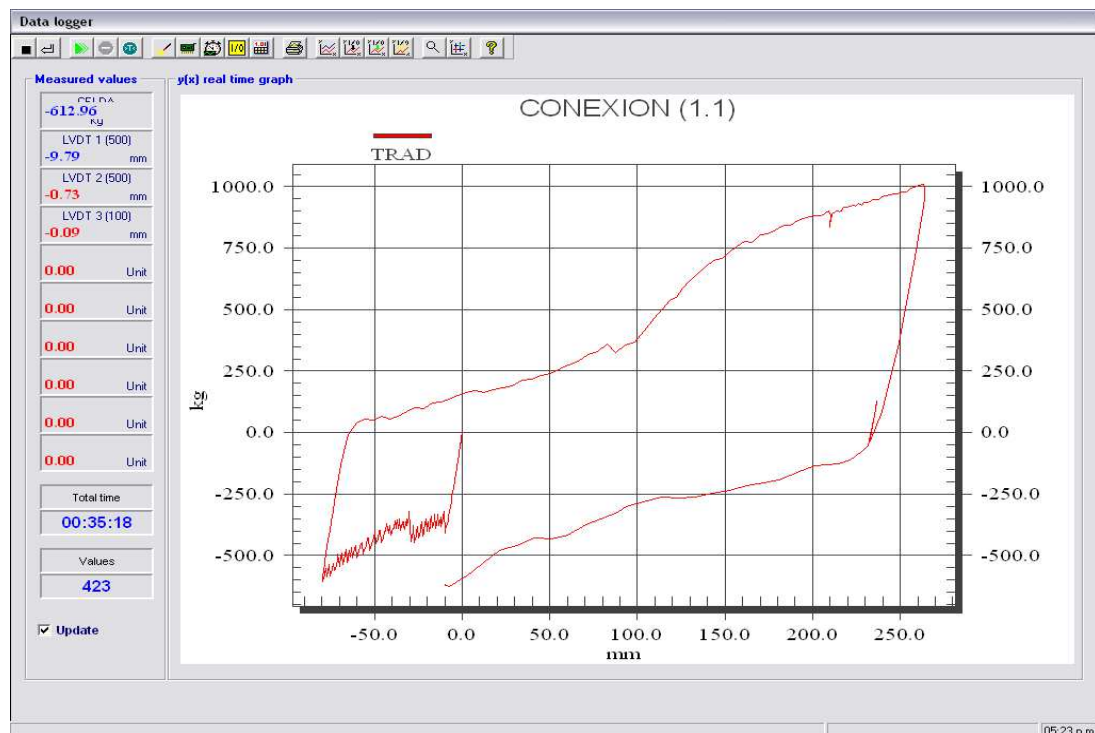


Figura 178: Resultado curva Fuerza vs Deformación

$$F = +1000 \text{ kg}$$

Como se evidencia en las imágenes se dan saltos en la gráfica al aplicar la carga, esto se debe a que, en el momento de dar cierta cantidad de fuerza en la viga, los pernos se volvían a su estado original debido a la dimensión del agujero de 19mm siendo pernos 5/8" (15.8mm), a su vez se evidencia la deformación de la conexión por falta de reforzamiento para evitar pandeo en las placas, teniendo una deformación de la conexión de 60 mm.

4.7.5. Ensayo propuesto de conexión No. 2

El ensayo No. 2 se realizó a la conexión de dos ángulos de 100x100x6mm, reforzado con dos rigidizadores por lado, a su vez emplea dos pernos 5/8" de acero inoxidable grado 5.

En la propuesta de conexión No. 2 se obtuvo deformaciones de hasta 230 mm en el sitio de aplicación de la carga, con una fuerza máxima aplicada de 1500 kg. Si bien es cierto el tubo cuadrado de viga se deformó altas cantidades e incluso llegó a

su plastificación, la conexión trabajó correctamente, sufriendo una deformación final de 0.065 mm, puesto que no se denota la deformación en las placas ni en las perforaciones de la conexión, lo que indicaría que la conexión es resistente ante cargas aplicadas.



Figura 179: Conexión ensayada



Figura 180: Ensayo de conexión $F = -1500$ kg



Figura 181: Ensayo de conexión $F = +1500$ kg



Figura 182: Deformación de la viga 100x100x4 mm

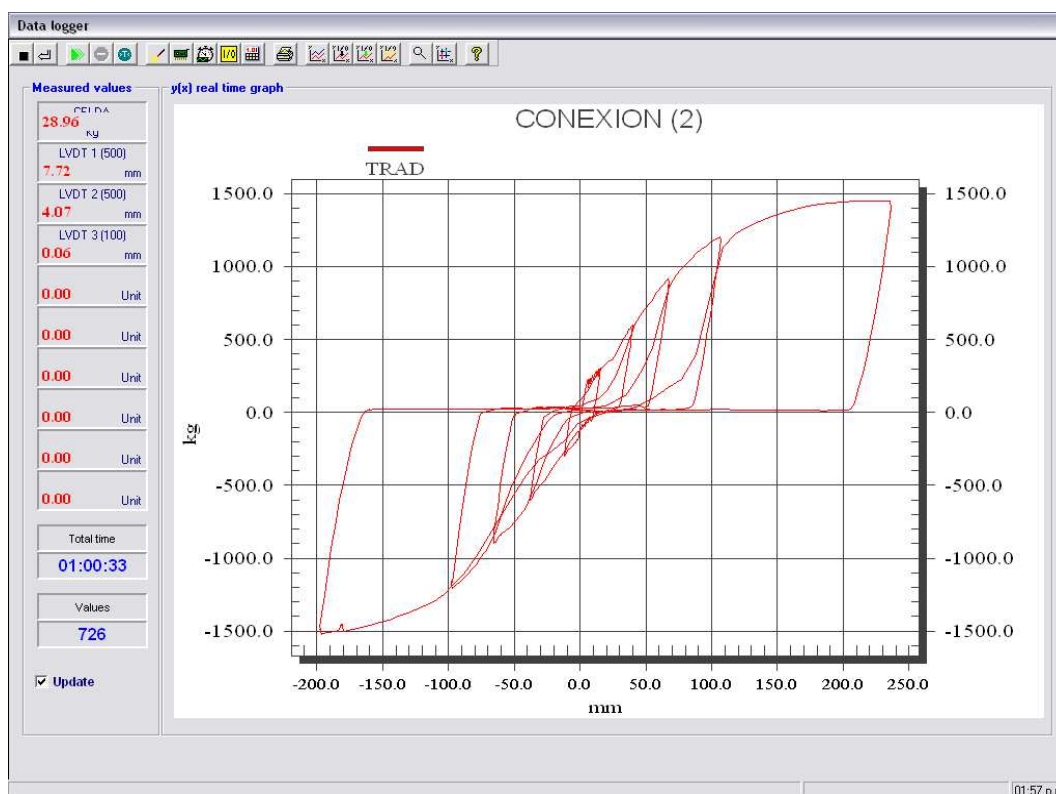


Figura 183: Curva Fuerza vs Deformación

Como se evidencia en las imágenes, la conexión se comportó debidamente, a pesar que la viga sufrió deformaciones elevadas ante una carga puntual máxima de 1.5Tn que termina siendo una carga muy poco probable aplicada a la estructura. En el caso que los elementos sufran una deformación abrupta, los mismos se reemplazarían sin ningún tipo de inconveniente, puesto que la conexión no sufriría daño alguno para que se considerase como fallido y que a su vez no resista las sollicitaciones impuestas.

4.7.6. Rótula plástica

La rótula plástica o también conocida como articulación plástica es la zona de la viga donde incursiona en el rango inelástico y donde se alcanza el momento plástico, varía su ubicación dependiendo del tipo de conexión que se realice en la estructura.

En los ensayos realizados existió la rótula plástica en la segunda propuesta de conexión con ángulos, este ensayo brinda una referencia de donde se localizará la rótula plástica en un evento sísmico de gran magnitud en el proyecto.



La ubicación de la rótula plástica se dio al final de la longitud del ángulo con una pérdida de sección de aproximadamente 4 cm, de la sección original de la viga de 100 x 100 en este punto la sección es de 80 x 80.

CAPÍTULO 5

DISEÑO COMPLEMENTARIOS

5.1. Diseño Hidrosanitario

5.1.1. Tubería de Agua Fría Y Caliente

El diseño de la tubería de agua fría y caliente se deberá realizar considerando el caso que se pueda montar la segunda planta de la vivienda, de esta manera no existirán problemas de falta de presión de agua y abastecimiento. Se debe controlar la dotación mínima dependiendo del tipo de edificación y su utilidad, por lo cual basados en las tablas del Ing. José Carrera y el Dr. David Carrera se tiene:

Tabla 74

Dotaciones dependiendo la utilidad de la edificación

TIPO DE EDIFICACIÓN	DOTACIÓN	
Edificio tipo popular	150	l/hab x día
Edificaciones interés social	200	l/hab x día
Residencias y Departamentos	250-500	l/hab x día
Hospitales	500-1000	l/cama x día
Oficinas: (en función de los empleados)	70	l/empleador x día
Oficinas	10	lt/ m ² de área rentable
Oficinas: (en función de los empleados)	60*	l/empleador x día
Oficinas	7*	lt/ m ² de área rentable
Hoteles Primera Categoría	300-500	l/hab x día
Hoteles Segunda Categoría	200	l/hab x día
Hoteles Tercera Categoría	150	l/hab x día
Cines	2	l/espectador x función
Fábricas (Sin consumo Industrial)	70**	l/obrero x día
Baños Públicos	500	l/bañista x día
Restaurantes	15-30	l/comensal x día
Lavanderías de Ropa	40***	l/kg de ropa seca
Hospitales	500-1000	l/cama x día
Escuelas	100	l/alumno x día
Cuarteles	300	l/ persona x día
Presiones	50	l/hab x día
* Estudios Realizados en Ecuador		
** Si trabajan 2 a 3 turnos se determinará esta situación		
*** Agregar 60% para agua caliente		

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Para las viviendas de carácter social se puede manejar con dos rangos de dotación 200-250 lt/hab/día si las mismas se consideran como residencia o departamentos. Para nuestro se cataloga como viviendas de carácter social por lo que se planificará para una dotación de 200 lt/hab/día. El diseño deberá satisfacer las necesidades de todos los elementos como lo muestra la figura:

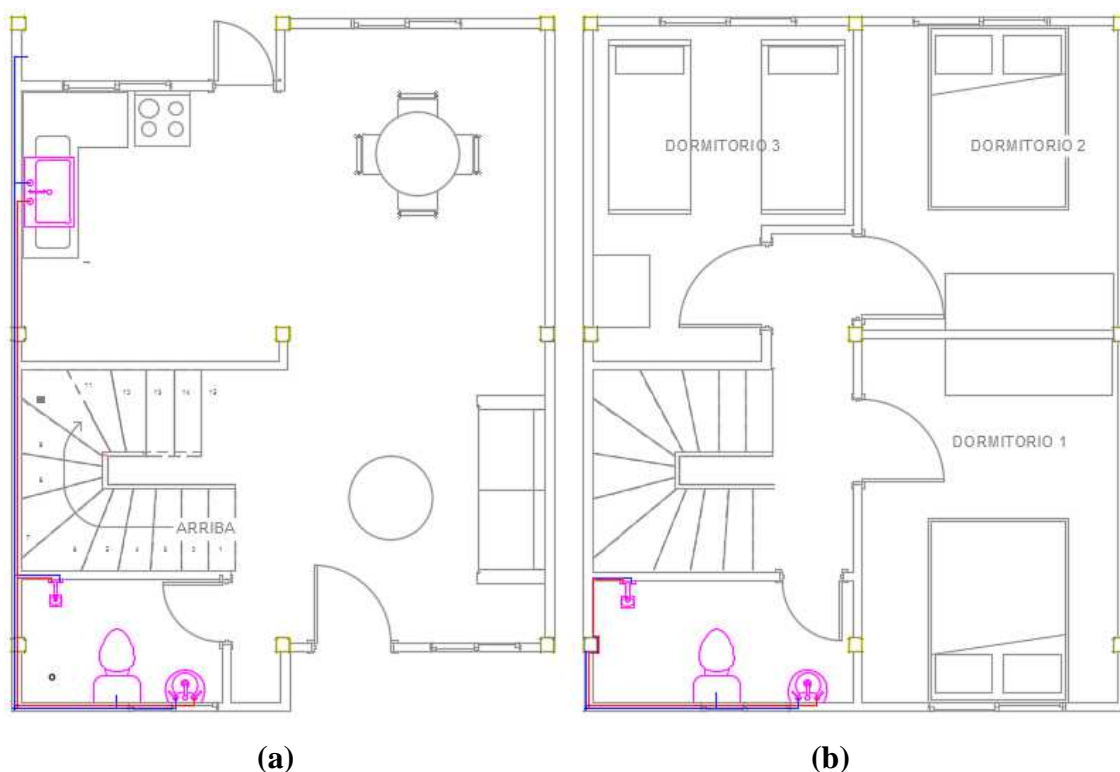


Figura 184: Tubería de planta baja (a) y segunda planta (b)

Para obtener el diámetro de la tubería de agua de conexión domiciliar y alimentación general se empleará la metodología de Estados Unidos en función de las Unidades Mueble (UM), método empleado en viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos, el cual determina de manera efectiva un diámetro aproximado a la realidad.

Se define como unidad mueble a la cantidad de agua necesaria que requiere cada aparato para su buen funcionamiento, en términos generales cada unidad mueble equivale a unos 4 a 5 litros por minuto. Este concepto se emplea para el diseño de las tuberías, ya que de acuerdo con el número de unidades muebles que se estimen será el diámetro de la tubería. (Ptolomeo, 2010)

El libro de Rafael Pérez Carmona de “Instalaciones Hidrosanitarias y de Gas para Edificaciones” detalla la siguiente tabla para las unidades mueble:

Tabla 75

Unidades de suministro

APARATOS	PÚBLICO			PRIVADO		
	Fría	Caliente	Total	Fría	Caliente	Total
Ducha o Tina	2.00	2.00	4.00	1.50	1.50	2.00
Bidé o Lavamanos				1.00	1.00	1.00
Lavaplatos				1.50	1.50	2.00
Lavaplatos Eléctrico	3.00	3.00	6.00	2.00	2.00	3.00
Lavadora	2.00	2.00	4.00	2.00	1.00	3.00
Inodoro con Fluxómetro	10.00		10.00	6.00		6.00
Inodoro de Tanque	5.00		5.00	3.00		3.00
Orinal de Fluxómetro	10.00		10.00			
Orinal de Llave	2.00		2.00			
Lavamanos de Llave	4.00		4.00			
Fregadero uso hotel	4.00		4.00	1.00		1.00
Lavadero				2.00		2.00

Fuente: (Pérez Carmona, 2010)

Es necesario elaborar un resumen de los aparatos que necesiten distribución de agua, con el fin de conocer el total de unidades mueble de la vivienda como lo detalla la tabla siguiente:

Tabla 76

Unidades Mueble de vivienda

TIPO DE MUEBLE	NÚMERO DE APARATOS EN LA VIVIENDA	UNIDADES MUEBLE POR APARATO	UNIDADES MUEBLE TOTAL
Lavabo	2	1.00	2
Inodoro de Tanque	2	3.00	6
Ducha	2	2.00	4
Fregadero de Cocina	1	2.00	2
Lavadero	1	2.00	2
SUMATORIA			16.0

5.1.1.1. Diámetro de tubería de Agua Fría

Previo a la obtención del diámetro de tubería de agua fría se debe verificar la longitud de la tubería por planta:

Tabla 77

Longitud de tubería de agua fría por planta

NIVEL	Longitud
	(m)
Planta Baja N+0.00	10.0
Segunda Planta N+2.7	4.70
SUMATORIA	14.70

Si se analiza la siguiente tabla elaborada por el Ing. José Luis Carrera y el Dr. David Vinicio Carrera en base a la longitud y unidad mueble se tiene:

Tabla 78

Diámetros en función de la longitud y unidades mueble

DIÁMETRO DE CONEXIÓN DOMICILIARIA		DIÁMETRO ALIMENTACIÓN GENERAL		LONGITUD TUBERÍA (m)	UNIDADES MUEBLE
(mm)	(plg)	(mm)	(plg)		
19	3/4	19	3/4	15	15
19	3/4	19	3/4	30	16
19	3/4	19	3/4	45	15
19	3/4	25	3/4	15	40
19	3/4	25	3/4	30	33
19	3/4	25	3/4	45	28
25	1	25	1	15	50
25	1	25	1	30	40
25	1	25	1	45	30
25	1	32	1	15	96
25	1	32	1	30	65
25	1	32	1	45	55
32	1 1/4	32	1 1/4	15	150
32	1 1/4	32	1 1/4	30	100
32	1 1/4	32	1 1/4	45	65
32	1 1/4	38	1 1/4	15	250
32	1 1/4	38	1 1/4	30	160
32	1 1/4	38	1 1/4	45	130

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Debido a la longitud que es menor a la analizada, se puede emplear tubería $\frac{1}{2}$ plg. (12.7 mm) comercial.

5.1.1.2. Diámetro de tubería de agua caliente

Para conocer el diámetro de la tubería de agua caliente se debe verificar la longitud de la tubería:

Tabla 79

Longitud de tubería de agua caliente

NIVEL	Longitud
	(m)
Planta Baja N+0.00	8.10
Segunda Planta N+2.7	4.45
SUMATORIA	12.55

Verificando la longitud y en base a las unidades muebles antes descritas se obtiene una tubería de agua caliente de $\frac{1}{2}$ plg (19mm.) comercial.

5.1.1.3. Diseño de columna de agua Fría

Las columnas son tuberías verticales alimentadas por la conexión con el sistema de agua potable; cumplen la función de distribuir los caudales a las derivaciones en cada una de las plantas. Para verificar el diámetro de la columna de agua fría, es necesario verificar los caudales instantáneos basados en la Norma Hidrosanitaria NHE Agua de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 (capítulo 6), el cual detalla los siguientes:

Tabla 80

Norma Hidrosanitaria NHE Agua

Norma Hidrosanitaria NHE Agua	
Aparato sanitario	Caudal instantáneo mínimo (l/s)
Bañera / tina	0.3
Bidet	0.1
Calentadores / calderas	0.3
Ducha	0.2



Fregadero cocina	0.2
Fuentes para beber	0.1
Grifo para manguera	0.2
Inodoro con depósito	0.1
Inodoro con fluxor	1.25
Lavabo	0.1
Máquina de lavar ropa	0.2
Máquina lava vajilla	0.2
Urinario con fluxor	0.5
Urinario con llave	0.15
Sauna, turco, ó hidromasaje doméstico	1

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, 2011, pág. 15)

Tabla 81

Resumen de Caudal Instantáneo por planta de agua fría

PLANTA	TIPO DE MUEBLE	CAUDAL INSTANTÁNEO (l/s)	NÚMERO DE APARATOS	TOTAL CAUDAL INSTAN. (l/s)	TOTAL, POR PLANTA (l/s)
PLANTA BAJA N+0.00	Lavabo	0.1	1	0.1	0.8
	Inodoro de Tanque	0.1	1	0.1	
	Ducha	0.2	1	0.2	
	Fregadero de Cocina	0.2	1	0.2	
	Lavadero	0.2	1	0.2	
SEGUNDA PLANTA N+2.70	Lavabo	0.1	1	0.1	0.4
	Inodoro de Tanque	0.1	1	0.1	
	Ducha	0.2	1	0.2	

La velocidad del agua recomendada para tuberías para evitar golpes de ariete, tomadas del libro de Hidráulica General de Gilberto Sotelo son los siguientes:

Tabla 82**Velocidades recomendadas por tipo de tubería**

TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MEDIA m/s	
	MÍNIMA	MÁXIMA
Tuberías de succión en bombas centrífugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua (<70°C)	0.5	1
Tuberías de descarga en bombas	1.5	2
Redes de distribución para agua potable e industrial:		
Tuberías principales	1	2
Tuberías laterales	0.5	0.7
Tuberías muy largas	1.5	3
Tuberías en instalaciones hidroeléctricas con turbinas:		
Con inclinación y diámetro pequeño	2	4
Con inclinación y diámetro grande	3.6	8
Horizontales y gran longitud	1	3

Fuente: (Sotelo Ávila, 1997)

En el cálculo de la columna de agua fría es necesario verificar las pérdidas las cuales serán consideradas en la entrega a cada nivel.

Tabla 83**Coefficientes de Perdidas de Fricción según el material de la tubería**

COEFICIENTE DE FRICCIÓN	C
Según catalogo	80
Según catalogo	90
Hierro Galvanizado y Acerado	100
Hierro Fundido	120
Asbesto Cemento	130
Cobre y Fibra de Vidrio	140
PVC	150

Fuente: (Pérez Carmona, 2010, pág. 47)

Tabla 84**Coefficientes de Pérdida**

COEFICIENTE K DE PÉRDIDA	
Codo 90	0.5
Te	1.5
k TOTAL	2

Fuente: (RIVAL, 2016)

Para calcular las pérdidas se calculará con las siguientes fórmulas:

- Pérdidas por longitud “J” propuesta por Flamant:

$$J = 6.1 \times C \times \left(\frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} \right)$$

- Pérdidas de forma

$$\lambda = k \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Tabla 85**Diámetro de columna de agua fría**

Niveles	Caudal	Porcentaje de Simultaneidad	Caudal de Diseño	Diámetro Ø	Velocidad	Chequeo Velocidad	Longitud Tramo	Coefficiente de Fricción	Pérdidas de Forma λ	Pérdida de Longitud J	JL	PIERDIDA TOTAL Σ λ + Σ JL
	l/s	%	l/s	plg	m/s		m	C PVC	m	m/m	mca	m
2.70	0.40	1.00	0.40	1/2	1.40	OK	2.70	150	0.201	0.0072	0.019	0.220

Como resultado se tiene que el diámetro de la columna desde el Nivel +0.00 hasta el Nivel +2.70 m. será de ½” plg., a su vez, el diámetro de conexión entre acometida y el Nivel + 0.00 será de ½”.

5.1.1.4. Diseño columna de agua caliente

Para el dimensionamiento de la columna de agua caliente se lo hará de la misma manera como se elaboró en el diseño de columna de agua fría.

Tabla 86

Resumen de Caudal Instantáneo de agua caliente por planta

PLANTA	TIPO DE MUEBLE	CAUDAL INSTANTÁNEO (l/s)	NÚMERO DE APARATOS	TOTAL CAUDAL INSTAN. (l/s)	TOTAL POR PLANTA (l/s)
PLANTA BAJA N+0.00	Lavabo	0.1	1	0.1	0.5
	Ducha	0.2	1	0.2	
	Fregadero de Cocina	0.2	1	0.2	
SEGUNDA PLANTA N+2.70	Lavabo	0.1	1	0.1	0.3
	Ducha	0.2	1	0.2	

Tabla 87

Diámetro de columna de agua caliente

Niveles	Caudal	Porcentaje de Simultaneidad	Caudal de Diseño	Diámetro \emptyset	Velocidad	Chequeo Velocidad	Longitud Tramo	C Coeficiente de Fricción	P Perdas de Forma λ	P Perda de Longitud J	JL	PÉRDIDA TOTAL $\Sigma \lambda + \Sigma JL$
	l/s	%	l/s	plg	m/s		m	C PVC	m	m/m	mca	m
2.7	0.3	1.0	0.3	1/2	1.05	OK	2.7	150.0	0.113	0.0044	0.012	0.125

Como resultado se tiene que el diámetro de la columna desde el Nivel +0.00 hasta el Nivel +2.70 m. será de 1/2" plg., a su vez, el diámetro de conexión entre acometida y el Nivel + 0.00 será de 1/2" plg. Como resumen se tiene:

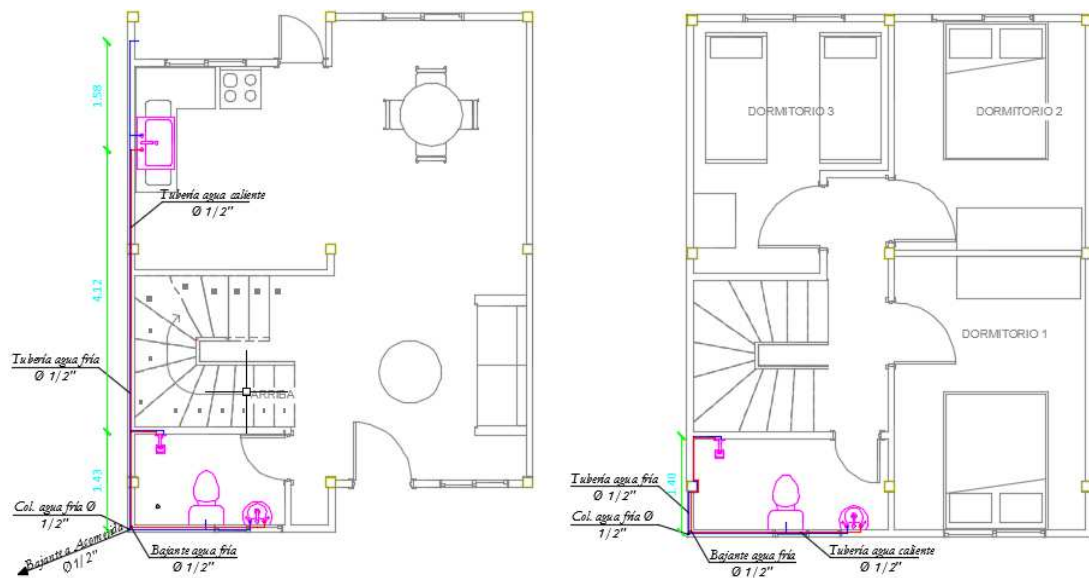


Figura 185: Resumen de tubería de agua fría y caliente

5.1.2. Tubería sanitaria

El diseño sanitario se refiere al dimensionamiento de la tubería de desagüe de aguas servidas. El diseño se lo elaborará en base al método de unidad de descarga.

Se define como unidad de descarga a un número abstracto a través del cual se mide la descarga probable de varios tipos de piezas sanitarias al correspondiente sistema de desagüe. Se expresa mediante una escala de valores relativos obtenidos experimentalmente en función del gasto requerido para el funcionamiento de la pieza, la duración de su descarga y la frecuencia de su uso. (Aguamarket, 2016)

Para el diseño del sistema sanitario se empleará las tablas propuestas por Carrera Falcón J. y Carrera Villacrés D.

5.1.2.1. Tubería de Derivaciones Sanitarias

La tubería de derivación tiene por objeto captar el agua servida proveniente de cada aparato, por lo que existirá una tubería de derivación por cada aparato. Se emplea la siguiente tabla:

Tabla 88**Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones y sifones**

Clase de aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y la derivación (mm)		
	Clase			1	2	3
	1	2	3			
Lavabo	1	2	2	50	50	50
Inodoro	4	5	6	110	110	110
Baño	3	4	4	50	50	50
Bidé	2	2	2	50	50	50
Cuarto de baño completo (lavabo, retrete, baño y bidé)	3	4	4	50	50	50
Ducha	2	3	3	50	50	50
Urinario suspendido	2	2	2	50	50	50
Urinario vertical	2	4	4	50	50	50
Fregadero de cocina en viviendas	3			50		
Fregadero en restaurante (vajillas)		8	8		75	75
Fregadero en restaurante (alimentos)		6	6		50	50
Lavadero (ropa)	3	3		50	50	
Lavadero (laboratorio)	2			50		
Lavapiés	2	2		50	50	
Sumidero corriente	3	3	3	50	50	50
Desagüe pluvial						
Recogida de agua pluvial						
a) Caída máxima 10cm/h cada 17 m ² de área	1			50	50	50
b) Caída máxima 20cm/h cada 8.5 m ² de área	1			50	50	50

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Dónde:

- “**Clase 1:** corresponde a edificios cuyo uso es limitado para las personas, es decir a edificaciones de tipo particular como son viviendas, gabinetes privados de hoteles en los cuales los aparatos sirven para una sola familia o a un solo individuo”. (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)
- “**Clase 2:** comprende edificios de uso semi-público, por ejemplo oficinas, talleres en donde los aparatos son utilizados por un número limitado de personas.” (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

- “**Clase 3:** La clase 3 son para edificaciones públicas de uso ilimitado de personas, por ejemplo baños públicos, colegios , etc...” (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Por lo que para nuestro caso se considera unidades de descarga clase 1; elaborando un resumen de las unidades de descarga y los diámetros de las derivaciones por planta se tiene:

Tabla 89

Resumen de unidades de descarga por planta

PLANTA	TIPO DE MUEBLE	UNIDADES DE DESCARGA	NÚMERO DE APARATOS	TOTAL UNIDADES DE DESCARGA	TOTAL POR PLANTA
PLANTA BAJA N+0.00	Lavabo	1	1	1	13
	Inodoro de Tanque	4	1	4	
	Ducha	2	1	2	
	Fregadero de Cocina	3	1	3	
	Lavadero	3	1	3	
SEGUNDA PLANTA N+2.70	Lavabo	1	1	1	7
	Inodoro de Tanque	4	1	4	
	Ducha	2	1	2	

Tabla 90

Diámetro de las derivaciones

PLANTA	TIPO DE MUEBLE	DÍAMETRO DE LA DERIVACIÓN (mm)
PLANTA BAJA N+0.00	Lavabo	50
	Inodoro de Tanque	110
	Ducha	50
	Fregadero de Cocina	50
	Lavadero	50
SEGUNDA PLANTA N+2.70	Lavabo	50
	Inodoro de Tanque	110
	Ducha	50

5.1.2.2. Tubería de recolección de derivaciones

En tubería sanitaria, la pendiente mínima recomendada es del 1% por lo que para nuestro proyecto se empleará el 2% para obtener una mejor evacuación de los desechos sanitarios.

Tabla 91

Diámetro de derivaciones del colector

Diámetro de la Derivación (mm)	Máximo número de Unidades de Descarga		
	1%	2%	4%
50	1	1	1
50	2	2	2
50	5	6	8
75 (sin retrete)	12	15	18
75 (sin retrete)	24	27	36
110	84	96	114
125	180	234	280
160	330	440	580
200	870	1150	1680
250	1740	2500	3600
300	3000	4200	6500
350	6000	8500	13500

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

En base resumen de unidades de descarga, se escoge una tubería de colector de 110 mm por cada planta, puesto que el diámetro del colector no puede ser de menor dimensión que el de su derivación proveniente de los inodoros, sin importar que este diámetro sea capaz de absorber hasta 96 unidades de descarga.

5.1.2.3. Columnas de aguas servidas

Las columnas de aguas servidas tienen como objeto captar el agua servida proveniente de todas las plantas y conducirlo a las cajas de revisión, para su dimensionamiento se tiene:

Tabla 92**Diámetro en Columnas de aguas servidas**

Diámetro Columna (mm)	Máximo Número de unidades		Max. Longitud de Columna
	Cada Planta	Toda la Columna	
50	3	8	18
50	8	18	27
75	20	36	31
75	45	72	64
110	190	384	91
125	350	1020	119
160	540	2070	153
200	1200	5400	115

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Se recomienda que en el caso que la tubería de recolección de agua servida sea mayor que la columna de agua servida, la columna sea de igual diámetro que su colector para no producir reducciones en la descarga, por lo tanto, la columna de agua servida será de 110mm.

5.1.2.4. Diámetro de colector de agua servida

La pendiente del colector será al 2%.

Tabla 93: Diámetro de colector de agua servida

Diámetro de Colector (mm)	Máximo Número de Unidades de Descarga		
	1%	2%	4%
50	1	1	1
50	2	2	3
50	7	9	12
75	17	21	27
75	27	36	48
110	114	150	210
125	270	370	540
160	510	720	1050
200	1290	1860	2640
250	2520	3600	5250
300	4390	6300	9300

Fuente: (Carrera Falcón & Carrera Villacrés)

Puesto que la columna es de agua servida es de 110 mm la tubería de recolección será de la misma dimensión, de esta manera se evitan problemas de reducción de sección y golpes por ariete y fisuras en la tubería por cambio de velocidades.

Como resumen se tiene:

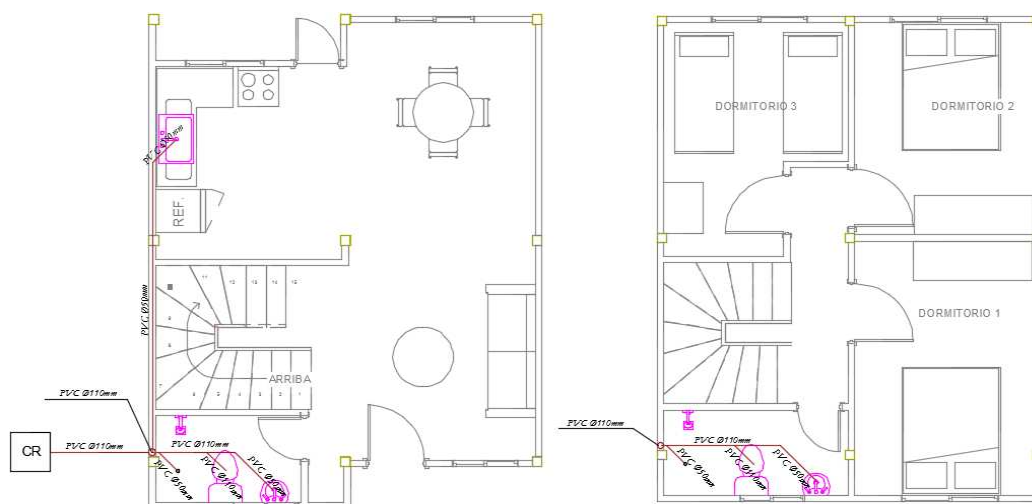


Figura 186: Resumen Sistema de drenaje sanitario

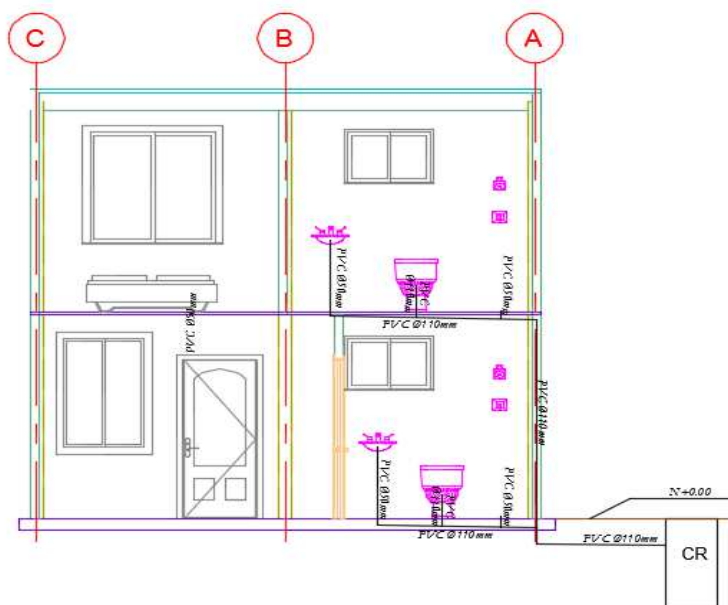


Figura 187: Vista en corte sistema de drenaje sanitario

Los detalles del diseño hidrosanitario, así como el resumen del material se detalla en el Anexo 4.d: “Plano Hidrosanitario y Eléctrico”

5.2. Diseño Eléctrico

5.2.1. Generalidades

El diseño eléctrico de la vivienda permite identificar el número de luminarias, tomacorrientes, tomacorrientes especiales, entre otros, que son parte esencial del proyecto y que a su vez permite el funcionamiento de la vivienda y el confort para sus propietarios. Basados en este principio, se toma en consideración el diseño de la vivienda tanto en la primera planta como su extensión a la vivienda de dos plantas, por tanto, se considerará la distribución para la etapa inicial y que la misma sea fija para cuando se genere la segunda planta.

5.2.2. Diseño de Iluminación

5.2.2.1. Vivienda de una planta

En primer lugar, es necesario clasificar el tipo de reflexión que se tendrá en la estructura por objeto al material al cual va a iluminar:

Tabla 94

Tipo de reflexión

TIPOS DE REFLEXIÓN	MATERIALES	LUZ REFLEJADA
Regular o Dirigida	Vidrio Plateado	80-90
	Aluminio Abrillantado	75-85
	Aluminio Pulido y cromo	60-70
DIFUSA	Encolado de yeso	80-90
	Arce y maderas similares (claras)	60
	Hormigón	15-40
	Nogal (oscuro) y materiales similares	15-20
	Ladrillos	5. - 25
Mixta	Esmalte blanco - aluminio saturado	70-90
	Aluminio cromosatín	55-58

Fuente: (Ludeña, 2015)

Como resumen de los espacios a iluminar en la vivienda de una planta se tiene:

- Cocina y comedor
- Baños
- Dormitorio 1
- Dormitorio 2

- Sala
- Acceso

Para poder elaborar un resumen de los espacios y el número de focos a emplear, se debe clasificar por el número de lúmenes, potencia y tipo de alumbrado de cada espacio, como se tiene a continuación:

Tabla 95

Clasificación de espacios

SIMB OLO	AREA A ILUMINAR	NIVEL DE ILUMINACION		LUMENE S [lum]	Potenci a [W]	TIPO DE MONTAJE	TIPO DE ALUMBRADO	TIPO DE ILUMINACIÓ N
		MIN	MAX					
A	Cocina y Comedor	100	200	1600	25	Empotrada	Semidirecto	Sistema Primario Alumbrado General
B	Baños	50	100	1600	25			
C	Dormitorio 1	50	-	1600	25			
D	Dormitorio 2	50	-	1600	25			
E	Sala	70	200	1600	25			
F	Acceso	50	70	1600	25			

Los sistemas de alumbrado semidirecto son tubos fluorescentes standard, montaje de superficies a una altura de 1.4 por la altura de montaje. Es necesario realizar un resumen de las medidas por planta de cada espacio a iluminar con el fin de obtener el índice local.

Tabla 96

Dimensiones por espacio e índice del local

ESPACIO A ILUMINAR	ALTURA	ALT. SUPERFICIE	LARGO	ANCHO	INDICE DEL LOCAL	
	[m] h	[m] hs	[m] l	[m] a	RL	INDICE
Cocina y Comedor	2.60	0.70	2.88	2.60	0.72	I
Baños	2.60	0.70	2.20	1.33	0.44	J
Dormitorio 1	2.60	0.70	2.88	3.30	0.81	I
Dormitorio 2	2.60	0.70	2.80	2.53	0.70	I
Sala	2.60	0.70	2.88	3.38	0.82	I
Acceso	2.60	0.00	2.9	0.66	0.21	J

El índice del local representa la geometría entre el plano de trabajo y el plano de luminarias, está representado por la siguiente ecuación:

$$R_L = \frac{l \times a}{H(l + a)} = \frac{l \times a}{(h - hs) \times (l + a)}$$

La clasificación del índice del local es el siguiente:

Tabla 97

Clasificación del índice del local

R _L	Índice del local	R _L	Índice del local
<0.7	J	1.75-2.25	E
0.7-0.9	I	2.25-2.75	D
0.9-1.12	H	2.75-3.5	C
1.12-1.38	G	3.5-4.5	B
1.38-1.75	F	>4.4	A

Fuente: (Ludeña, 2015)

En base a la clasificación se da el tipo de grupo (índice del local) de cada uno de los escenarios a iluminar. Según la tonalidad de paredes y techos se debe considerar el porcentaje de luz reflejada, lo que implicaría a fin de cuentas en la cantidad de focos necesarios para cada caso:

Tabla 98

Luz reflejada según color de paredes o techos

TONALIDAD	COLOR PARED O TECHOS	LUZ REFLEJADA (%)
Claro	Blanco	75-90
	Crema claro	70-80
	Amarillo claro	55-65
	Verde claro	45-50
	Azul - gris claro	40-45
Medio	Beige	25-35
	Arce - marrón - verde - olivia	20-25
Oscuro	Verde - azul - rojo - gris	10. - 15
	negro	4

Fuente: (Ludeña, 2015)

Donde se tendrá el 75% de luz reflejada en paredes y 90% para los techos.

Es necesario determinar los coeficientes de conservación y utilización de energía para finalmente obtener el número de luminarias necesarias en la vivienda. Los coeficientes de conservación y utilización son los siguientes:

Tabla 99

Coeficientes de utilización Cu y conservación Cc

Luminaria	Distancia Entre Luminarias Inferior A	Coeficiente de conservación	Techo Paredes Índice Local	Porcentaje de iluminación							
				70%		50%		30%			
				Coeficiente de Conservación							
				50%	30%	10%	50%	30%	10%	30%	10%
Coeficiente de utilización											
Pantalla para tubos fluorescentes standard. Montaje de superficie. Alumbrado Semidirecto	1.4 x Altura de montaje	Bueno 0.7 Medio 0.6 Malo 0.50	J	0.3	0.25	0.22	0.29	0.25	0.22	0.25	0.21
			I	0.39	0.34	0.3	0.38	0.33	0.3	0.33	0.3
			H	0.46	0.41	0.37	0.45	0.4	0.36	0.39	0.36
			G	0.54	0.48	0.44	0.52	0.47	0.43	0.45	0.42
			F	0.58	0.53	0.49	0.56	0.52	0.48	0.5	0.47
			E	0.65	0.6	0.56	0.62	0.58	0.54	0.56	0.53
			D	0.7	0.65	0.61	0.66	0.63	0.6	0.6	0.58
			C	0.73	0.69	0.65	0.7	0.66	0.63	0.63	0.61
			B	0.77	0.73	0.7	0.73	0.7	0.68	0.67	0.65
			A	0.8	0.77	0.74	0.76	0.74	0.71	0.7	0.69
Luminaria para tubos fluorescentes standard provista de cubeta de material plástico. Montaje empotrado. Alumbrado Directo	1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.7 Medio 0.6 Malo 0.50	J	0.27	0.22	0.2	0.26	0.22	0.19	0.25	0.22
			I	0.33	0.29	0.26	0.33	0.29	0.25	0.32	0.28
			H	0.38	0.34	0.3	0.38	0.33	0.3	0.37	0.33
			G	0.43	0.38	0.35	0.42	0.38	0.34	0.41	0.38
			F	0.46	0.42	0.38	0.46	0.41	0.38	0.44	0.41
			E	0.5	0.47	0.43	0.5	0.46	0.43	0.48	0.46
			D	0.53	0.5	0.47	0.53	0.49	0.47	0.51	0.48
			C	0.55	0.52	0.5	0.54	0.52	0.49	0.53	0.51
			B	0.59	0.55	0.53	0.58	0.55	0.53	0.56	0.54
			A	0.6	0.57	0.55	0.59	0.57	0.55	0.57	0.56

Fuente: (Ludeña, 2015)

Tabla 100

Resultado número de luminarias vivienda primer piso

COEFICIENTE DE UTILIZACIÓN Y CONSERVCIÓN					No. Lámparas	Nº. Iluminarias
TECHO	PARED	Cu	Cc	Altura [m]		
75%	90%	0.39	0.50	1.40	4.80	2 de 2
75%	90%	0.30	0.50	1.40	1.22	1
75%	90%	0.39	0.50	1.40	1.52	2
75%	90%	0.39	0.50	1.40	1.14	1
75%	90%	0.39	0.50	1.40	6.24	3 de 2
75%	90%	0.30	0.50	1.40	0.56	1 de 2

Para el número de lámparas será necesario aplicar la siguiente fórmula:

$$\#luminaria = \frac{Nivel\ de\ ilum.\ max \times l \times a}{lum \times Cu \times Cc}$$

En el caso de las luminarias que se necesite en mayor cantidad se recomienda que en la vivienda se pongan luminarias dobles para evitar el uso de muchos puntos eléctricos que implicaría un mayor uso de materiales, así como de focos.

5.2.2.2. Distribución de luminarias por planta

Para la distribución de las luminarias se considera:

Tabla 101

Resumen de luminarias

AREA A ILUMINAR	ALTURA [m]	A. SUPERFICIE [m]	H [m]	LARGO [m]	ANCHO [m]	No. Iluminarias
	h	hs		l	a	
Cocina y Comedor	2.60	0.70	1.90	2.88	2.60	2
Baños	2.60	0.70	1.90	2.30	1.33	1
Dormitorio 1	2.60	0.70	1.90	2.88	3.30	2
Dormitorio 2	2.60	0.70	1.90	2.80	2.53	1
Sala	2.60	0.70	1.90	2.88	3.38	3
Acceso	2.60	0.00	2.60	2.90	0.66	1

Para la ubicación de las luminarias por planta se debe distribuir por cada habitación en coordenadas x e y, las mismas que se detallan a continuación.

Tabla 102

Ubicación de luminarias por planta

DISTRIBUCIÓN	X [m]	Y [m]	ah
X x Y			
2x1	0.72	1.30	1.40
1x1	1.15	0.67	1.40
1X2	1.44	0.83	1.40
1x1	1.40	1.27	1.40
1x3	1.44	0.56	1.40
1X1	1.45	0.33	1.40

Las mismas distancias tienen que ser reflejadas en planta de la siguiente manera:

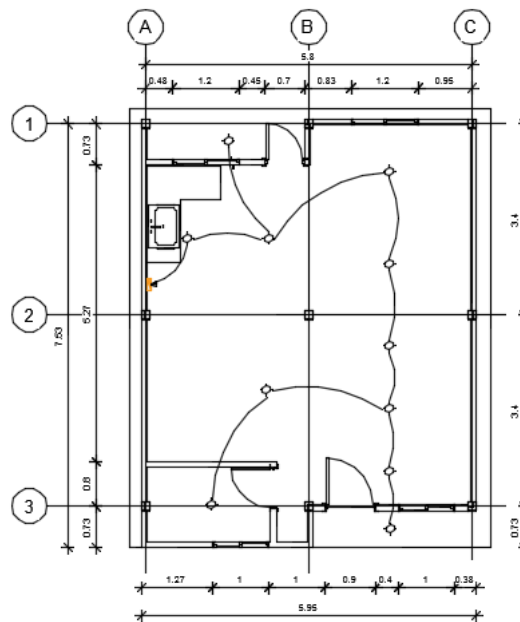


Figura 188: Luminarias vivienda de una planta

En definitiva, se debe realizar el chequeo que la altura a montar por la altura a colocar sea menor que la distribución en X e Y, en el caso de que no sea menor los valores, se recomienda introducir más luminarias dependiendo del área a iluminar. Para el caso del proyecto se considera como aceptables los valores debido a que es una vivienda de emergencia y que a su vez se cumple con los requerimientos básicos necesarios.

Tabla 103

Chequeo de distancias

AREA A ILUMINAR	2X	<	ah x H	2Y	<	ah x H
Cocina y Comedor	1.44	<	2.66	2.60	<	2.66
Baños	2.30	<	2.66	1.33	<	2.66
Dormitorio 1	2.88	<	2.66	1.65	<	2.66
Dormitorio 2	2.80	<	2.66	2.53	<	2.66
Sala	2.88	<	2.66	1.13	<	2.66
Acceso	2.90	<	3.64	0.66	<	3.64

5.2.2.3. Vivienda de dos plantas

De igual manera como se realizó en el cálculo de luminarias de la primera planta se realiza para el caso en que se monte la segunda planta de la vivienda, teniendo los siguientes resultados:

Tabla 104

Análisis de segunda planta

SIMBOLO	AREA A ILUMINAR	NIVEL DE ILUMINACION		LUMENES [lum]	Potencia [W]	TIPO DE MONTAJE	TIPO DE ALUMBRADO	TIPO DE ILUMINACION
		MIN	MAX					
D	Baño Planta Alta	50	100	1600	25	Empotrada	Semidirecto	Sistema Primario Aluminado General
E	Dormitorio 1	50	-	1600	25		Semidirecto	
F	Dormitorio 2	50	-	1600	25		Semidirecto	
G	Dormitorio 3	50	-	1600	25	Semidirecto		
I	Gradas	100	150	1600	25	Semidirecto		
J	Pasillo Planta Alta	50	70	1600	25	Sobrepuesta	Semidirecto	

Tabla 105

Resumen de distancias segunda plantas

AREA A ILUMINAR	ALTURA [m]	A. SUPERFICIE [m]	LARGO [m]	ANCHO [m]	INDICE DEL LOCAL	
	h	hs	l	a	RL	INDICE
Baño Planta Alta	2.60	0.70	2.80	1.33	0.47	J
Dormitorio 1	2.60	0.70	2.80	4.00	0.87	I
Dormitorio 2	2.60	0.70	2.80	3.32	0.80	I
Dormitorio 3	2.60	0.70	2.85	3.65	0.84	I
Gradas	2.60	0.00	2.00	2.20	0.40	J
Pasillo Planta Alta	2.60	0.70	0.85	3.70	0.36	J

Tabla 106

Coefficiente de utilización y conservación

COEFICIENTE DE UTILIZACIÓN Y CONSERVCIÓN					No. Lámparas	No. Iluminarias
TECHO	PARED	Cu	Cc	Altura [m]		
75%	90%	0.27	0.50	1.20	1.72	2
75%	90%	0.33	0.50	1.20	2.12	2
75%	90%	0.33	0.50	1.20	1.76	2
75%	90%	0.33	0.50	1.20	1.97	2
75%	90%	0.30	0.50	1.40	2.00	2
75%	90%	0.30	0.50	1.40	0.92	1

Tabla 107**Resumen de luminarias segunda planta**

AREA A ILUMINAR	ALTURA [m]	A. SUPERFICIE [m]	H [m]	LARGO [m]	ANCHO [m]	Num Iluminarias
	h	hs		l	a	
Baño Planta Alta	2.60	0.70	1.90	2.80	1.33	2
Dormitorio 1	2.60	0.70	1.90	2.80	4.00	2
Dormitorio 2	2.60	0.70	1.90	2.80	3.32	2
Dormitorio 3	2.60	0.70	1.90	2.85	3.65	2
Gradas	2.60	0.70	1.90	2.00	2.20	2
Pasillo Planta Alta	2.60	0.70	1.90	0.85	3.70	1

Tabla 108**Distribución en planta**

DISTRIBUCIÓN		X [m]	Y [m]	ah
X	Y			
2X1		0.70	0.67	1.20
1X2		1.40	1.00	1.20
1X2		1.40	0.83	1.20
1X2		1.43	0.91	1.20
2X1		0.50	1.10	1.40
1X1		0.43	1.85	1.40

Tabla 109**Comprobación de distancias**

AREA A ILUMINAR	2X	<	ah x H	2Y	<	ah x H
Baño Planta Alta	1.40	<	2.28	1.33	<	2.28
Dormitorio 1	2.80	<	2.28	2.00	<	2.28
Dormitorio 2	2.80	<	2.28	1.66	<	2.28
Dormitorio 3	2.85	<	2.28	1.83	<	2.28
Gradas	1.00	<	2.66	2.20	<	2.66
Pasillo Planta Alta	0.85	<	2.66	3.70	<	2.66

Se tiene la siguiente distribución de la segunda planta:

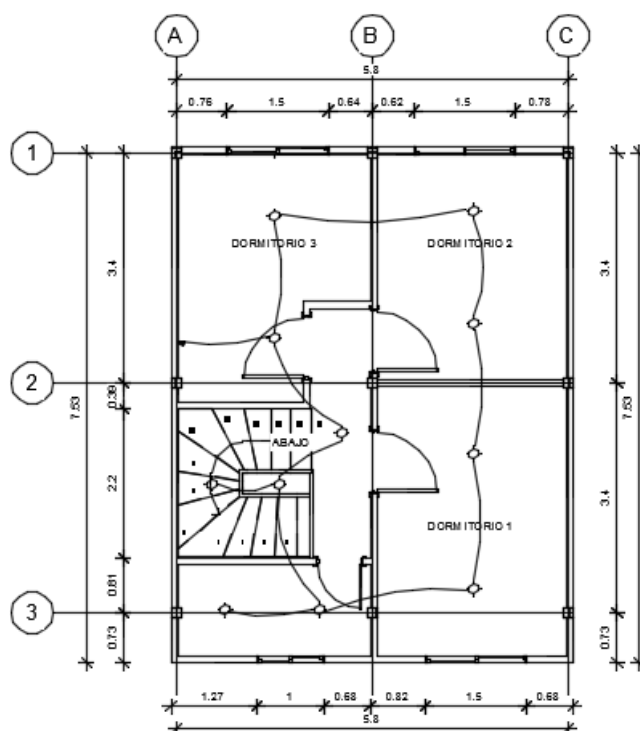


Figura 189: Distribución de luminarias segunda planta

5.2.3. Diseño de Potencia de Vivienda de Dos Plantas

Para el diseño de potencia de la vivienda, la misma se proyectará para las dos plantas puesto que repercutirá en el número de cables por planta, así como el tablero a colocar, por ende, se considera la siguiente distribución de tomacorrientes por planta:

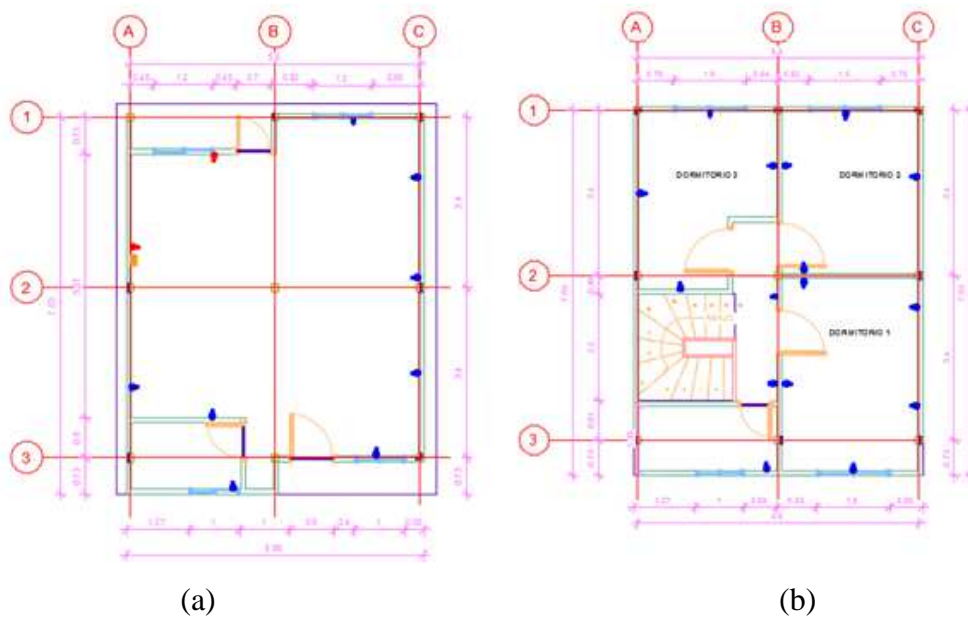


Figura 190: Distribución de tomacorrientes planta baja (a) y segunda planta (b)

Los tomacorrientes de color azul son tomacorrientes comunes que estarán en un circuito de fuerza normal; no es así el caso de los tomacorrientes de color rojo evidenciado en la planta baja, que indicaría circuitos especiales, puesto que demandarán mayor carga. Es por esta razón que se ha dividido en tres tipos de circuitos:

- **Circuitos de Iluminación**
- **Circuitos de Fuerza**
- **Circuitos Especiales**

Los circuitos de iluminación contendrán el sistema de cableado de las luminarias calculadas en el inciso anterior. El circuito de fuerza y especial se refiere al cableado proveniente de los diferentes tipos de tomacorrientes.

5.2.3.1. Circuitos de Iluminación

Los circuitos de Iluminación se encuentran distribuidos hasta doce puntos de iluminación debido a la carga que estos producen por lo tanto se encuentran distribuidos de la siguiente manera:

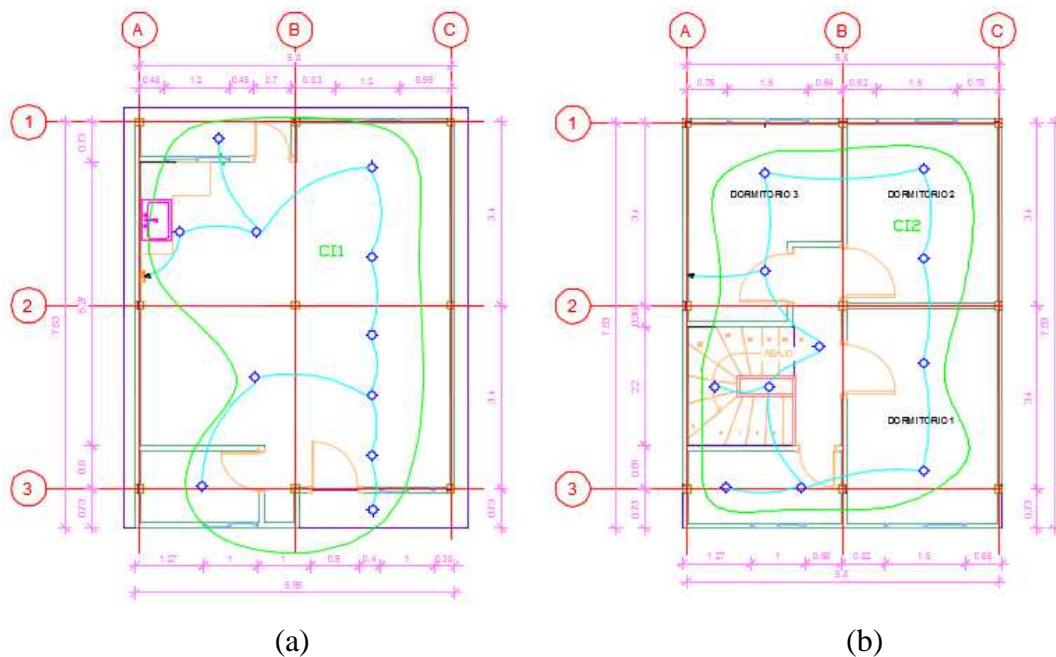


Figura 191: Circuito de Iluminación planta baja (a) y segunda planta (b)

Por lo que en resumen se tiene lo siguiente:

Tabla 110

Resumen circuito de iluminación

CIRCUITO	SALIDA	TOMA [V]	CARGA C/U [W]	CARGA TOTAL [W]	TABLERO	FACTOR DE POTENCIA (Fp)
CI1	11	110	25	275	TPD1	0.85
CI2	11			275		
TOTAL				550		

Del circuito CI 11 – CI 21 se tiene once salidas, las cuales corresponden al número de luminarias de la planta baja, son tomas de 110 V y que consumen en términos generales 25 Watts cada una de ellas. Se considera el uso de un tablero TPD1 cuyo factor de reductor de potencia es 0.85. Es necesario calcular un factor de demanda puesto que dependiendo de la ocupación de la edificación este valor variaría, por lo que se tiene:

Tabla 111
Factores de uso según voltaje

Instalación	Factor de demanda FD
Casas de vivienda	100% en los primeros 3000 VA, 35% entre 3001 VA a 120000 VA, 25% en excedente

Fuente: (Ludeña, 2015)

Puesto que en nuestro caso la vivienda será menor de 3000 VA de carga total, el factor de demanda se considera del 100% y no se reduce. Es necesario calcular la carga [VA] que se necesita instalar en dicho circuito, para lo cual la carga se lo calcula de la siguiente manera:

$$P_s = \frac{P_w}{fp}$$

Dónde:

- **Ps** Carga instalada
- **Pw** Carga total
- **Fp** Factor de potencia

$$P_s = \frac{550}{0.85} \rightarrow P_s = 647.05 \text{ VA}$$

Para calcular la carga actual producida se tiene:

$$\text{Carga actual} = \text{Carga instalada} \times \text{Factor de demanda}$$

$$\text{Carga actual} = 647.05 \times 1$$

$$\text{Carga actual} = 647.05 \text{ VA}$$

La intensidad se calcula:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \times V_f \times fp}$$

$$I = \frac{647.05}{\sqrt{3} \times 110 \times 0.85}$$

$$I = 4 \text{ [A]}$$

Si se le añade un 2% de error se tiene:

$$I = 4.08 \text{ [A]}$$

Para calcular el Área del cable se tiene:

$$A = \frac{100 \times \sqrt{3} \times L \times I \times P}{2 \times e\% \times Vf}$$

Dónde:

- **L** Longitud máxima por tramo [20m]
- **P** Resistividad [0.01724]
- **e%** Error [3]
- **Vf** Voltaje de la toma

$$A = \frac{100 \times \sqrt{3} \times 20 \times 4.08 \times 0.01724}{2 \times 3 \times 110}$$

$$A = 0.433 [mm^2]$$

Tabla 112

Voltaje resistente cables AWG

Amperaje que soportan los cables de cobre					
Nivel de temperatura:	60°C	75°C	90°C	60°C	
Tipo de aislante:	TW	RHW, THW, THWN	THHN, XHHW-2, THWN-2	SPT	
Medida / calibre del cable	Amperaje soportado			Medida / calibre del cable	Amperaje soportado
14 AWG	15 A	15 A	15 A	20 AWG	2 A
12 AWG	20 A	20 A	20 A		
10 AWG	30 A	30 A	30 A	18 AWG	10 A
8 AWG	40 A	50 A	55 A		
6 AWG	55 A	65 A	75 A	16 AWG	13 A
4 AWG	70 A	85 A	95 A		
3 AWG	85 A	100 A	115 A	14 AWG	18 A
2 AWG	95 A	115 A	130 A		
1 AWG	110 A	130 A	145 A	12 AWG	25 A
1/0 AWG	125 A	150 A	170 A		
2/0 AWG	145 A	175 A	195 A		
3/0 AWG	165 A	200 A	225 A		
4/0 AWG	195 A	230 A	260 A		

Fuente: (masvoltaje, 2016)

Tabla 113**Área de los cables**

AWG	Diam. mm	Área mm ²	AWG	Diam. mm	Área mm ²
1	7.35	42.40	16	1.29	1.31
2	6.54	33.60	17	1.15	1.04
3	5.86	27.00	18	1.024	0.823
4	5.19	21.20	19	0.912	0.653
5	4.62	16.80	20	0.812	0.519
6	4.11	13.30	21	0.723	0.412
7	3.67	10.60	22	0.644	0.325
8	3.26	8.35	23	0.573	0.259
9	2.91	6.62	24	0.511	0.205
10	2.59	5.27	25	0.455	0.163
11	2.30	4.15	26	0.405	0.128
12	2.05	3.31	27	0.361	0.102
13	1.83	2.63	28	0.321	0.0804
14	1.63	2.08	29	0.286	0.0646
15	1.45	1.65	30	0.255	0.0503

Fuente: (Ariston Electrónica S.A., 2017)

*Para la elección del cable mandará el diámetro mayor producto del cálculo entre la intensidad de corriente y el área basados en las tablas anteriormente expuestas, por lo tanto, por lo tanto, por seguridad se necesita un **cable 14 AWG***

5.2.3.2. Circuito de fuerza

El circuito de fuerza se refiere al circuito conectado de tomacorrientes, las cuales se han dividido de la siguiente manera:

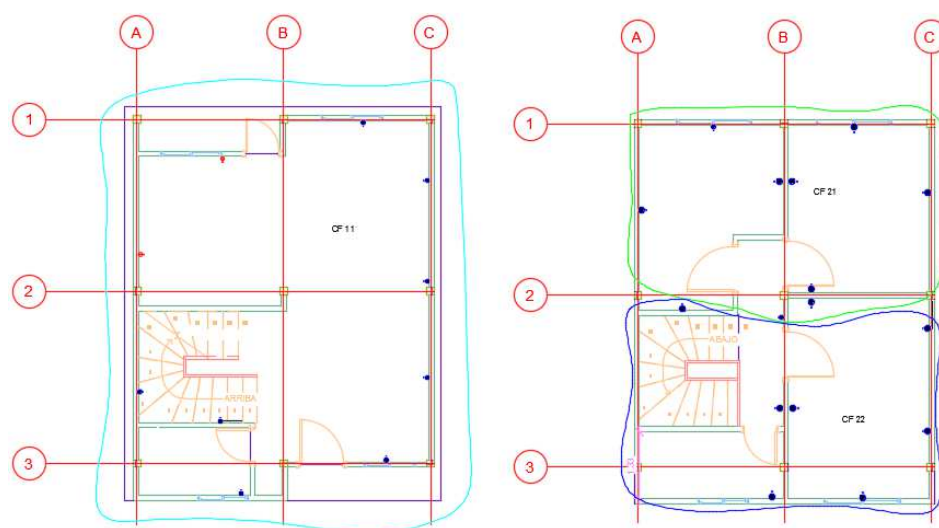


Figura 192: Distribución de circuitos CF11 - CF 21 - CF 22

Siguiendo el mismo procedimiento realizado en los circuitos de luminaria se tiene:

Tabla 114

Resumen circuito de fuerza

CIRCUITO	SALIDA	TOMA [V]	CARGA C/U [W]	CARGA TOTAL [W]	TABLERO	FACTOR DE POTENCIA (Fp)
CF11	8		150	1200		
CF21	9	110	150	1350	TPD1	0.85
CF22	7		150	1050		
TOTAL				3600		

$$P_s = \frac{550}{0.85} \rightarrow P_s = 4235.29 \text{ VA}$$

Considerando que excedió 3000 VA se debe considerar el 35% de uso según el voltaje, por lo tanto:

$$\text{Carga instalada excedida} = 4235.29 - 3000$$

$$\text{Carga instalada excedida} = 1235.29 \text{ VA}$$

Para calcular la carga actual producida se tiene:

$$\text{Carga actual} = \text{Carga instalada} \times \text{Factor de demanda}$$

$$\text{Carga actual} = (3000 \times 1) + (1235.29 \times 0.35)$$

$$\text{Carga actual} = 3432.35 \text{ VA}$$

La intensidad se tiene:

$$I = 21.22 \text{ [A]}$$

Si se le añade un 2% de error se tiene:

$$I = 1.96 [A]$$

El Área del cable se tiene:

$$A = 1.95 [mm^2]$$

El cable para los tomacorrientes será calibre 12 AWG.

5.2.3.3. Circuitos Especiales

Para los circuitos especiales se definen a aquellos que consumen una carga en Watts elevada, de igual forma se tiene:

Tabla 115

Resumen de circuito especiales

CIRCUITO	SALIDA	TOMA [V]	CARGA C/U [W]	CARGA TOTAL [W]	TABLERO	FACTOR DE POTENCIA (Fp)
CE11	Refrigeradora	110	300	300	TSD1	0.85
CE12	Cocina	220	4000	4000		
TOTAL				4300		

Siguiendo el mismo procedimiento se tiene:

$$P_s = 5058.82 VA$$

$$Carga instalada excedida = 5058.82 - 3000$$

$$Carga instalada excedida = 2058.82 VA$$

Para calcular la carga actual producida se tiene:

$$Carga actual = Carga instalada \times Factor de demanda$$

$$Carga actual = (3000 \times 1) + (2058.82 \times 0.35)$$

$$Carga actual = 3720.59 VA$$

Se debe realizar el cálculo de la intensidad de cada circuito especial puesto que el voltaje es diferente de igual manera como se realizó en el circuito de luminarias:

$$I_{110v} = 23.46 A$$

$$I_{220v} = 11.73 A$$

Por lo tanto, el área de cada cable sería:

$$A_{110V} = 2.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{220V} = 0.029 \text{ mm}^2$$

Seguendo la tabla de voltaje resistente por cables AWG se tiene:

- Circuito Especial 110V:

Cable calibre 10 AWG

- Circuito Especial 220V:

Cable calibre 14 AWG

$$A = \sum a (\text{Carga instalada de iluminación}) * FD$$

$$B = \sum b (\text{Carga instalada de fuerza}) * FD$$

$$C = \sum c (\text{Carga instalada de circuitos individuales}) * FD$$

$$D = \sum d (\text{Carga instalada circuitos especiales}) * FD$$

5.2.3.4. Tablero

Para calcular la carga actual que llega al tablero, se debe clasificar la carga de la siguiente manera:

- $A = \sum a (\text{Carga instalada de iluminación}) \times FD$
- $B = \sum b (\text{Carga instalada de fuerza}) \times FD$
- $C = \sum c (\text{Carga instalada de circuitos individuales}) \times FD$
- $D = \sum d (\text{Carga instalada circuitos especiales}) \times FD$

Tabla 116

Resumen de carga que llega al tablero TPD

CIRCUITO	CARGA [W]	Fp
A	550	0.85
B	3600	
C	0	
D	4300	
TOTAL	8450	

De la misma manera como se realizó anteriormente se tiene lo siguiente:

$$P_s = 9941.17 \text{ VA}$$

$$\text{Carga actual} = 5429.41 \text{ VA}$$

$$I = 34.23 \text{ A}$$

$$A = 3.09 \text{ mm}^2$$

El cable será de calibre 8 AWG, que conectará el tablero a la acometida

5.2.3.5. Cálculo de Protecciones

Las protecciones se refieren a los breakers que cumple la función de ante un apagón controlar que los aparatos no tiendan a quemarse, las protecciones deben ser de mayor resistencia que la intensidad. Se debe realizar una tabla resumen con las siguientes especificaciones:

Tabla 117

Cálculo de protecciones de los circuitos

Circuito	Corriente Max [A]	135% de In [A]	Corriente de protección contra sobre carga [A]
Iluminación	4.80	6.48	10
Fuerza	21.64	29.22	40
Especiales 110V	23.46	31.67	40
Especiales 220V	11.73	15.84	25

Su resultado final sería:

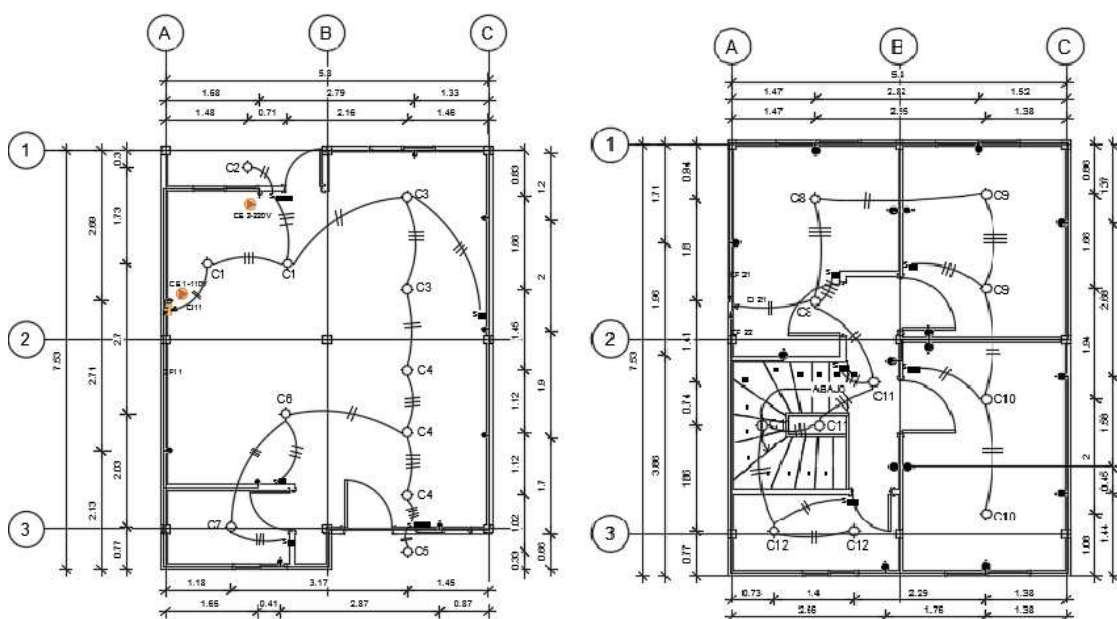


Figura 193: Resumen de instalación eléctrica

El tablero siempre tiene que tener varios espacios para poder colocar el número de breakers necesarios y que a su vez en el caso que se extienda líneas adicionales se pueda recurrir sin causar inconvenientes, es por ello que el tablero se propone sea un panel **TPD de 6 espacios**.

Para seleccionar el tubo PVC Conduit adecuado según el número de cables se tiene:

Tabla 118

Número máximo de conductores a instalarse en un tubo conduit

CALIBRE CONDUCTOR	DIAMETRO NOMINAL DEL TUBO EN MILÍMETROS											
	13	19	25	32	38	51	63	76	89	102	127	152
14	9	15	25	44	60	99	142					
12	7	12	19	35	47	78	111	171				
10	5	9	15	26	36	60	85	111	176			
8	2	4	7	12	17	28	40	62	84	108		
6	1	2	4	7	10	16	23	36	48	62	97	141
4	1	1	3	5	7	12	17	27	36	47	73	106
2	1	1	2	4	5	9	13	20	27	34	54	78
1/0	-	1	1	2	3	5	8	12	16	21	33	49
2/0	-	1	1	1	3	5	7	10	14	18	29	41
3/0	-	1	1	1	2	4	6	9	12	15	24	35
4/0	-	-	1	1	1	3	5	7	10	13	20	29
250			1	1	1	2	4	6	8	10	16	23
300			1	1	1	2	3	5	7	9	14	20
350				1	1	1	3	4	6	8	12	18
400				1	1	1	2	4	5	7	11	16
500				1	1	1	1	3	4	6	9	14
600					1	1	1	3	3	5	7	11
750					1	1	1	2	3	4	6	9
800					1	1	1	1	3	4	6	8
900						1	1	1	3	3	5	8
1000						1	1	1	2	3	5	7

Fuente: (Torres, 2012)

Si se compara el número de cables determinados en los planos con el número máximo de cables que se puede instalar en un tubo conduit y considerando que siempre se considera uno o dos cables más para servicios adicionales que se necesitare en la vivienda, resulta ser un tubo conduit de 13mm conocido comercialmente como tubo conduit de plástico reforzado ½". Los resúmenes de las longitudes de cable aproximados a colocar son las siguientes:

- Planta Baja en vivienda

Tabla 119**Resumen de longitud de cable por circuito**

PLANTA BAJA		
Circuito	Cable AWG	Longitud [m]
Iluminación	14	78.5
Fuerza	12	65.5
Especial 110v	10	2
Especial 220v	14	15

- Segunda Planta (Vivienda de dos pisos)

Tabla 120**Resumen de longitud de cable por circuito**

SEGUNDA PLANTA		
Circuito	Cable AWG	Longitud [m]
Iluminación	14	79
Fuerza	12	113

Los detalles del diseño eléctrico, se encuentran en el Anexo 4.d: “Plano Hidrosanitario y Eléctrico”

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE COSTOS

6.1. Antecedentes

El análisis de costos se analizará en dos casos separados, es decir, para la vivienda de una sola planta y la vivienda de dos plantas, las mismas que varían por el área de construcción y los elementos que se necesiten para cada caso. El análisis de los materiales se basa en cotizaciones adquiridas de diferentes empresas, lo que proporciona una pauta de los costos referenciales de la vivienda y a su vez, en el momento que se decida construir las mismas en serie su valor de construcción se reduciría considerablemente.

Debido a que se estima que las viviendas de emergencia tendrán la facilidad de que futuros propietarios puedan construirlas no se considerará el valor de montaje reduciendo el costo por mano de obra; en el análisis de costos las empresas cobrarán únicamente por la fabricación de los elementos de la vivienda. A su vez se realizará un análisis del costo de la fabricación de la conexión ensayada en la Universidad Politécnica Nacional, como fuente de referencia para futuros ensayos.

6.2. Análisis de costos Vivienda una planta y dos plantas

Para el análisis de la vivienda de emergencia tanto de una planta como su extensión a dos plantas se tienen el siguiente presupuesto:

Tabla 121

Presupuesto vivienda una planta

PRESUPUESTO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
<i>Obras preliminares</i>				
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	50.4	1.8	90.72
Excavación de zanjas a máquina equipo: excavadora	m3	10	3.19	31.90
Desalojo a máquina. Equipo: cargadora frontal y volqueta	m3	12	2.9	34.80
CIMENTACIÓN				
Hormigón para contrapiso de h.a 210 kg/cm2	m3	5.04	98.45	496.19
Hormigón para viga de cimentación de h.a 210 kg/cm2	m3	6.74	98.41	663.28
Acero de refuerzo de viga de cimentación	kg	560.12	1.35	756.16
Malla para losa de cimentación	m2	50.42	4.4	221.85
ESTRUCTURA METÁLICA				
DE ESTRUCTURA				
Perfilería estructural columnas	kg	577.63	2.49	1438.30
Perfilería estructural vigas	kg	554.67	2.49	1381.13
Perfilería estructural correas, conexiones y placas de anclaje	kg	338.29	2.49	842.34
Perfilería estructural tubo 5x5xmm	kg	48.83	2.49	121.59
Pack perno, arandela, tuerca 5/8"	u	54	4.35	234.90
Pack perno 1/2", arandela, tuerca	u	50	3.5	175.00
DE TECHO				
Perfilería estructural montantes y correas	kg	357.54	2.25	804.46
Perfilería estructural soleras	kg	43.8	2.25	98.55
PAREDES Y ACABADOS				
Paredes exteriores doble cara	m2	78	24.79	1933.62
Paredes interiores doble cara	m2	16	12.39	198.24
Inodoro tanque bajo tipo savex	u	1	107.58	107.58
Lavamanos pompano blanco	u	1	142.7	142.70
Lavaplatos de hierro enlosado (inc. Sifón y desfogue)	u	1	131.45	131.45
Ducha + llave de paso + toallero + jabonera (llave metálica nacional)	u	1	28.9	28.90
Baldosa de granito fondo gris	m2	51	17.66	900.66
Pintura exterior (cromática autorizada por vivem)	m2	70	2.83	198.10
Pintura interior (cromática autorizada por vivem)	m2	77.32	2.41	186.34
Puerta de cocina metálica + picaporte y candado	u	1	145.25	145.25
Puerta madera baño mdf + cerradura	u	1	102.13	102.13
Puerta principal metálica + cerradura de 2 pasadores	u	1	160.63	160.63
Cubierta ecuateja	m2	48	18.38	882.24
Ventana aluminio estándar y vidrio e = 4mm	m2	5.13	42.1	215.97
MATERIAL ELECTRICO, SANITARIO Y AGUA POTABLE				
AGUA FRÍA Y CALIENTE				



<i>Salida de agua fría hg. Llave de control y accesorios h.g</i>	pto	1	39.5	39.50
<i>Salida de agua caliente hg. Llave de control y accesorios h.g</i>	pto	1	39.5	39.50
<i>Punto de agua fría PVC 1/2"</i>	pto	4	16.9	67.60
<i>Punto de agua caliente PVC 1/2"</i>	pto	3	16.9	50.70
<i>Tubería PVC 1/2"</i>	m	18.1	5.17	93.58
SANITARIO				
<i>Salida de aguas servidas tubo cemento 110 mm</i>	pto	1	21.08	21.08
<i>Tubería PVC 50mm</i>	m	6.16	4.18	25.75
<i>Tubería PVC 100mm</i>	m	3.18	5.06	16.09
<i>Caja de revisión en h.s. F^{cc}=180 kg/cm² (50x50x(50-100)cm)</i>	u	1	46.95	46.95
ELÉCTRICO				
<i>Iluminación (cajetines PVC + interruptor)</i>	pto	11	20.21	222.31
<i>Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"</i>	pto	8	32.01	256.08
<i>Tablero control ge 6 pto.s breaker 1 polo 10-50 a</i>	u	1	116.41	116.41
<i>Salidas especiales (conductor n°14 tomacorriente 220v y caja rectangular)</i>	pto.	1	34.42	34.42
<i>Salidas especiales (conductor n°10 tomacorriente 110v y caja rectangular)</i>	pto.	1	35.98	35.98
Total USD \$				13790.93
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: TRECE MIL SETECIENTOS NOVENTA dólares con NOVENTA Y TRES centavos				

Tabla 122

Presupuesto vivienda de dos plantas

PRESUPUESTO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
<i>Replanteo y nivelación con equipo topográfico</i>	m2	50.4	1.8	90.72
<i>Excavación de zanjas a máquina equipo: excavadora</i>	m3	10	3.19	31.90
<i>Desalojo a máquina. Equipo: cargadora frontal y volqueta</i>	m3	12	2.9	34.80
CIMENTACIÓN				
<i>Hormigón para contrapiso de H.A 210 kg/cm2</i>	m3	5.04	98.45	496.19
<i>Hormigón para Viga de cimentación de H.A 210 kg/cm2</i>	m3	6.74	98.41	663.28
<i>Acero de refuerzo de viga de cimentación</i>	kg	560.12	1.35	756.16
<i>malla para contrapiso de cimentación</i>	m2	50.42	4.4	221.85
ESTRUCTURA METÁLICA				
DE ESTRUCTURA				
<i>Perfilería estructural columnas</i>	kg	907.71	2.49	2260.20
<i>Perfilería estructural vigas</i>	kg	942.01	2.49	2345.60
<i>Perfilería estructural correas, conexiones y placas</i>	kg	542.24	2.49	1350.18
<i>Perfilería estructural tubo 5x5xmm</i>	kg	90.18	2.49	224.55
<i>Pack perno, arandela, tuerca 5/8"</i>	u	54	4.35	234.90
<i>Pack perno 1/2", arandela, tuerca</i>	u	90	3.5	315.00
<i>Escalera Metálica</i>	u	1	497.28	497.28
DE TECHO				
<i>Perfilería estructural montantes y correas</i>	kg	357.54	2.25	804.46
<i>Perfilería estructural soleras</i>	kg	43.8	2.25	98.55
PAREDES Y ACABADOS				
<i>Paredes exteriores doble cara</i>	m2	153	24.79	3792.87
<i>Paredes interiores doble cara</i>	m2	47	12.39	582.33
<i>Inodoro tanque bajo tipo savex</i>	u	2	107.58	215.16
<i>Lavamanos pompano blanco</i>	u	2	142.7	285.40
<i>Lavaplatos de hierro enlosado (inc. Sifón y desfogue)</i>	u	1	131.45	131.45
<i>Ducha + llave de paso + toallero + jabonera (llave metálica nacional)</i>	u	2	28.9	57.80
<i>Baldosa de granito fondo gris</i>	m2	65	17.66	1147.90
<i>Pintura exterior (cromática autorizada por vivem)</i>	m2	140	2.83	396.20
<i>Pintura interior (cromática autorizada por vivem)</i>	m2	242.2	2.41	583.70
<i>Puerta de cocina metálica + picaporte y candado</i>	u	1	145.25	145.25
<i>Puerta madera baño mdf + cerradura</i>	u	2	102.13	204.26
<i>Puerta principal metálica + cerradura de 2 pasadores</i>	u	1	160.63	160.63
<i>Puerta madera dormitorio mdf + cerradura 90 x 2.10</i>	u	3	106.9	320.70
<i>Cubierta ecuateja</i>	m2	48	18.38	882.24
<i>Ventana aluminio estándar y vidrio e = 4mm</i>	m2	9	42.1	378.90



MATERIAL ELECTRICO, SANITARIO Y AGUA POTABLE				
AGUA FRÍA Y CALIENTE				
<i>Salida de agua fría hg. Llave de control y accesorios h.g</i>	pto	1	39.5	39.50
<i>Salida de agua caliente hg. Llave de control y accesorios h.g</i>	pto	1	39.5	39.50
<i>Punto de agua fría PVC 1/2"</i>	pto	7	20.96	146.72
<i>Punto de agua caliente PVC 1/2"</i>	pto	5	16.9	84.50
<i>Tubería PVC 1/2"</i>	m	32.7	5.86	191.62
SANITARIO				
<i>Salida de aguas servidas tubo cemento 110 mm</i>	pto	1	21.08	21.08
<i>Tubería PVC 50mm</i>	m	7.33	4.18	30.64
<i>Tubería PVC 110mm</i>	m	8.1	5.06	40.99
<i>Caja de revisión en h.s. F'c=180 kg/cm2 (50x50x(50-100)cm)</i>	u	1	46.95	46.95
ELECTRICO				
PRIMERA PLANTA				
<i>Iluminación (cajetines PVC + interruptor)</i>	pto	11	20.21	222.31
<i>Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"</i>	pto	8	32.01	256.08
<i>Tablero control ge 6 pto.s breaker 1 polo 10-50 a</i>	u	1	116.41	116.41
<i>Salidas especiales (conductor n°14 tomacorriente 220v y caja rectangular)</i>	pto.	1	34.42	34.42
<i>Salidas especiales (conductor n°10 tomacorriente 110v y caja rectangular)</i>	pto.	1	35.98	35.98
SEGUNDA PLANTA				
<i>Iluminación (cajetines PVC + interruptor)</i>	pto	11	20.21	222.31
<i>Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"</i>	pto	16	32.01	512.16
Total USD \$				21751.58
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: VEINTE Y UN MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y UN dólares con CINCUENTA Y OCHO centavos				

En el presupuesto de la vivienda de dos plantas se consideró su costo total construido desde sus cimientos, puesto que en el momento de una emergencia se puede dar el caso que se decida construir la vivienda de dos plantas, si se analiza de manera independiente se necesitaría un costo aproximado de \$7463.7 para montar la segunda planta como parte de la extensión de la vivienda de una planta.

Como estadísticas resumen de cada proyecto se tiene:

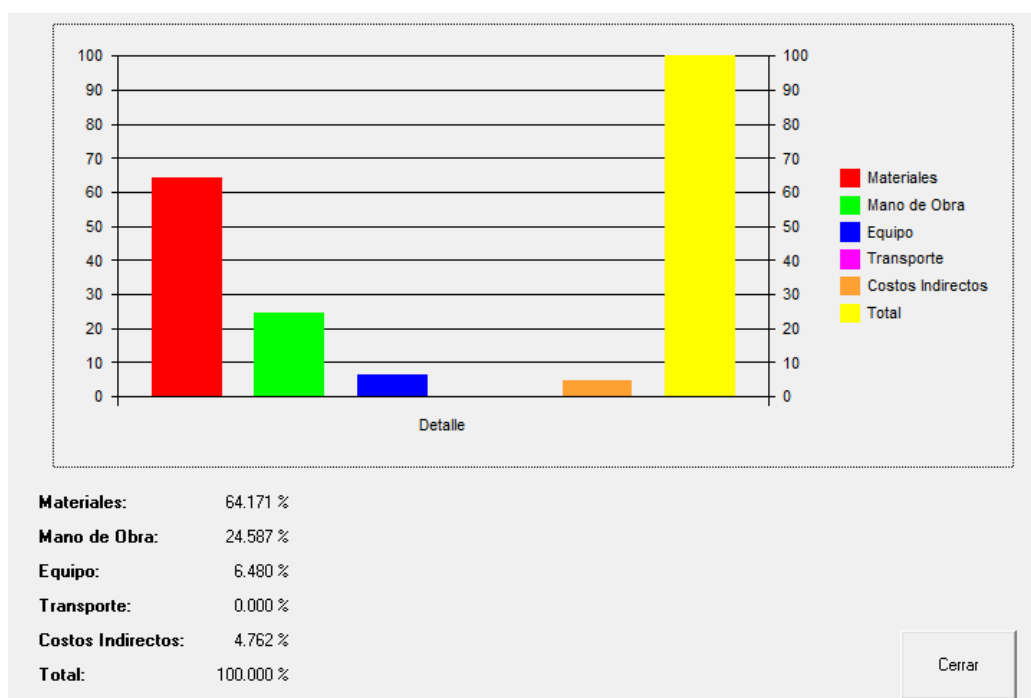


Figura 194: Estadísticas del proyecto de emergencia de una planta

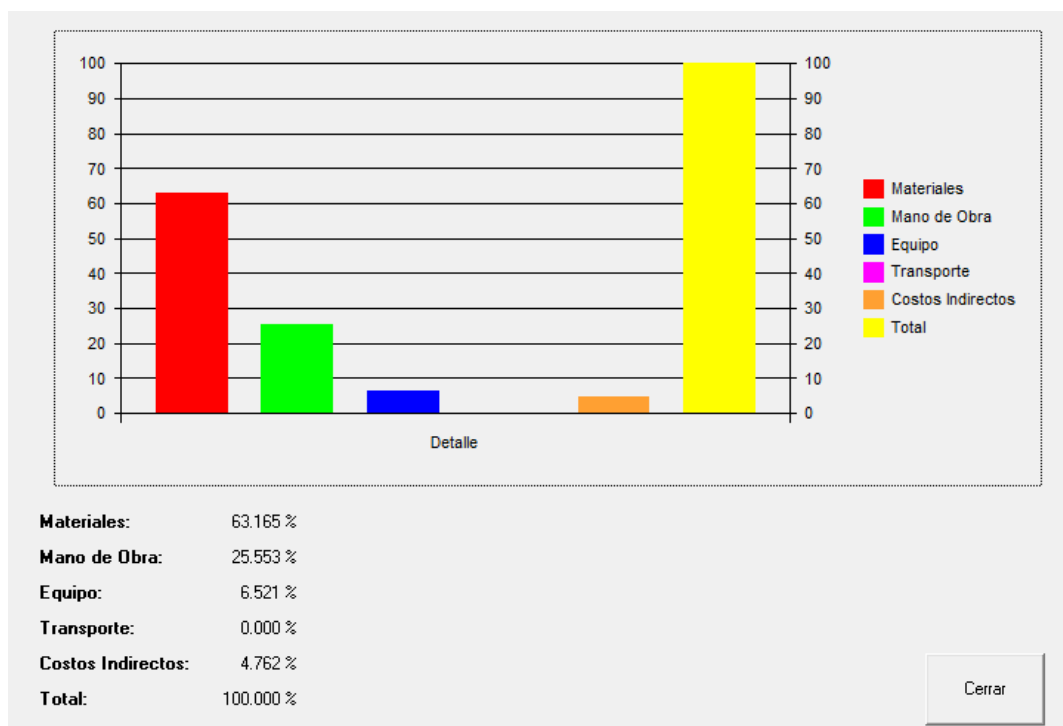


Figura 195: Estadísticas del proyecto vivienda de dos plantas

6.3. Análisis de costos de vivienda en el sistema tradicional (Hormigón)

El análisis de la vivienda tanto de una planta como de dos plantas de Hormigón, se consideró idealizando una casa tipo con secciones mínimas necesarias, como es:

- Columnas 30x30 cm
- Vigas 15x20 cm
- Cimentación a base de plintos de 1x1m y 1.5m de profundidad
- Losa alivianada inclinada $e=20\text{cm}$
- Paredes de bloque $e = 15\text{cm}$

Se tiene los siguientes resultados:

Tabla 123

Presupuesto de vivienda de Hormigón de una planta

PRESUPUESTO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
<i>Replanteo y nivelación con equipo topográfico</i>	m2	50.4	1.8	90.72
<i>Excavación y desalojo sin clasificar a máquina</i>	m3	19.44	8.66	168.35
CIMENTACIÓN				
<i>Plintos de hormigón H.S 210 kg/cm2. Equipo: concretera 1 saco y vibrador</i>	m3	4.86	134.88	655.52
<i>Acero de refuerzo 8 -12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla</i>	kg	330.06	1.68	554.50
<i>Hormigón para losa de H.A. 210 kg/cm2</i>	m3	5.04	98.45	496.19
<i>Malla entrepiso</i>	m2	50.42	4.4	221.85
ESTRUCTURA HORMIGÓN				
<i>Columnas H.S 210 kg/cm2, 30x30cm</i>	m3	2.84	189.89	539.29
<i>Acero de refuerzo para columnas 8 -12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla</i>	kg	497	1.68	834.96
<i>Viga de H.S $f'c = 210\text{kg/cm}^2$; 15x20cm</i>	m	41	12.23	501.43
<i>Acero de refuerzo para vigas 12mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla</i>	kg	366	1.68	614.88
<i>Losa alivianada $e=20\text{ cm}$; $f'c 210\text{ kg/cm}^2$ cubierta</i>	m2	45	28.43	1279.35
<i>Acero de refuerzo para losa 8 -12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla</i>	kg	49	1.68	82.32
PAREDES Y ACABADOS				
<i>Mampostería de bloque $e=15\text{ cm}$. Mortero 1:6, $e=2.5\text{cm}$</i>	m2	70	13.86	970.20
<i>Inodoro tanque bajo tipo savex</i>	u	1	107.58	107.58
<i>Lavamanos pompano blanco</i>	u	1	142.7	142.70
<i>Lavaplatos de hierro enlosado (inc. Sifón y desfogue)</i>	u	1	131.45	131.45



Ducha + llave de paso + toallero + jabonera (llave metálica nacional)	u	1	28.9	28.90
Baldosa de granito fondo gris	m2	12	20.72	248.64
Porcelanato en pisos	m2	38.27	19.15	732.87
Pintura exterior (cromática autorizada por vivem)	m2	70	2.83	198.10
Pintura interior (cromática autorizada por vivem)	m2	77.32	2.41	186.34
Puerta de cocina metálica + picaporte y candado	u	1	145.25	145.25
Puerta madera baño mdf + cerradura	u	1	102.13	102.13
Puerta principal metálica + cerradura de 2 pasadores	u	1	160.63	160.63
Cubierta ecuateja	m2	48	18.38	882.24
Ventana aluminio estándar y vidrio e = 4mm	m2	5.13	42.1	215.97
MATERIAL ELECTRICO, SANITARIO Y AGUA POTABLE				
AGUA FRÍA Y CALIENTE				
Salida de agua fría hg. Llave de control y accesorios h.g	pto	1	39.5	39.50
Salida de agua caliente hg. Llave de control y accesorios h.g	pto	1	39.5	39.50
Punto de agua fría PVC 1/2"	pto	4	16.9	67.60
Punto de agua caliente PVC 1/2"	pto	3	16.9	50.70
Tubería PVC 1/2"	m	18.1	5.17	93.58
SANITARIO				
Salida de aguas servidas tubo cemento 110 mm	pto	1	21.08	21.08
Tubería PVC 50mm	m	6.16	4.18	25.75
Tubería PVC 100mm	m	3.18	5.06	16.09
Caja de revisión en H.S. F ^c =180 kg/cm ² (50x50x(50-100)cm)	u	1	46.95	46.95
ELÉCTRICO				
Iluminación (cajetines PVC + interruptor)	pto	11	20.21	222.31
Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"	pto	8	32.01	256.08
Tablero control ge 6 pto.s breaker 1 polo 10-50 a	u	1	116.41	116.41
Salidas especiales (conductor n°14 tomacorriente 220v y caja rectangular)	pto.	1	34.42	34.42
Salidas especiales (conductor n°10 tomacorriente 110v y caja rectangular)	pto.	1	35.98	35.98
Total USD \$				11358.31
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: ONCE MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y OCHO DÓLARES CON TREINTA Y UN CENTAVOS				

Tabla 124

Presupuesto vivienda dos plantas en Hormigón

PRESUPUESTO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	50.4	1.8	90.72
Excavación y desalojo sin clasificar a maquina	m3	13.55	8.66	117.34
CIMENTACIÓN				
Plintos de hormigón H.S 210 kg/cm2. Equipo: concretera 1 saco y vibrador	m3	4.86	134.88	655.52
Acero de refuerzo 12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla	kg	330.06	1.68	554.50
Hormigón para entrepiso de H.A. 210 kg/cm2	m3	5.04	98.45	496.19
Malla entrepiso	m2	50.42	4.4	221.85
ESTRUCTURA HORMIGÓN				
Columnas H.S 210 kg/cm2, 30x30cm	m3	4.37	189.89	829.82
Acero de refuerzo para columnas 12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla	kg	720	1.68	1209.60
Viga de H.S f'c= 210kg/cm2; 15x20cm	m	81	12.23	990.63
Acero de refuerzo para vigas 12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla	kg	816	1.68	1370.88
Losa alivianada primer piso e=20 cm; f'c 210 kg/cm2	m2	44	26.12	1149.28
Acero de refuerzo para losa primer piso 12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla	kg	151	1.68	253.68
Losa alivianada e=20 cm; f'c 210 kg/cm2 cubierta	m2	45	28.43	1279.35
Acero de refuerzo para cubierta 12 mm. Alambre galvanizado # 18. Equipo: cizalla	kg	186	1.68	312.48
PAREDES Y ACABADOS				
Mampostería de bloque e=15 cm. Mortero 1:6, e=2.5cm	m2	170	13.86	2356.20
Inodoro tanque bajo tipo savex	u	2	107.58	215.16
Lavamanos pompano blanco	u	2	142.7	285.40
Lavaplatos de hierro enlosado (inc. Sifón y desfogue)	u	1	131.45	131.45
Ducha + llave de paso + toallero + jabonera (llave metálica nacional)	u	2	28.9	57.80
Baldosa de granito fondo gris	m2	24	20.72	497.28
Porcelanato en pisos	m2	72.88	19.15	1395.65
Pintura exterior (cromática autorizada por vivem)	m2	140	2.83	396.20
Pintura interior (cromática autorizada por vivem)	m2	242.2	2.41	583.70
Puerta de cocina metálica + picaporte y candado	u	1	145.25	145.25
Puerta madera baño mdf + cerradura	u	2	102.13	204.26
Puerta principal metálica + cerradura de 2 pasadores	u	1	160.63	160.63
Puerta madera dormitorio mdf + cerradura 90 x 2.10	u	3	106.9	320.70
Cubierta ecuateja	m2	48	18.38	882.24
Ventana aluminio estándar y vidrio e = 4mm	m2	9	42.1	378.90
MATERIAL ELECTRICO, SANITARIO Y AGUA POTABLE				
AGUA FRÍA Y CALIENTE				
Salida de agua fría hg. Llave de control y accesorios h.g	pto	1	39.5	39.50
Salida de agua caliente hg. Llave de control y accesorios h.g	pto	1	39.5	39.50
Punto de agua fría PVC 1/2"	pto	7	20.96	146.72
Punto de agua caliente PVC 1/2"	pto	5	16.9	84.50
Tubería PVC 1/2"	m	32.7	5.86	191.62
SANITARIO				



Salida de aguas servidas tubo cemento 110 mm	pto	1	21.08	21.08
Tubería PVC 50mm	m	7.33	4.18	30.64
Tubería PVC 110mm	m	8.1	5.06	40.99
Caja de revisión en H.S. F ^c =180 kg/cm ² (50x50x(50-100)cm)	u	1	46.95	46.95
ELECTRICO				
Iluminación (cajetines PVC + interruptor)	pto	11	20.21	222.31
Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"	pto	8	32.01	256.08
Tablero control ge 6 pto.s breaker 1 polo 10-50 a	u	1	116.41	116.41
Salidas especiales (conductor n°14 tomacorriente 220v y caja rectangular)	pto.	1	34.42	34.42
Salidas especiales (conductor n°10 tomacorriente 110v y caja rectangular)	pto.	1	35.98	35.98
Iluminación (cajetines PVC + interruptor)	pto	11	20.21	222.31
Tomacorriente 2#12 t.conduit emt. 1/2"	pto	16	32.01	512.16
			Total USD \$	19583.83
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA: DIECINUEVE MIL QUINIENTOS OCHENTA Y TRES DÓLARES CON OCHENTA Y TRES CENTAVOS				

Como estadísticas resumen de cada proyecto se tiene:

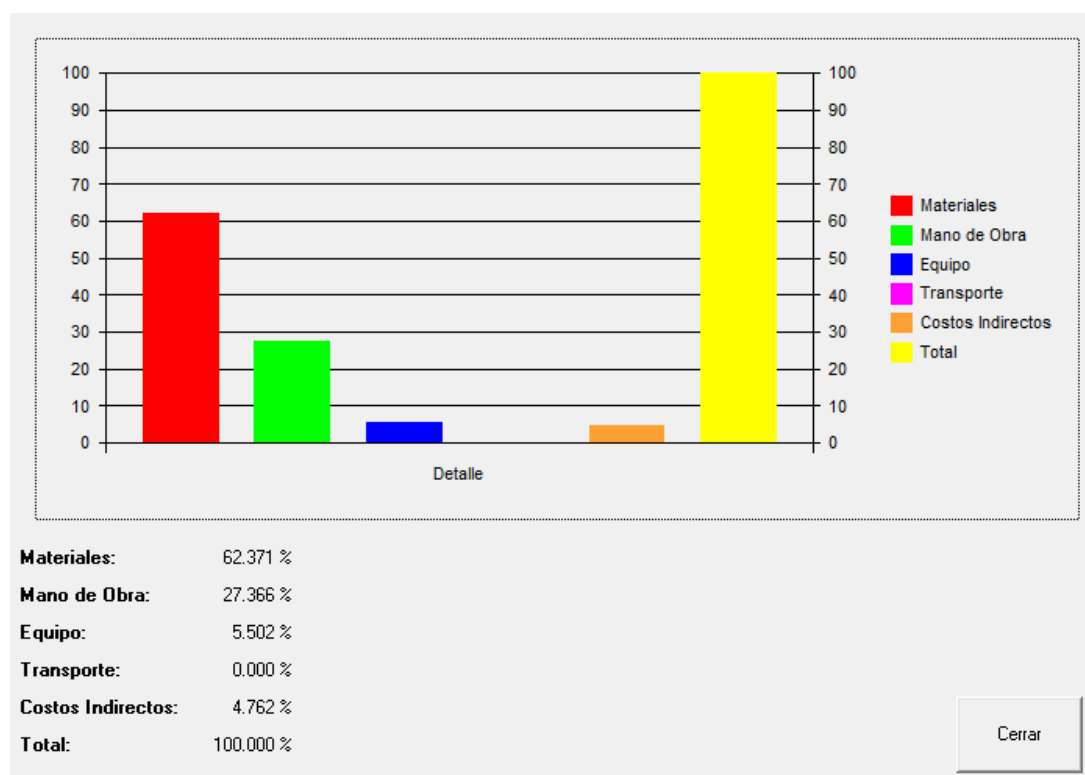


Figura 196: Estadísticas del proyecto de vivienda de hormigón de una planta

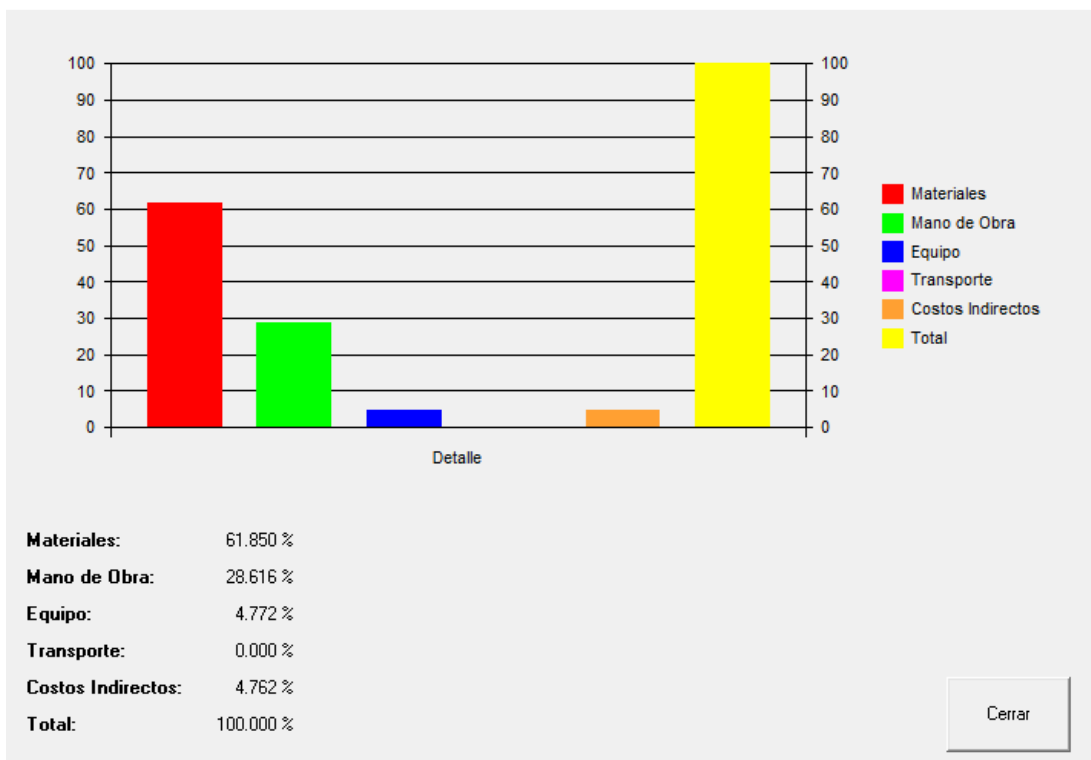


Figura 197: Estadística del proyecto de vivienda de hormigón de dos plantas

6.4. Cronograma de ejecución

En este apartado se realiza el cronograma de construcción de la vivienda de emergencia para una planta y dos plantas tanto en acero como en el sistema tradicional (hormigón).

6.4.1. Cronograma de ejecución de vivienda de una y dos plantas

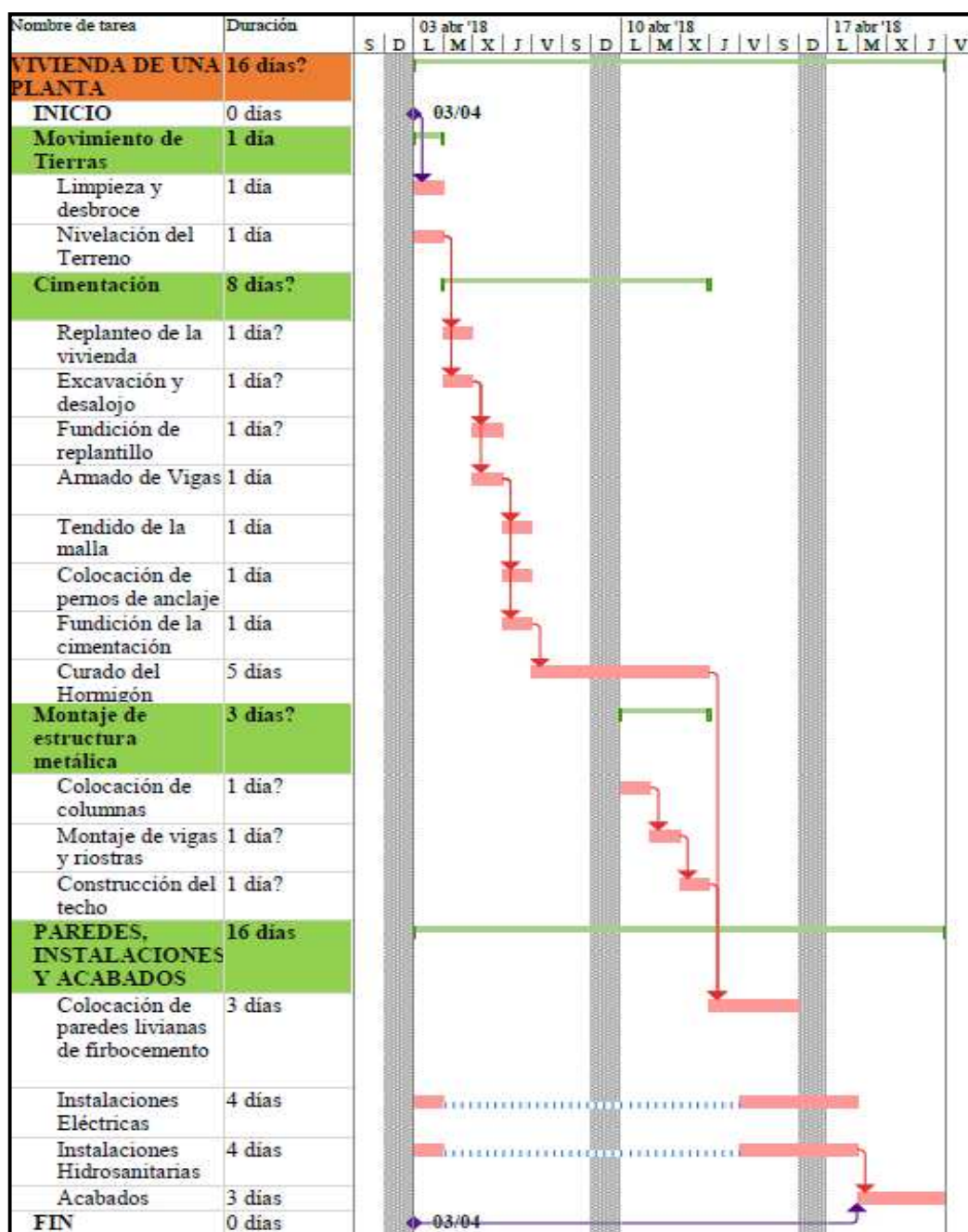


Figura 198: Cronograma de construcción Vivienda de un piso

Figura 199: Cronograma de ejecución vivienda de dos plantas

6.4.2. Cronograma de ejecución de vivienda en el sistema tradicional

Figura 200: Cronograma de ejecución vivienda de hormigón de un piso

Figura 201: Cronograma de ejecución vivienda de dos plantas de hormigón

6.5. Comparación tiempo/costo entre Sistemas de Construcción

Como muestra las tablas del análisis de costos de vivienda tanto del sistema tradicional como del sistema de construcción nuevo, se tiene que:

- A pesar que el sistema tradicional es mucho más barato con un costo de \$2432.62 dólares americanos con respecto a la vivienda del sistema de construcción moderno con paredes livianas en seco, su tiempo de construcción es entre 3 a 4 veces mayor, lo que, en el momento de la emergencia, juega un papel muy importante ya que si bien es cierto el método de construcción moderno es más caro, permite dotar de viviendas a las personas damnificadas con mayor rapidez y así mismo, resuelve el problema que en la emergencia las personas opten por vivir de manera indefinida en albergues.
- El tiempo de construcción para la vivienda de dos plantas será de un total de 40 días aproximadamente, donde se incluye el tiempo de desmontaje de la cubierta producto de la construcción de la primera etapa de la vivienda. Si se compara dicho parámetro con la vivienda de dos plantas de hormigón, termina siendo la mitad de tiempo empleado en viviendas del sistema tradicional.
- La diferencia en costos entre la vivienda desmontable de dos plantas y la vivienda de hormigón tradicional sería de \$2167.75, valor que está justificado en el tiempo y rapidez de construcción.

6.6. Análisis de costos Conexión

Se analiza el presupuesto que se empleó en el ensayo de la conexión tipo empleada en la vivienda, la cual es la siguiente:

Tabla 125**Presupuesto ensayo por conexión**

PRESUPUESTO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
<i>Perfil 150x150x4mm de 1.2 m de longitud para columna</i>	kg	27.35	2.44	66.73
<i>Perfil 100x100x4mm de 1.30 m. de longitud para viga</i>	kg	15.6	2.44	38.06
<i>Placas de refuerzo y conexión</i>	kg	6.67	2.44	16.27
<i>Pack (Perno, Arandelas [2], Arandela de presión, Tuerca)</i>	u	2	4.12	8.24
<i>Torquímetro + Copa 5/8"</i>	u	1	200	200
<i>Ensayo por conexión</i>	u	1	600	600
			Total, USD \$	929.3
<i>Novecientos veinte y nueve dólares con treinta centavos</i>				

Dentro del presupuesto se incluye la herramienta para proporcionar el debido torque a los pernos [150 lb-pie], la cual se asegura se realice el ajuste correcto de los pernos.

Los análisis de precios unitarios, se detallan en el Anexo 3: “Análisis de costos y cronograma de ejecución”.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

En lo corresponde a conclusiones recalcamos lo siguiente:

- La vivienda sismo resistente prefabricada desmontable para situaciones emergentes de un piso consta con un área total de 42.75 m² y para la proyección del segundo piso se tiene un área total de la vivienda de 85.50 m²
- La vivienda de una planta costaría un valor aproximado de \$13790.93, con una relación de \$322.59 dólares/m²; para el caso de la vivienda de dos plantas se considera un costo de \$21751.58 al finalizar su construcción, con una relación de \$254.40 dólares/m².
- Se considera un valor promedio de \$288.50 dólares/m² de construcción para las viviendas de emergencia.
- Las viviendas a pesar de ser de carácter social, proporcionan comodidad a partir que se monte la segunda planta y de esta forma se pueda aumentar el nivel de confort de los habitantes y futuros propietarios.
- Las viviendas poseen la característica de ser desmontables, es decir que todos sus elementos pueden ser desarmables puesto que son apertables, buscando optimizar los recursos en el caso que existan modificaciones de carácter arquitectónico.
- Las paredes livianas en seco (DRY WALL) permiten la división de ambientes, a pesar de no ser paredes soportantes. A su vez, son de fácil colocación y armado lo que reduce el tiempo de construcción de las mismas.
- Al momento de ensamblar la segunda planta en la vivienda, se reemplaza uno de los cuartos del primer piso donde se instalará la grada de la vivienda.
- Las demandas/capacidades de los elementos se encuentran dentro de los rangos admisibles determinados por el método LRFD del código americano AISC (American Institute of Steel Construction), tras cumplir con los requerimientos de diseño impuestos. Así mismo se ha elaborado la verificación manual que cada elemento en su estado más crítico de carga, cumpliendo con las solicitaciones impuestas.

- Las secciones de los elementos estructurales que conforman la vivienda son compactas, así como se ha realizado el chequeo sísmico de cada una de ellas como dictamina la Normativa NEC-15 Acero, basados en el código AISC.
- En el modelado de ETABS se emplea pórticos en el sistema OMF (Ordinary Moment Frame), lo que implica que el chequeo de cada elemento se lo realizó tanto por deflexiones como por demanda/capacidad, por ende, fue necesario implementar ensayos de la conexión para validar los cálculos de la conexión propuesta, puesto que en este sistema no es posible emplear conexiones precalificadas, dictaminadas por la normativa AISC.
- Los perfiles empleados en el proyecto son comerciales y de fácil adquisición, basados en las empresas distribuidoras del país; con el objetivo que, en el momento de una emergencia, la distribución del material se lo realice de forma inmediata y con materia prima existente.
- La construcción del techo se lo realiza con perfiles livianos laminados en frío, cuya característica es que las cerchas elaboradas se encuentran unidas con tornillos auto perforantes cabeza hexagonal $\frac{3}{4}$ " que aseguren la conexión de estos elementos. A su vez el techo desmontable es de bajo peso, lo que beneficia en el momento de la construcción del segundo piso no se necesitará de maquinaria especial para subir el techo hasta el nivel N+5.40.
- La ventaja de trabajar con paredes livianas prefabricadas radica en que las mismas se adaptan al modelo arquitectónico y en el caso que se necesite cambios arquitectónicos, será mucho más factible realizarlos sin mucho costo a diferencia del sistema constructivo tradicional.
- El correcto ensamble de las conexiones metálicas garantizara el buen funcionamiento de los pórticos de la estructura, la conexión se desempeña con dos ángulos de 6mm de espesor soldados a la columna por medio de soldadura de filete de 4mm de garganta efectiva, la viga posee agujeros de 17 mm de diámetro para anclarse a la conexión por medio de dos pernos de $\frac{5}{8}$ ".
- Las conexiones de riostras y correas son más simples con ángulos soldados a las vigas donde se acoplan riostras y correas con un solo pernos de $\frac{1}{2}$ ".
- La tubería tanto de agua caliente como fría será de $\frac{1}{2}$ ", y su acometida de la misma manera. Lo que respecta al diseño sanitario las tuberías de distribución

sanitaria será desde 50 – 110 mm dependiendo del uso de cada aparato, a su vez la tubería de conexión a la red sanitaria general estará regida por cada municipio.

- La cimentación fue diseñada considerando que el sitio en el cual se va a construir la vivienda tendrá una capacidad portante del suelo baja igual a 10 T/m², lo cual se considera como un suelo pobre.
- Una de las ventajas de la vivienda desmontable prefabricada, es que la misma puede construirse en poco tiempo si se compara con las elaboradas en el sistema constructivo tradicional gracias a que sus elementos vienen distribuidos desde taller y prefabricados por lo que se reduce considerablemente el tiempo tanto de montaje como de construcción.

Recomendaciones

- Durante el ensamblaje de la vivienda manejar siempre las medidas de seguridad en todo momento adicional también el equipo de protección personal para evitar accidentes en el montaje de a la vivienda.
- En el momento del ensamble de la vivienda, manejar con mucho cuidado los perfiles metálicos, ya que por su consistencia pueden causar lesiones en el personal.
- Evitar ensamblar la vivienda en situaciones de lluvia especialmente durante el ensamblaje de los elementos metálicos de la estructura para prevenir accidentes.
- Conservar los materiales de construcción en lugares cerrados para evitar su deterioro.
- Los materiales de la vivienda fueron seleccionados según los existentes en el mercado nacional, en caso de perder o dañar algún perno, arandela, etc., lo adquirir uno nuevo en la ferretería o centro de construcción más cercano.
- Es necesario arriostrar los elementos como correas y vigas puesto que, por la longitud libre sin arriostramiento, su resistencia al momento se reduce en base a la curva de capacidad lo que a su vez causa que el elemento no trabaje con su momento plástico resistente.

- Se recomienda que el techo de la vivienda sea de un material liviano similar a las planchas de zinc y que incluya lana de vidrio en su interior como material aislante tanto sonoro como térmico.
- Se recomienda que en las juntas existentes de paredes livianas específicamente entre paneles de fibrocemento se cubra con masilla o empastado para prevenir problemas causados por la dilatación de este material.
- Cuando las paredes livianas superan una altura mayor a 2.40m. es necesario colocar de manera horizontal y trabadas las planchas de fibrocemento, de esta manera se cubre la totalidad de la altura de la pared puesto que las planchas vienen en una presentación de 1.22x2.44 m.
- Es necesario verificar la demanda/capacidad de los elementos, con el fin de realizar el respectivo chequeo y conocer si dichos perfiles resisten las solicitaciones impuestas.
- Es recomendable que las redes de agua fría, caliente y sanitario, se las construya dentro de las paredes livianas, con objeto que las mismas tiendan a perderse y no queden expuestas a la intemperie o a la manipulación.
- Es aconsejable que el ajuste de los pernos 5/8" de la conexión metálica se la realice empleando un torquímetro, puesto que de esta manera se proporciona un apriete adecuado de los pernos igual a 150 lb-pie, para que trabajen adecuadamente en la estructura. Así como es necesario emplear llaves cabeza redonda de diámetro 5/8" para el respectivo apriete.
- Es recomendable colocar de correcta manera los pernos de anclaje, de esta manera no se tendrá fallas en el momento de la colocación de las columnas, caso contrario no encajarían en sus aberturas predispuestas por lo tanto existirían errores constructivos.
- En el momento de realizar el ajuste, las arandelas y arandelas de presión deben estar colocados en su eje central, caso contrario, en el momento que se realice el apriete, las mismas tienden abrirse sin realizar la labor para las cuales fueron creadas.
- Si la vivienda no se arma es muy recomendable guardar los perfiles metálicos en un lugar cerrado para evitar el deterioro del mismo y verificar su estado

una vez al año para garantizar su perfecto estado durante una emergencia y un ensamblaje correcto.

BIBLIOGRAFÍA

- Escuela Politécnica Nacional. (29 de Noviembre de 2016). *UNIR - 2016*. Obtenido de UNIR . 2016: <https://unir.epn.edu.ec/es/proyectos>
- ACESCO. (04 de Diciembre de 2012). *NOTIACESCO • Edición N° 4* . Obtenido de PROCESOS DE SOLDADURA: <https://johnguio.files.wordpress.com/2013/11/artc2a1culo-procesos-de-soldadura.pdf>
- Aguamarket. (01 de Enero de 2016). *Aguamarket.com*. Obtenido de Aguamarket.com: <http://www.aguamarket.com/diccionario/terminos.asp?Id=3345&termino=unidades+de+descarga>
- Aguiar, R., & Mieles, Y. (2016). ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON EN PORTOVIEJO DURANTE EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016. *Revista Internacional de Estructuras*, 257-282.
- AISC. (10). *Especificación AISC*. USA.
- AISC Sísmico 341 -10, S. P. (2010). *Seismic Provisions Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341 -10)*. EEUU: AISC.
- Alcaldía del Distrito Metropolitano de Quito. (2003). *Ordenanza 3457 Normas de Arquitectura y Urbanismo*. Quito: Alcaldía del Distrito Metropolitano de Quito.
- American Concrete Institute. (2014). *ACI 318S-14 (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural)* . Farmington Hills, MI 48331 : American Concrete Institute .
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Comentario Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero*. Estándar Nacional Estadounidense: Alacero.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Alacero.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.

- American Institute of Steel Construction AISC. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- ANSI/AISC . (2011). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.
- ANSI/AWS D1.1. 2000. (2000). *Código para Soldadura Estructural - Acero*. Miami: Sociedad Americana de Soldadura.
- Aragón, J. (2006). El coeficiente de Balasto. *C.O.A.G*, 1.
- Ariston Electrónica S.A. (1 de Enero de 2017). <https://aristonelectronica.wordpress.com>. Obtenido de <https://aristonelectronica.wordpress.com/tag/tabla-de-conversion-awg/>
- AWS,México. (17 de Febrero de 2017). *American Welding Society*. Obtenido de American Welding Society: <https://app.aws.org/mexico/index.html>
- Blog de Arquitectura. (1 de Diciembre de 2014). <http://blogdearquitectura-juli.blogspot.com>. Obtenido de <http://blogdearquitectura-juli.blogspot.com/p/sistemaconstructivo-tradicional-podemos.html>
- Callejas, B. G. (9 de Febrero de 2017). *Monografías.com*. Obtenido de Monografías.com: <http://www.monografias.com/trabajos109/informacion-basica-tornillos/informacion-basica-tornillos.shtml>
- Carrera Falcón, J. L., & Carrera Villacrés, D. V. (s.f.). Unidades mueble por aparato. Cedecon. (Noviembre de 2016). Curso de Estructuras Metálicas. *Curso de Estructuras Metálicas*. Quito, Pichincha, Ecuador: cedecon.
- Colegio de arquitectos galicia. (07 de Febrero de 2008). *C.O.A.G*. Obtenido de C.O.A.G: <http://blogtecnico.coag.es/wp-content/uploads/2008/07/fe03.pdf>
- Comentarios - American Institute of Steel Construction . (2010). *Comentarios Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero- Comentarios.
- CRISAFULLI, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de Acero*. Santiago de Chile : Asociación Latinoamericana del Acero.
- Dannemann, R. (2007). *Manual de Ingeniería de Steel Framing*. Chile: ILAFA: Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero.

- Freire Tellado, M. (1999). Precisiones para el empleo del método del módulo de balasto en edificación. *Informes de la Construcción*, 30. Obtenido de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/863/947>
- Freire Tellado, Manuel. (1999). Precisiones para el empleo del método del módulo de balasto en edificación. *Informes de la Construcción*, 26. Obtenido de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/863/947>
- Gardey, J. P. (14 de Febrero de 2010). *Definiciones*. Obtenido de Definiciones: <http://definicion.de/fuerza-de-tension/>
- Instituto Chileno del Acero. (2001). *Libro de Diseño para Estructuras de Acero*. Santiago de Chile: Colorama S.A.
- JACK C. McCORMAC STEPHEN F. CSERNAK. (2012). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO . En J. C. CSERNAK, *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (págs. pag - 565). México: Alfaomega Grupo .
- JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA. (1974). *Manual de diseño para maderas del Grupo Andino*. Lima: Grupo Andino.
- Ludeña, F. (2015). Instalaciones Industriales. *Apuntes de clase*. Ecuador.
- M. I. Concejo Cantonal de Guayaquil. (1986). *Ordenanza de Normas Mínimas para los Diseños Urbanísticos y Arquitectónicos para el procedimiento de Recepción de Obras en "Programas Especiales de Vivienda"*. Guayaquil: M. I. Concejo Cantonal de Guayaquil.
- masvoltaje. (1 de Enero de 2016). <http://masvoltaje.com>. Obtenido de <http://masvoltaje.com/blog/tipos-de-cables-electricos-que-existen-n12>
- NEC - SE - AC, M. d. (2014). *Estructuras de Acero*. Quito: Miduvi.
- NEC - SE - DS, M. d. (2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15 Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Cargas no sísmicas*. Quito.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. (2011). *Norma Hidrosanitaria NHE Agua*. Quito: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.
- Pender, J. A. (1993). *Soldadura*. Mexico: Delegación Cauhtemoc.

- Pérez Carmona, R. (2010). *Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones*. Colombia: Ecoe Ediciones.
- Ptolomeo. (24 de Febrero de 2010). *www.ptolomeo.unam.mx*. Obtenido de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/556/A4.pdf?sequence=4>
- RIVAL. (1 de Enero de 2016). *plasticosrival.com*. Obtenido de plasticosrival.com: http://plasticosrival.com/wp-content/uploads/2013/10/Flujo_TuberiasPresion.pdf
- Romero Torres, X. (2015). Elaboración de un software para el diseño de perfiles en frío de producción nacional en flexión y a compresión. *Universidad de Cuenca*, 78-79.
- Rooftec. (01 de 09 de 2016). *Rooftec*. Obtenido de http://www.rooftec.com.ec/images/fichas_tecnicas/PERFILTEC_FIBROCEMENTO.pdf
- Sarmanho, A., & Moraes, R. (2007). *Steel Framing: Arquitectura*. Río de Janeiro: ILAFA: Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero.
- Sotelo Ávila, G. (1997). *Hidráulica General*. México D.F.: Limusa S.A.
- Steel Access. (13 de Diciembre de 2010). *Diseño de la estructura de correas SS049a-ES-EU*. España: Eurocode mode easy. Obtenido de Steel Access.
- The home depot. (2016). *Accesorios para soldar*. Obtenido de Accesorios para soldar: <http://www.homedepot.com.mx/comprar/es/coapa-del-hueso/soldadura-e7018-1-8-4-kg>
- Tornillos y Tuercas, R. S. (9 de Febrero de 2017). *Normas equivalentes y requerimientos mecánicos*. Obtenido de <http://www.tornillosytuercas.com.mx/Normas.htm>
- Torres, C. (19 de Marzo de 2012). *sideshare.net*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/cesarturo26/tablas-ingeniera-elctrica>
- Vega Armijos, A. R. (2015). *Diseño Integral y presupuesto de la escuela de práctica Antonio Gil* (Tomo I ed.). Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Verdugo, A. (2000). *Diseño de Estructuras Metálicas*. Santiago de Chile: Instituto Chileno del Acero.

Vielma, J. C. (2016). Diseño sismo resistente de estructuras metálicas. *Diseño sismo resistente de estructuras metálicas* (pág. 46). Sangolquí: ESPE.

ANEXOS

Los anexos se detallan en el siguiente orden:

1. MANUAL DE CONSTRUCCIÓN

2. HOJAS DE CÁLCULO

- a. Empalmes de Columnas y diseño de elementos estructurales*
- b. Placa de Anclaje*
- c. Anclajes*
- d. Conexión metálica*

3. ANÁLISIS DE COSTOS Y CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

4. PLANOS

- a. Arquitectónico*
- b. Estructural y de taller*
- c. Paredes*
- d. Hidrosanitario y Eléctrico*