

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO
PARA UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS EN EL SECTOR DE LA
BILOXI AL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO”

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
MECÁNICO

ÁNGEL VINICIO PAVÓN TORRES
(pavon.angel.jm@gmail.com)

OMAR DAVID PAVÓN TORRES
(david.pavon.t@gmail.com)

DIRECTOR: ING. CARLOS BALDEÓN VALENCIA MDI
(carlos.baldeon@epn.edu.ec)

Quito, marzo 2016

DECLARACIÓN

Nosotros, Ángel Vinicio Pavón Torres, Omar David Pavón Torres, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Ángel V. Pavón T.

Omar D. Pavón T.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Ángel Vinicio Pavón Torres, Omar David Pavón Torres, bajo mi supervisión.

ING. CARLOS BALDEÓN
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

El más grande agradecimiento se lo hago a mis padres Ángel Pavón y Rosa Torres ya que sin su apoyo jamás hubiera conseguido este logro, gracias por su paciencia y soporte incondicional, todo lo logrado hasta el día de hoy se los debo a ustedes que con su cariño, comprensión y consejos me ayudaron a llegar alto y sentaron las bases para seguir superándome en el futuro.

Otro sincero agradecimiento a mi hermano Vinicio, con su colaboración pudimos llevar a cabo este proyecto. A mi hermana Sofía por toda la ayuda brindada en este tiempo.

Una especial gratitud a todos los ingenieros que ayudaron en la realización de este proyecto, con su guía y orientación supimos sobreponernos a las dificultades que se presentaron.

David

Agradecer a mis padres Ángel Pavón y Rosa Torres que gracias a su trabajo, esfuerzo y dedicación nos han brindado humildemente todo lo necesario para sacar adelante nuestra carrera profesional y que con su gran ejemplo y nos han hecho hombres de bien.

A mis hermanos Sofía y en especial a David por su paciencia y dedicación, por estar en la buenas y en las malas dando lo mejor de sí siempre.

A mis tíos Hermelinda y en especial Gonzalo Pavón por apoyarnos durante nuestra vida estudiantil.

A nuestro director de tesis el Ingeniero Carlos Baldeón quien con sus enseñanzas y motivación han hecho posible este proyecto.

Al Ingeniero Helmer Simbaña que me ha brindado un espacio muy importante en su empresa y que con su paciencia me ha apoyado para poder culminar este camino.

Mil gracias a todos mis familiares y amigos en especial a los Egresados Montalvinos que con sus palabras de aliento, apoyo y motivación, me han ayudado para no desistir en el largo camino hacia este logro más.

Ángel

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi familia, en especial a mis padres que se merecen la mayor de las felicidades y sé que con este logro mío están muy orgullosos.

A mis hermanos que con algunas diferencias siempre están a mi lado y ellos también son parte de este triunfo.

David

Este trabajo se lo dedico con mucho cariño a mis padres, ya que con su apoyo incondicional, preocupación, confianza y disciplina me han enseñado a ser una persona de bien, humilde y perseverante.

A mi hermano, por su dedicación y esfuerzo para sacar este proyecto adelante.

A mi hermanita Sofía para que este logro sea el vivo ejemplo de que se pueden alcanzar los objetivos planteados en la vida.

A mí enamorada Jaque por su entrega, dedicación, paciencia, palabras de apoyo incondicional que me han fortalecido para seguir adelante.

Ángel

Tabla de contenido

RESUMEN	15
PRESENTACIÓN.....	16
CAPÍTULO 1	17
CONCEPTOS TEÓRICOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	17
1.1. INTRODUCCIÓN	17
1.2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	17
1.3. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SUS DIMENSIONES	21
1.3.1 BLOQUES	21
1.3.2 PLANCHAS	21
1.3.3 BARRAS.....	21
1.4. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SU CARGA.....	22
1.4.1 PLACAS O LOSAS.....	22
1.4.2 CHAPAS O PAREDES ESTRUCTURALES.....	22
1.4.3 VIGAS.....	22
1.4.4 COLUMNAS	22
1.4.5 TIRANTES.....	22
1.5. CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES	23
1.5.1 ARTICULACIÓN MÓVIL.....	23
1.5.2 ARTICULACIÓN FIJA O CONEXIÓN FLEXIBLE	23
1.5.3 EMPOTRAMIENTO O CONEXIÓN RÍGIDA.....	23
1.6. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	24
1.7. ESTRUCTURAS RETICULARES	25
1.7.1 PÓRTICO PLANO	25

1.7.2	CELOSÍA PLANA	26
1.7.3	CELOSÍA ESPACIAL.....	26
1.7.4	EMPARRILLADO.....	26
1.7.5	DEFORMACIONES	27
1.7.6	PÓRTICOS DEFORMABLES.....	28
1.7.7	PÓRTICOS INDEFORMABLES	29
1.8.	EQUILIBRIO EXTERNO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	29
1.8.1	ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS	31
1.8.2	ESTRUCTURAS HIPOSTÁTICAS.....	31
1.8.3	ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS	32
1.9.	ACERO	32
1.9.1	ACERO ESTRUCTURAL	32
1.10.	PERFILES DE ACERO LAMINADOS.....	35
1.10.1	PERFILES LAMINADOS DE ALAS PARALELAS	36
1.10.2	PERFILES LAMINADOS DE ALAS INCLINADAS	37
1.10.3	PERFILES SOLDADOS	37
1.11.	CONEXIONES	38
1.11.1	CONEXIONES ATORNILLADAS	39
1.11.2	CONEXIONES SOLDADAS	41
1.11.3	CONEXIONES FLEXIBLES	42
1.11.4	CONEXIONES RÍGIDAS.....	43
1.12.	DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	44
CAPÍTULO 2		47
PREFACTIBILIDAD		47
2.1.	CICLO DEL PROYECTO Y SUS FASES	47
2.1.1	ETAPA DE PREINVERSIÓN.....	48
2.2.	DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	49

2.3.	DETERMINACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	50
2.4.	CASA DE LA CALIDAD.....	50
2.3.1	NECESIDADES DEL CLIENTE Y/O USUARIO.....	51
2.3.2	CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO	51
2.3.3	CORRELACIONES, COMPARACIÓN TÉCNICA Y OBJETIVOS TÉCNICOS.....	52
2.3.4	CONCLUSIONES DE LA CASA DE LA CALIDAD	53
2.4.	DEFINICIÓN DEL PROYECTO	53
2.5.	ALTERNATIVAS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SOLUCIONES.....	54
2.6.1	MATERIAL.....	54
2.6.2	PERFILERÍA.....	58
2.6.3	DISPONIBILIDAD DE MATERIA PRIMA (PERFILES ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE)	61
2.6.4	CONEXIONES.....	62
CAPÍTULO 3		65
3.1.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO	65
3.1.1.	DIMENSIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	65
3.1.2.	CARGAS ACTUANTES.....	66
3.1.3.	CARGA MUERTA.....	66
3.1.4.	CARGA VIVA.....	69
3.1.5.	CARGA DE VIENTO.....	70
3.1.6.	CARGA DE SISMO	73
3.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	79
3.2.1.	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PROYECTO	79
3.3.	MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE A COMPRESIÓN.....	101
3.3.1	ESFUERZOS RESIDUALES	103
3.3.2	ECUACIÓN DE EULER	103

3.3.3	RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE LA COLUMNA.....	104
3.3.4	ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS	110
3.3.5	ECUACIONES PARA EL DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	112
3.3.6	MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN PARA MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN	114
3.3.7	DISEÑO DE VIGAS COLUMNAS; ARRIOSTRADAS Y SIN ARRIOSTRAR.....	117
3.4.	ELEMENTOS A FLEXIÓN (VIGAS)	118
3.4.1	TIPOS DE VIGAS	118
3.4.2	PERFILES USADOS COMO VIGAS	119
3.4.3	ESFUERZOS DE FLEXIÓN	119
3.4.4	DETERMINACIÓN DE COMPACTIBILIDAD DE UN PERFIL	121
3.4.5	ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS	122
3.4.6	ECUACIONES PARA EL DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	126
3.4.7	FUERZA Y ESFUERZO CORTANTE.....	127
3.4.8	DEFLEXIONES.....	129
3.5.	DISEÑO DE PLACA BASE	131
3.5.1	ESPESOR DE LA PLACA BASE.....	133
3.6.	DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	134
3.6.1	DISEÑO DEL ROSCADO DEL PERNO DE ANCLAJE	135
3.7.	CONEXIONES SOLDADAS.....	135
3.7.1	SÍMBOLOS PARA SOLDADURA.....	138
3.7.2	SOLDADURA DE FILETE	140
3.7.3	CARGA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURA DE FILETE	141
3.8.	DESPATINAMIENTO.....	143

3.9.	DISEÑO DE CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS	145
3.10.	DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO.....	146
3.11.	DISEÑO DE ASIENTO PARA VIGAS PRINCIPALES (SIN ATIESAR) 148	
3.12.	DISEÑO DE COLUMNAS	149
3.12.1	DISEÑO COLUMNA CRÍTICA	149
3.13.	DISEÑO DE VIGAS	164
3.13.1	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 3.45 M.....	164
3.13.2	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 2.95 M.....	168
3.13.3	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 3 M.....	173
3.13.4	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 3.25 M.....	177
3.13.5	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 3.95 M.....	181
3.14.	DISEÑO DE LA PLACA BASE.....	185
3.15.	DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE	188
3.15.1	DISEÑO DE LA ROSCA DEL PERNO DE ANCLAJE	188
3.16.	DESPATINAMIENTO DE LAS VIGAS SECUNDARIAS	189
3.17.	DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO ENTRE COLUMNA Y VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L=2,95 M.....	190
3.17.1	DISEÑO DE LA SOLDADURA B.....	191
3.17.2	DISEÑO DE LA SOLDADURA A.....	192
3.17.3	ESPECIFICACIONES DEL ÁNGULO PARA LA SOLDADURA DE DOBLE ÁNGULO.....	193
3.17.4	DISEÑO A LA RUPTURA POR CORTANTE DEL MATERIAL BASE ADYACENTE A LA SOLDADURA	194
3.18.	DISEÑO DE ASIENTOS PARA VIGAS PRINCIPALES.....	194
3.18.1	DISEÑO DE LA SOLDADURA DE FILETE A LOS LADOS DEL ÁNGULO DE ASIENTO PARA VIGAS.....	195
3.19.	DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS SIN ÁNGULOS.....	197

CAPÍTULO 4	198
4.1. PROYECTO DE LA ESTRUCTURA	198
4.1.1 PROYECTO DE INGENIERÍA	198
4.1.2 PROYECTO DE FABRICACIÓN	198
4.1.3 PROYECTO DE MONTAJE	205
CAPÍTULO 5	209
5.1. ANÁLISIS DE COSTOS	209
5.1.1. COSTOS DIRECTOS	209
5.1.2. COSTOS INDIRECTOS	209
5.1.3. COSTOS PARCIALES DE MATERIALES	211
5.1.4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	214
CAPÍTULO 6	220
6.1. CONCLUSIONES	220
6.2. RECOMENDACIONES	221
BIBLIOGRAFÍA	222
ANEXOS	224
ANEXO A	225
PLANOS ARQUITECTÓNICOS	225
ANEXO B	226
PLANOS ESTRUCTURALES	226
ANEXO C	227
CARACTERÍSTICAS DEL PISO COLABORANTE	227
ANEXO D	229
PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE COLUMNA Y VIGA PRINCIPAL	229
ANEXO E	230

PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE VIGA PRINCIPAL Y VIGA SECUNDARIA.....	230
ANEXO F	231
PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE PLACA BASE Y COLUMNA .	231
ANEXO G.....	232
CÓDIGO AWS D1.1	232
ANEXO H.....	234
PROFORMAS	234
ANEXO I.....	238
CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES	238
ANEXO J.....	243
WPS (WELDING PROCEDURE SPECIFICATION).....	243
ANEXO K	246
FICHA TÉCNICA ELECTRODO E7018	246

Tabla de ilustraciones

Ilustración 1.1 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA OBRA	19
Ilustración 1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SUS DIMENSIONES	21
Ilustración 1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SU CARGA.....	22
Ilustración 1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES	24
Ilustración 1.5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	25
Ilustración 1.6 PÓRTICO PLANO.....	25
Ilustración 1.7 CELOSÍA PLANA.....	26
Ilustración 1.8 CELOSÍA ESPACIAL	26
Ilustración 1.9 EMPARRILLADO	26
Ilustración 1.10 DEFORMACIÓN LINEAL.....	27
Ilustración 1.11 DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN	27
Ilustración 1.12 DEFORMACIÓN POR TORSIÓN	28
Ilustración 1.13 PÓRTICO DEFORMABLE	28
Ilustración 1.14 PÓRTICO INDEFORMABLE.....	29
Ilustración 1.15 BARRA CON DOS APOYOS	30
Ilustración 1.16 ESTRUCTURA ISOSTÁTICA	31
Ilustración 1.17 ESTRUCTURA HIPOSTÁTICA.....	31
Ilustración 1.18 ESTRUCTURA HIPERESTÁTICA	32
Ilustración 1.19 DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO	33
Ilustración 1.20 PERFILES LAMINADOS DE ALAS PARALELAS.....	36
Ilustración 1.21 PERFILES LAMINADOS DE ALAS INCLINADAS	37
Ilustración 1.22 PERFILES SOLDADOS.....	38
Ilustración 1.23 PARTES DE UN TORNILLO.....	39
Ilustración 1.24 CONEXIONES FLEXIBLES	42
Ilustración 1.25 CONEXIONES RÍGIDAS	44
Ilustración 2.1 CASA DE LA CALIDAD	52
Ilustración 3.1 MEDIDAS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO	65
Ilustración 3.2 DETALLE DEL DECK	68
Ilustración 3.3 ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES	76

Ilustración 3.4 CREACIÓN DE NUEVO MODELO.....	79
Ilustración 3.5 EDICIÓN DEL MALLADO BASE.....	80
Ilustración 3.6 INGRESO DE COORDENADAS.....	80
Ilustración 3.7 DEFINICIÓN DE MATERIALES.....	81
Ilustración 3.8 SELECCIÓN DE NUEVO MATERIAL.....	81
Ilustración 3.9 DEFINICIÓN DEL ACERO A-36.....	82
Ilustración 3.10 DEFINICIÓN DEL ACERO A653.....	82
Ilustración 3.11 DEFINICIÓN CONCRETO $f' = 210 \text{ kgf/cm}^2$	83
Ilustración 3.12 DEFINICIÓN DE LA PLACA COLABORANTE.....	84
Ilustración 3.13 DIMENSIONES DE LA PLACA COLABORANTE.....	84
Ilustración 3.14 DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE CARGAS EXISTENTES.....	85
Ilustración 3.15 DEFINICIÓN DE LA CARGA DE VIENTO.....	85
Ilustración 3.16 DEFINICIÓN DE LA CARGA SÍSMICA EN EL EJE x.....	86
Ilustración 3.17 DEFINICIÓN DE LA CARGA SÍSMICA EN EL EJE y.....	86
Ilustración 3.18 DEFINICIÓN DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO.....	88
Ilustración 3.19 COMBINACIÓN 1.....	88
Ilustración 3.20 COMBINACIÓN 2.....	89
Ilustración 3.21 COMBINACIÓN 3.....	89
Ilustración 3.22 COMBINACIÓN 4.....	90
Ilustración 3.23 COMBINACIÓN 5 SISMO EN x.....	90
Ilustración 3.24 COMBINACIÓN 5 SISMO EN y.....	91
Ilustración 3.25 COMBINACIÓN 6.....	91
Ilustración 3.26 COMBINACIÓN 7 SISMO EN x.....	92
Ilustración 3.27 COMBINACIÓN 7 SISMO EN y.....	92
Ilustración 3.28 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA EN PISOS.....	93
Ilustración 3.29 ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA EN PISOS.....	93
Ilustración 3.30 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA PARA EL TECHO.....	94
Ilustración 3.31 ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA PARA EL TECHO.....	95
Ilustración 3.32 CARGA DISTRIBUIDA DE PAREDES.....	95
Ilustración 3.33 DEFINICIÓN DEL DIAFRAGMA.....	96
Ilustración 3.34 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMA.....	97
Ilustración 3.35 DEFINICIÓN DEL ORIGEN DE MASA.....	98
Ilustración 3.36 ASIGNACIÓN FACTOR DE RIGIDIZACIÓN.....	99

Ilustración 3.37 MALLADO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.	99
Ilustración 3.38 MALLADO DEL PISO.	100
Ilustración 3.39 RESTRICCIÓN DE BORDE PARA PAREDES Y PISOS.....	100
Ilustración 3.40 CASO DONDE EL VALOR DE K ES MAYOR QUE 1.....	106
Ilustración 3.41 NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS EN MARCOS CONTINUOS, FUENTE: AISC, pp 6-186.....	108
Ilustración 3.42 a) AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO DE UNA COLUMNA ARRIOSTRADA CONTRA LADEO. b) COLUMNA EN UN MARCO NO ARRIOSTRADO.	115
Ilustración 3.43 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA VIGA	121
Ilustración 3.44 MOMENTO NOMINAL EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD, NO SOPORTADA LATERALMENTE, DEL PATÍN DE COMPRESIÓN.....	123
Ilustración 3.45 EJEMPLOS DE VALORES DE C_b	125
Ilustración 3.46 ESQUEMA DE UNA VIGA DE DESPATINADA SOMETIDA A ESFUERZOS CORTANTES	128
Ilustración 3.47 PLACAS BASE PARA COLUMNAS	131
Ilustración 3.48 ESQUEMA CONEXIÓN COLUMNA PLACA BASE	133
Ilustración 3.49 ESQUEMA DE LA PLACA BASE.....	134
Ilustración 3.50 ESQUEMA DEL PROCESO DE SOLDADURA SMAW	137
Ilustración 3.51 DENOMINACIÓN DE LOS ELECTRODOS SEGÚN LA AWS A5.1	137
Ilustración 3.52 POSICIONES DE SOLDADURA.....	138
Ilustración 3.53 SÍMBOLOS COMÚNMENTE USADOS EN SOLDADURA	138
Ilustración 3.54 UBICACIÓN DE LOS SÍMBOLOS DE SOLDADURA	139
Ilustración 3.55 EJEMPLOS DE SOLDADURAS	139
Ilustración 3.56 ESQUEMA DEL ÁREA EFECTIVA	140
Ilustración 3.57 RECORTE DE VIGA O DESPATINAMIENTO	144
Ilustración 3.58 NOMENCLATURA DE LOS PERFILES LAMINADOS.....	145
Ilustración 3.59 ESQUEMA DE SOLDADURAS A Y B	146
Ilustración 3.60 ESQUEMA DE LA CONEXIÓN FLEXIBLE CON UN ÁNGULO NO ATIESADO	149
Ilustración 3.61 PERFIL DE LA COLUMNA	150

Ilustración 3.62 CONDICIONES DE EXTREMO DE LA COLUMNA.....	151
Ilustración 3.63 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B.....	152
Ilustración 3.64 DETERMINACIÓN DE K.....	153
Ilustración 3.65 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B.....	156
Ilustración 3.66 DETERMINACIÓN DE K.....	157
Ilustración 3.67 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B.....	161
Ilustración 3.68 DETERMINACIÓN DE K.....	162
Ilustración 3.69 PERFIL DE LA VIGA.....	165
Ilustración 3.70 PERFIL DE LA VIGA.....	169
Ilustración 3.71 PERFIL DE LA VIGA.....	173
Ilustración 3.72 PERFIL DE LA VIGA.....	177
Ilustración 3.73 PERFIL DE LA VIGA.....	182
Ilustración 3.74 DIMENSIONES DE LA PLACA BASE.....	187
Ilustración 3.75 DIMENSIONES DE LA VIGA PRINCIPAL IPE 160.....	190
Ilustración 3.76 ESQUEMA DE VALORES DEL d_{corte} Y L_{recorte}	190
Ilustración 3.77 DIMENSIONES DE LA SOLDADURA A Y B.....	191
Ilustración 3.78 DIMENSIONES DEL ÁNGULO PARA LA CONEXIÓN SOLDADA DE DOBLE ÁNGULO.....	194
Ilustración 3.79 DIMENSIONES DEL ASIENTO NO ATIESADO.....	195
Ilustración 3.80 DIMENSIONES DE LA SOLDADURA PARA EL ASIENTO DE VIGAS.....	196
Ilustración 3.81 ESQUEMA DE LA CONEXIÓN SIN UTILIZAR ÁNGULOS.....	197
Ilustración 4.1 ALMACENAJE DE LOS PERFILES TIPO W.....	199
Ilustración 4.2 TOMA DE MEDIDAS EN CAMPO Y ANTES DEL CORTE DE LOS PERFILES.....	200
Ilustración 4.3 CORTE DE PERFILES USANDO AMOLADORA Y DISCO DE CORTE.....	202
Ilustración 4.4 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE Y LIMPIEZA MANUAL... ..	204
Ilustración 4.6 PROCESO DE PINTADO Y PERFILES YA PINTADOS.....	205
Ilustración 4.7 EQUIPOS UTILIZADOS PARA LEVANTAR CARGA.....	206
Ilustración 4.8 PROCESO DE MONTAJE DE LA ESTRUCTURA.....	207
Ilustración 4.9 SOLDADURA DE LOS ELEMENTOS MONTADOS.....	208

Ilustración 5.1 CANTIDADES DE LOS ELEMENTOS BÁSICOS UTILIZADOS EN LA ESTRUCTURA	210
---------------------------------------------------------------------------------------	-----

Índice de tablas

Tabla 1.1 IDENTIFICACIÓN DE TORNILLOS ESTRUCTURALES	41
Tabla 1.2 CARGAS DE DISEÑO.....	45
Tabla 1.3 COMBINACIONES DE CARGA	46
Tabla 2.1 Composición química del acero ASTM A-36	55
Tabla 2.2 Composición química del acero ASTM A-572	56
Tabla 2.3 Evaluación de criterios.	56
Tabla 2.4 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia.	57
Tabla 2.5 Evaluación de las alternativas con respecto a la disponibilidad.	57
Tabla 2.6 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.	57
Tabla 2.7 Evaluación de las alternativas con respecto a la soldabilidad.	57
Tabla 2.8 Prioridades para cada alternativa	57
Tabla 2.9 Evaluación de los criterios para perfilería.	59
Tabla 2.10 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia	59
Tabla 2.11 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.	60
Tabla 2.12 Evaluación de las alternativas con respecto a la disponibilidad.	60
Tabla 2.13 Evaluación de las alternativas con respecto al peso.	60
Tabla 2.14 Prioridades para cada solución.	60
Tabla 2.15 PROVEEDORES DE PERFILES ESTRUCTURALES EN QUITO	61
Tabla 2.16 Evaluación de los criterios para conexiones.....	63
Tabla 2.17 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia.....	63
Tabla 2.18 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.	63
Tabla 2.19 Evaluación de las alternativas con respecto a la versatilidad.....	63
Tabla 2.20 Evaluación de las alternativas con respecto al tiempo.	64
Tabla 2.21 Prioridades para cada solución.	64
Tabla 3.1 DESCRIPCIÓN DE CARGA MUERTA, FUENTE: NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS Apéndice 4, ASCE 7-05 Tabla C3-1.....	67
Tabla 3.2 DESCRIPCIÓN DE MÍNIMA CARGA VIVA, FUENTE: NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS) Apéndice 4, ASCE sección 8-3.....	70
Tabla 3.3 COEFICIENTE DE CORRECCIÓN σ	71
Tabla 3.4 DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE FORMA c_f	72
Tabla 3.5 DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DEL FACTOR DE FORMA c_f	73
Tabla 3.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN CADA PISO.....	78

Tabla 3.7 DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL.....	78
Tabla 3.8 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS PARA DISTINTOS EXTREMOS, FUENTE: AISC, TABLA C-2., pp 2-18	107
Tabla 3.9 FACTORES PARA MIEMBROS UNIDOS RÍGIDAMENTE	109
Tabla 3.10 VALORES DE m.....	118
Tabla 3.11 Tamaños de la soldadura de filete.....	141
Tabla 3.12 DISEÑO DE ESFUERZOS DE SOLDADURA.....	142
Tabla 3.13 VALORES DE DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO	147
Tabla 3.14 VALORES DE LONGITUD Y ESPESOR DE LOS ÁNGULOS NO ATIESADOS.....	149
Tabla 5.1 MATERIAL UTILIZADO EN LA ESTRUCTURA	211
Tabla 5.2 DETALLE DE MATERIALES A COMPRAR COSTO POR UNIDADES	212
Tabla 5.3 DETALLE DE PINTURA A COMPRAR	212
Tabla 5.4 DETALLE DE STEEL PANEL Y MALLA ELECTROSOLDADA	213
Tabla 5.5 PESO TOTAL DE MATERIALES	213
Tabla 5.6 COSTO TOTAL DE MATERIA PRIMA	214
Tabla 5.7 FABRICACIÓN DE COLUMNAS.....	215
Tabla 5.8 PINTURA ESTRUCTURAL	216
Tabla 5.9 MONTAJE ESTRUCTURA.....	217
Tabla 5.10 COLOCACIÓN PISO COLABORANTE Y MALLA ELECTROSOLDADA	218
Tabla 5.11 DETALLE DE PRESUPUESTO.....	219
Tabla 5.12 DETALLE CRONOGRAMA DE PRESUPUESTO	219

RESUMEN

El siguiente proyecto de diseño y construcción de una estructura de acero para una vivienda de dos plantas tuvo por objetivo dar pautas a seguir en proyectos similares, incluyendo la selección de perfiles que estén disponibles en el mercado y en base a ellos desarrollar la parte del diseño estructural, así como conseguir cotizaciones, ver los precios que mejor convengan para un presupuesto definido.

Para desarrollar un proyecto de una estructura de acero se debe partir de los planos arquitectónicos debido a que los mismos dan la forma general de la estructura de acero, una vez superado este requisito se diseñó esta, para ello se utilizó el programa computacional ETABs que fue de gran utilidad ya que con pocas definiciones se puede obtener un modelo rápido y con un comportamiento aceptable.

Partiendo del modelo hecho en el programa se realizó una optimización del mismo cambiando perfiles (que fueron previamente escogidos para cálculos iniciales y tener una idea de por dónde se debe continuar), por unos de menor peso pero igual inercia, una vez realizado eso se procedió a diseñar los perfiles escogidos y se verificó que cumplan con todos los requisitos de diseño exigidos por las normas correspondientes.

A continuación se diseñó las conexiones, se escogió un método (en nuestro caso soldadura) y se verificó que las mismas resistan las cargas que están aplicadas en la estructura.

Una vez obtenido todo lo anterior se realizó los planos estructurales y detalles de soldadura. Para la construcción de la estructura de acero se debió realizar cotizaciones con diferentes proveedores de todos los materiales necesarios, se realizó un análisis económico de las mismas y se escogió la mejor propuesta para la realización de la compra.

Ya con los materiales se procedió a construir columnas y junto con las vigas se procedió inmediatamente a montar la estructura siguiendo la disposición de los planos, seguido de las respectivas soldaduras entre elementos y colocación del steel deck. Finalizando así la estructura de acero.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación presenta 6 capítulos y se describen brevemente a continuación.

En el primer capítulo se hará una introducción de lo que es una estructura de acero, de donde se debe partir, que requisitos previos se debe realizar para emprender un proyecto de este tipo, se dará definiciones, términos, conceptos utilizados tanto en Ingeniería Mecánica como es el campo de la construcción de estructuras, también se presentaran ilustraciones para una mejor apreciación.

En el capítulo 2 se hará un análisis de prefactibilidad del proyecto que indica que tan conveniente es desarrollar este tipo de proyectos, para ello se valdrá de recursos como lo es la casa de la calidad que ayudan a comprender mejor los requisitos que necesita un usuario y las características que se debe mejorar en el diseño para obtener una satisfacción del mismo.

En el capítulo 3 se desarrollará todo el diseño de la estructura de acero utilizando el programa ETABs, se desarrolla todo el marco teórico siguiendo las normas y recomendaciones establecidas para el diseño, así se presentarán las diferentes ecuaciones y tablas que se utilizarán para los cálculos siguiendo un orden metódico valiéndose en algunos casos de ilustraciones para una mejor comprensión. Así con el modelo de la estructura creado en el programa se verificará mediante las ecuaciones planteadas, si los elementos, conexiones soportan las cargas a las cuales está sometida la misma.

En el capítulo 4 se presentará el proceso de construcción y montaje de la estructura, desde el momento de compra de los perfiles utilizados, sean estos listos para utilizar o si se debe dar un previo armado (tal es el caso de las columnas), hasta el recubrimiento anticorrosivo final una vez completada la estructura.

En el capítulo 5 se expondrá los costos directos e indirectos que implica el desarrollo del proyecto, compra de material base (perfiles), mano de obra, pintura, gastos varios etc., se presentará tablas con valores unitarios y valores totales.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones obtenidas en el desarrollo del proyecto.

Y por último se agregan anexos de material utilizado, como planos, detalles de soldadura, criterios de aceptación, propiedades de perfiles, características de materiales de construcción y una pequeña documentación fotográfica de la construcción.

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS TEÓRICOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

1.1. INTRODUCCIÓN

Una estructura es un conjunto de elementos estructurales unidos de forma ordenada para desempeñar una función específica; la de soportar los efectos de las diferentes sollicitaciones mecánicas que actúan sobre la misma, cumpliendo con un grado de seguridad que garantice un comportamiento estructural regular.

La estructura no solo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sobrepasen de un valor aceptable y preocupen a los responsables de la creación de la misma y en especial a las personas que ocupan esta estructura.

El encargado del proyecto debe tener siempre en cuenta la posibilidad de disminuir costos de construcción pero sin reducir la resistencia y confiabilidad de la estructura.

Otro de los propósitos en cuanto al diseño de estructuras metálicas es la capacidad que tengan estas de fabricarse y montarse con la menor cantidad de dificultades. El diseñador debe adaptar su proyecto a restricción de componentes (en el medio local puede que no exista un tipo de perfil con el cual se diseñó la estructura teniendo que recurrir a la importación de perfiles aumentando así considerablemente los costos), dificultades en envíos de elementos del taller al campo, problemas de montaje en campo, disponibilidad de mano de obra, normativas municipales de construcción así como arquitectónicas.

1.2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL¹

El procedimiento general que se sigue para el diseño y construcción de obra se puede representar esquemáticamente como se muestra en la Ilustración 1.1. Después del planteamiento de una necesidad por satisfacer, se hacen estudios de geotecnia para conocer el tipo de terreno en el que se construirá la obra, y se

¹ Cuevas Gonzales, 1997, "Análisis Estructural", 1ª Edición, Editorial Limusa Noriega, México, pp2

realiza un proyecto arquitectónico. La importancia de cada uno de estos trabajos dependerá del tipo de obra.

En nuestro caso como el proyecto a desarrollar se trata de un edificio urbano, el diseño arquitectónico resulta muchas veces determinante del tipo de estructura, aunque siempre es recomendable que desde estas etapas preliminares haya una coordinación adecuada entre el proyecto arquitectónico, el diseño estructural y el de instalaciones. Los estudios descritos y el diseño arquitectónico se llevan a cabo siguiendo las disposiciones de los reglamentos de construcción aplicables.

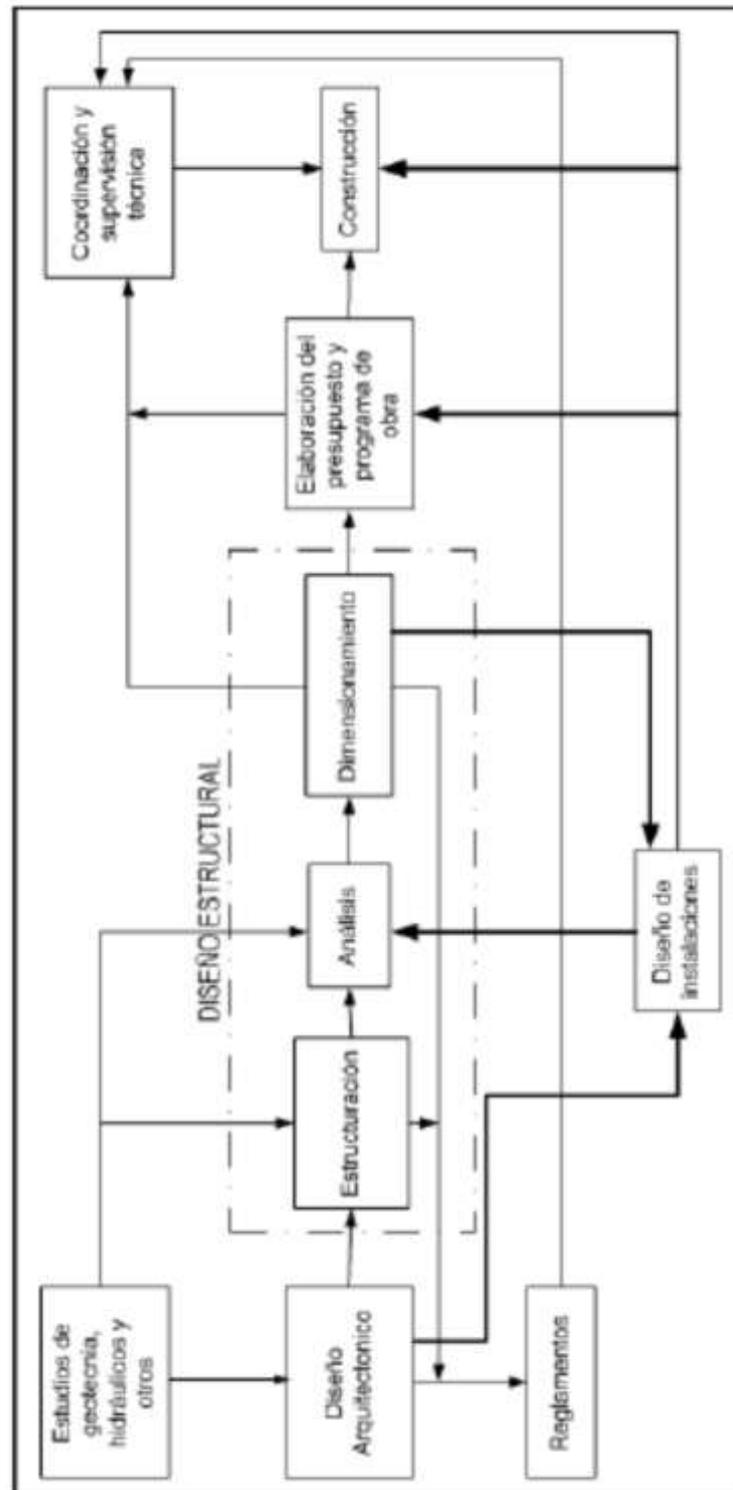


Ilustración 1.1 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA OBRA

A continuación, se pasa a la etapa del diseño estructural, que se divide en tres partes: estructuración, análisis y dimensionamiento.

En la parte de estructuración, se establece la geometría general de la obra, respetando el diseño arquitectónico, se fijan los claros de las vigas, la separación de y la altura de las columnas, se seleccionan los materiales a emplear, se eligen sistemas de piso, etc. Esta parte suele llamarse “concepción de la estructura” o “configuración estructural”. Esta es la parte más subjetiva del diseño estructural y aquella en que la experiencia, buen juicio e intuición del ingeniero juegan el papel más importante.

Durante esta parte, es necesario hacer algunas estimaciones preliminares del tamaño de los miembros estructurales, tanto para estimar su propio peso, que forma parte de las cargas actuantes, como para calcular sus rigideces relativas, las cuales se requieren en la parte del análisis. Estas estimaciones pueden hacerse utilizando procedimientos simplificados de análisis y dimensionamiento o únicamente con base en la experiencia del proyectista.

Lo que el análisis significa es la separación de la estructura en sus elementos constitutivos y la determinación del efecto de las cargas aplicadas a la estructura en cada elemento. Una vez dividida la estructura en sus distintos miembros, la determinación del efecto de las cargas en cada miembro se lleva a cabo calculando las acciones internas producidas por esas cargas, o sea, las fuerzas axiales, cortantes, momentos flexionantes y torsionantes en cada miembro así como las deformaciones de cada elemento y de la estructura completa.

La tercera parte de la etapa del diseño estructural se refiere al dimensionamiento de los miembros estructurales. A partir de las acciones internas calculadas en el análisis estructural, se dimensionan miembros que puedan resistir dichas acciones dentro de condiciones de servicio aceptables. En esta parte se recurre más que en la anterior a fórmulas empíricas y a disposiciones reglamentarias. El proyectista tiene más libertad de acción y las soluciones correctas pueden variar según su criterio o los reglamentos que use.

1.3. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SUS DIMENSIONES

1.3.1 BLOQUES

Este tipo de elemento estructural se caracteriza porque sus tres dimensiones tienen valores del mismo orden de magnitud, este es el caso de los bloques de fundición.

1.3.2 PLANCHAS

Este tipo de elemento estructural se caracteriza porque una de sus tres dimensiones tiene un valor muy inferior a las otras dos, este es el caso de las losas, las paredes estructurales y las cubiertas de techo.

1.3.3 BARRAS

Este tipo de elemento estructural se caracteriza porque una de sus tres dimensiones tiene un valor muy superior a las otras dos, este es el caso de las vigas y columnas, esta categoría se puede dividir en barras sólidas (barras de hormigón) y barras conformadas de paredes delgadas (barras metálicas, perfiles).

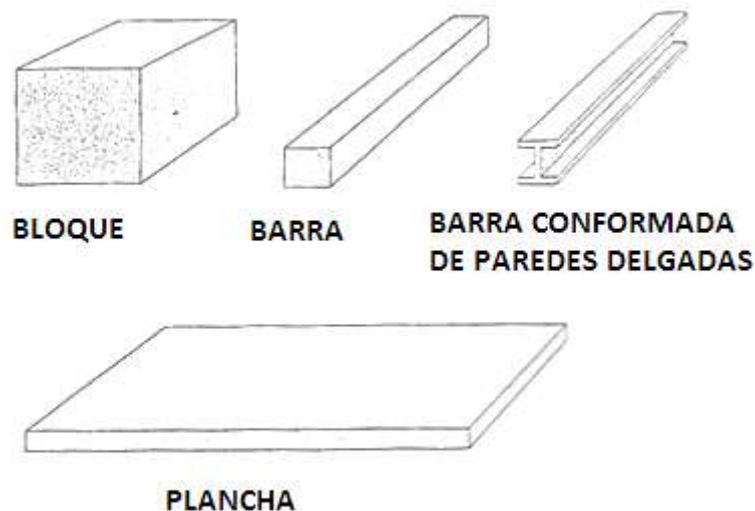


Ilustración 1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SUS DIMENSIONES

1.4. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SU CARGA

1.4.1 PLACAS O LOSAS

Estos elementos estructurales están sujetos a una carga o sollicitación mecánica perpendicular a la cara formada por sus dos dimensiones más grandes.

1.4.2 CHAPAS O PAREDES ESTRUCTURALES

Estos elementos estructurales están sujetos a una carga o sollicitación mecánica paralela a la cara formada por sus dos dimensiones más grandes.

1.4.3 VIGAS

Estos elementos estructurales están sujetos a una carga o sollicitación mecánica perpendicular a su eje es decir trabaja principalmente a flexión.

1.4.4 COLUMNAS

Estos elementos estructurales están sujetos a una carga axial de compresión.

1.4.5 TIRANTES

Estos elementos estructurales están sujetos a una carga axial de tracción.

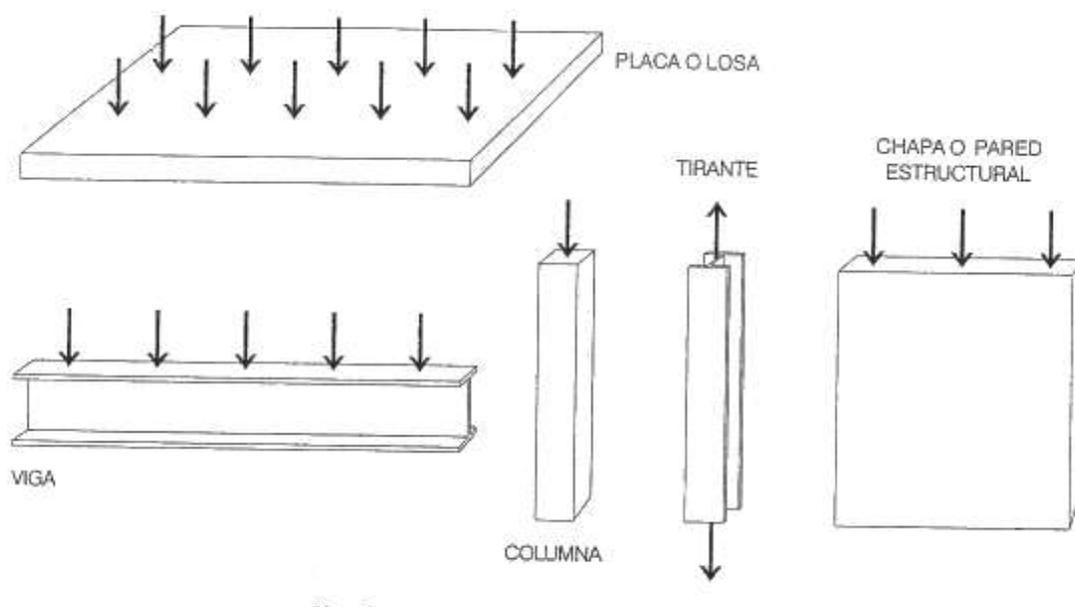


Ilustración 1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN SU CARGA

1.5. CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES

1.5.1 ARTICULACIÓN MÓVIL

Esta clase de conexión llamada también apoyo simple restringe o impide los desplazamientos verticales, pero permite desplazamientos horizontales y rotaciones o giros. En estos apoyos solo se desarrolla una fuerza vertical de reacción F_V .

1.5.2 ARTICULACIÓN FIJA O CONEXIÓN FLEXIBLE

Esta clase de conexión llamada también apoyo articulado restringe o impide los desplazamientos verticales y horizontales, pero permite rotaciones o giros. En estos apoyos se desarrollan una fuerza vertical de reacción F_V y una fuerza horizontal de reacción F_H .

1.5.3 EMPOTRAMIENTO O CONEXIÓN RÍGIDA

Esta clase de conexión llamada también apoyo empotrado restringe o impide los desplazamientos verticales, horizontales y también las rotaciones o giros. En estos apoyos se desarrollan una fuerza vertical de reacción F_V , una fuerza horizontal de reacción F_H y un momento M .

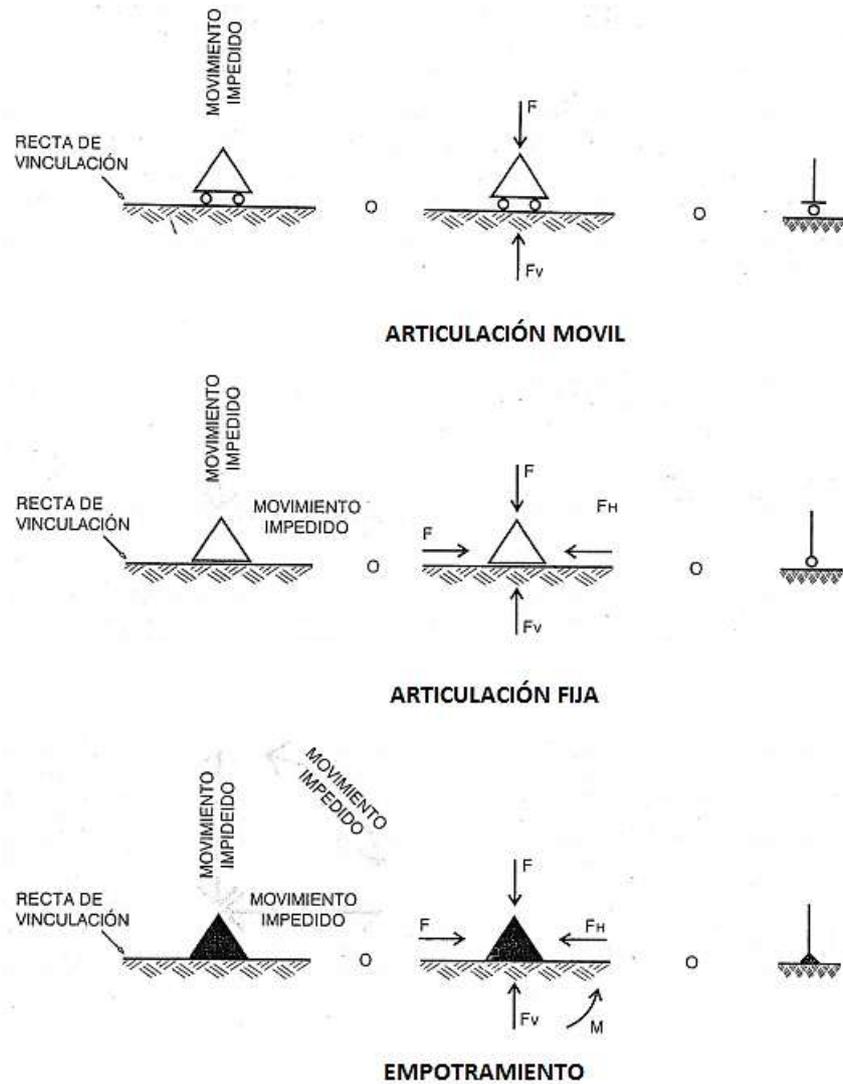


Ilustración 1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES

1.6. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Toda estructura formada por elementos vinculados entre sí tiene el nombre de pórtico espacial. Para facilitar cálculos e ideas es posible aislar subconjuntos (estructuras reticulares) del pórtico espacial y analizarlos como si estas fueran estructuras independientes conectadas entre sí por uniones. Las reacciones de apoyo de un subconjunto son la carga del otro que sirve de apoyo al primero.

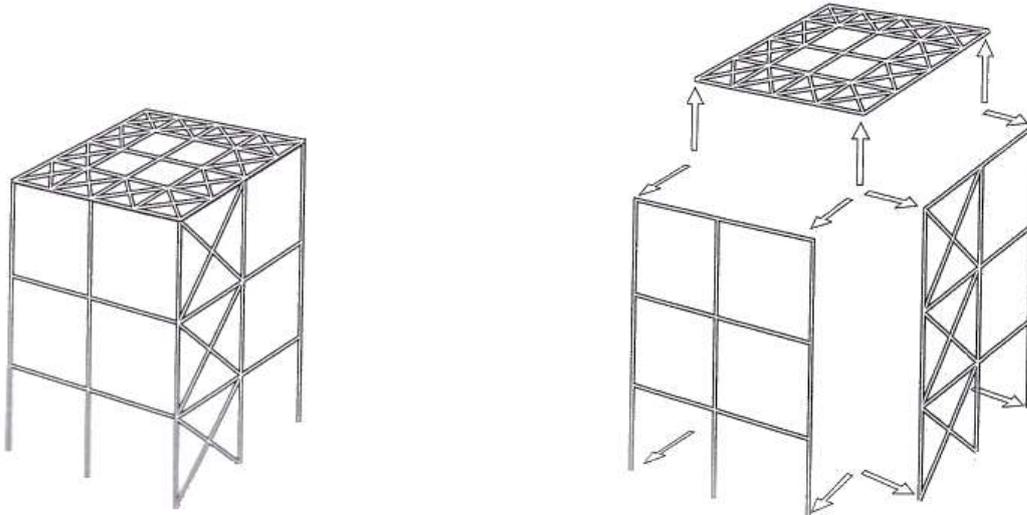


Ilustración 1.5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

1.7. ESTRUCTURAS RETICULARES

Una estructura reticulada es un conjunto de elementos prismáticos unidos entre sí por nudos rígidos, Ilustración 1.5. Por el hecho de que la conexión rígida transmite momento de un elemento a otro, estos trabajan principalmente a flexión.

1.7.1 PÓRTICO PLANO

Es una estructura formada por elementos (vigas y columnas) que pertenecen a un mismo plano y sometida a las cargas de ese mismo plano.

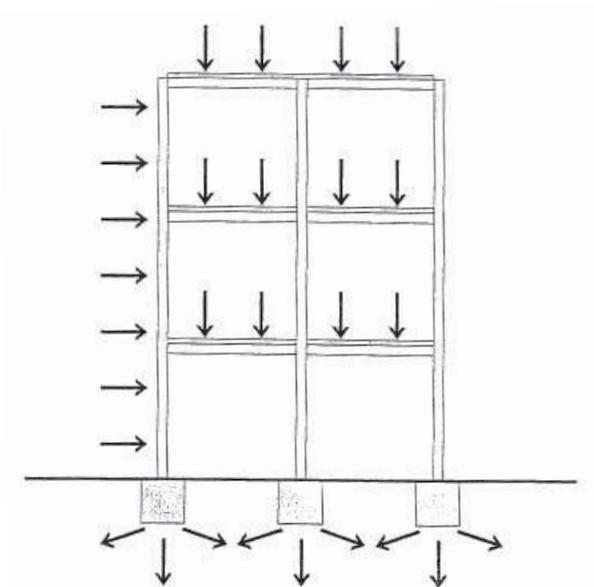


Ilustración 1.6 PÓRTICO PLANO

1.7.2 CELOSÍA PLANA

Es una estructura formada por elementos pertenecientes a un mismo plano con conexiones articuladas y sometida a cargas nodales.

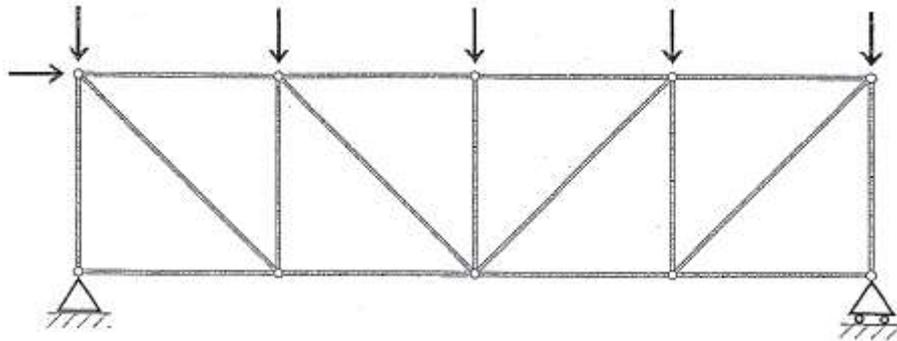


Ilustración 1.7 CELOSÍA PLANA

1.7.3 CELOSÍA ESPACIAL

Es una estructura espacial formada por elementos no pertenecientes a un mismo plano con conexiones articuladas y sometida a cargas nodales.

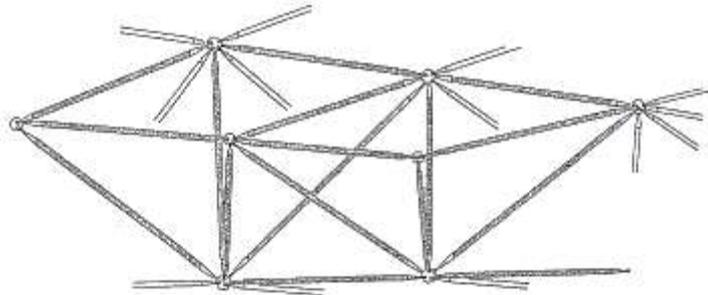


Ilustración 1.8 CELOSÍA ESPACIAL

1.7.4 EMPARRILLADO

Es una estructura formada por elementos pertenecientes a un mismo plano y sometida a cargas provenientes de planos ortogonales a la misma.

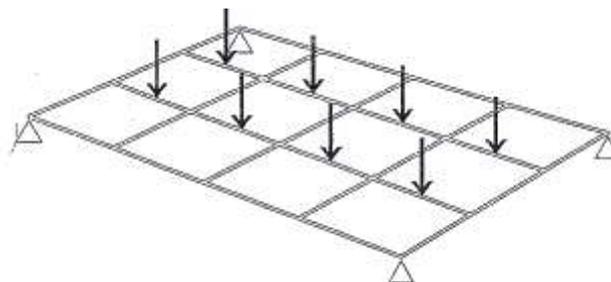


Ilustración 1.9 EMPARRILLADO

1.7.5 DEFORMACIONES²

Los elementos de una estructura se diferencian por el tipo de deformación que sufren cuando la estructura está trabajando (sometida a cargas o sollicitaciones mecánicas). La deformación es el cambio de forma de un elemento y es el desplazamiento de sus puntos a consecuencia de la aplicación de la carga.

1.7.5.1 Deformación lineal

Una barra recta cambiará de longitud al aplicarle una fuerza de forma axial es decir a lo largo de su eje longitudinal, volviéndose más larga en tracción y más corta en compresión.

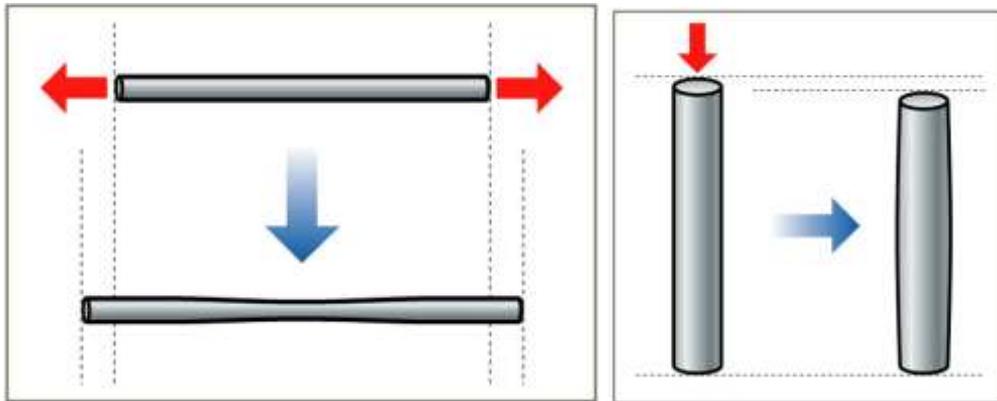


Ilustración 1.10 DEFORMACIÓN LINEAL

1.7.5.2 Deformación por flexión

Un elemento estructural (viga) sometido a flexión por medio de un momento flector sufrirá una deformación perpendicular a su eje longitudinal es decir giros alrededor del mismo (θ_z) y desplazamientos de sus centros de gravedad (y).

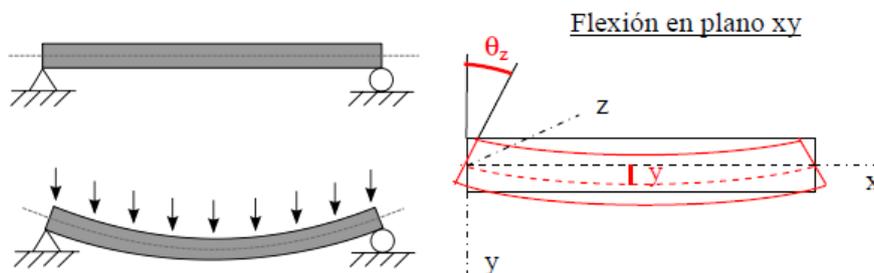


Ilustración 1.11 DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN

² <http://ocw.usal.es/enseñanzas-tecnicas/resistencia-de-materiales-ingeniero-tecnico-en-obras-publicas/contenidos/%20Tema6-Flexion-Deformaciones.pdf>

1.7.5.3 Deformación por torsión

Un elemento estructural sometido a torsión por medio de un momento torsor sufrirá un giro de las secciones rectas respecto al eje de la barra ese giro se lo representa con un ángulo ϕ .

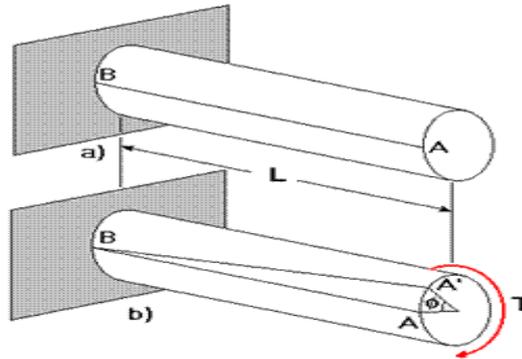


Ilustración 1.12 DEFORMACIÓN POR TORSIÓN

Las barras pertenecientes a un pórtico plano pueden presentar deformaciones lineales y por flexión, sin embargo no sufren deformaciones por torsión.

Las barras pertenecientes a una celosía plana o espacial presentan solo deformaciones lineales.

1.7.6 PÓRTICOS DEFORMABLES

Son aquellas estructuras en que el desplazamiento de uno o más de sus nudos depende de la deformación por flexión de los elementos. Debido a la flexión, las secciones transversales de los elementos son más grandes y de mayor masa (peso) en los pórticos con conexiones rígidas que en los elementos de los pórticos con riostras en cruz.

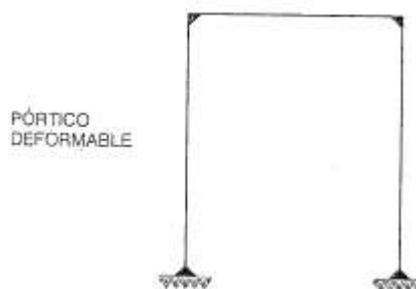


Ilustración 1.13 PÓRTICO DEFORMABLE

1.7.7 PÓRTICOS INDEFORMABLES

Son aquellas estructuras en que el desplazamiento de todos sus nudos depende de la deformación axial de los elementos. Este desplazamiento prácticamente puede ser despreciado. Los pórticos con conexiones flexibles con riostras en cruz utilizan elementos de secciones transversales menores y de menor masa (peso), por lo que este método es el más utilizado para conseguir una rigidez en las estructuras de acero.

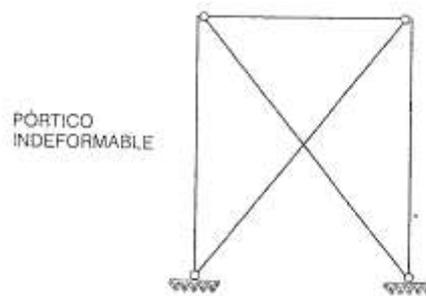


Ilustración 1.14 PÓRTICO INDEFORMABLE

1.8. EQUILIBRIO EXTERNO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales, así como todo el conjunto de la construcción, deben estar en equilibrio, es decir, la resultante de todas las fuerzas o cargas actuantes en un cuerpo debe ser nula y el momento provocado por esas fuerzas, en cualquier punto del cuerpo, también debe ser nulo. Considerando una barra con dos apoyos (uno es un apoyo móvil A y el otro es articulado fijo B Ilustración 1.15, que determina el vano l y una fuerza P cualquiera que actúa sobre una barra y es aplicada en un punto distante a y b de los apoyos A y B). Si bajo la acción de las cargas externas activas y reactivas la barra ha de mantenerse en equilibrio estático, entonces valen las condiciones de estabilidad, o sea, no hay desplazamiento en la horizontal, no hay desplazamiento en la vertical y tampoco hay giro. Por lo tanto, $\Sigma F_H=0$, $\Sigma F_V=0$, $\Sigma M_B=0$.

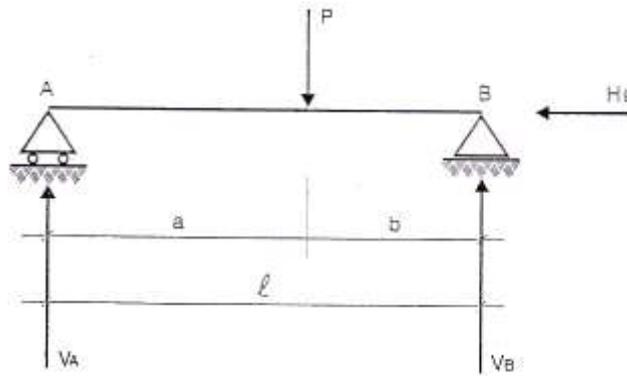


Ilustración 1.15 BARRA CON DOS APOYOS

- 1) $\Sigma F_H=0$ donde por convención las fuerzas que tienen sentido hacia la derecha son positivas y las fuerzas con sentido hacia la izquierda son negativas.

$$-H_B=0$$

$$\text{Así: } H_B=0$$

- 2) $\Sigma F_V=0$ donde por convención las fuerzas que tienen sentido hacia arriba son positivas y las fuerzas con sentido hacia abajo son negativas.

$$V_A - P + V_B = 0$$

$$\text{Así: } V_A + V_B = P$$

- 3) $\Sigma M_B=0$ donde por convención las fuerzas que provocan un giro en sentido horario son positivas y las fuerzas que provocan un giro en sentido anti horario son negativas.

$$V_A \cdot \ell - P \cdot b + V_B \cdot 0 = 0$$

$$V_A = P \cdot b / \ell$$

$$\text{Siendo } V_A + V_B = P$$

$$\text{Así: } P \cdot b / \ell + V_B = P$$

$$\text{Aun: } V_B = P \cdot (\ell - b) / \ell$$

$$\text{Como: } \ell - b = a, \quad \text{pues: } a + b = \ell$$

$$\text{Entonces: } V_B = P \cdot a / \ell$$

Las ecuaciones resultantes de la imposición de equilibrio se denominan ecuaciones de estática. En el caso de las estructuras planas son tres las ecuaciones y en el de estructuras espaciales, son seis las ecuaciones.

1.8.1 ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS

Las estructuras en las cuales son suficientes las ecuaciones de estática para el cálculo de las reacciones, independientemente de la geometría de la sección transversal o del tipo de material de los elementos, se denominan estructuras isostáticas.

Las estructuras isostáticas tienen tres reacciones en sus apoyos como se puede apreciar en la figura y estas se las puede encontrar fácilmente con las tres ecuaciones de la estática. Son estructuras de resolución sencilla, que no necesitan de métodos complejos para su análisis y deducción, aunque eso no implica que sean las más económicas.

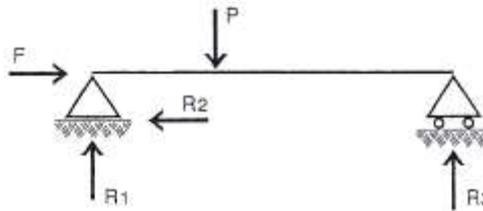


Ilustración 1.16 ESTRUCTURA ISOSTÁTICA

1.8.2 ESTRUCTURAS HIPOSTÁTICAS

Las estructuras en las cuales las ecuaciones de la estática exceden a las incógnitas de las reacciones de los apoyos se denominan estructuras hipostáticas. Estas estructuras son inestables es decir no conservan el equilibrio frente a sollicitaciones mecánicas, excepto en casos teóricos o particulares que no se pueden obtener en la vida real.

Estas estructuras no se deben utilizar ya que están expuestas a colapsos o, a grandes deformaciones que pongan en riesgo la seguridad de la misma.

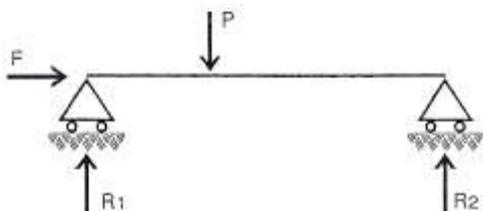


Ilustración 1.17 ESTRUCTURA HIPOSTÁTICA

1.8.3 ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

Las estructuras para las cuales las ecuaciones de la estática son insuficientes para obtener las incógnitas de las reacciones de los apoyos se denominan estructuras hiperestáticas. Para resolver esta clase de estructuras se vale de otras ecuaciones de Mecánica de Materiales que incluyen las dimensiones de las secciones de los elementos y, a veces el tipo de material.

Este tipo de estructuras son más livianas pero exigen conexiones más laboriosas y por ende menos económicas.

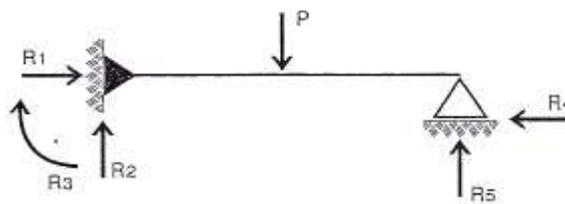


Ilustración 1.18 ESTRUCTURA HIPERESTÁTICA

1.9. ACERO

El acero es una aleación metálica constituida básicamente por hierro y carbono, obtenida por el afino del arrabio en aparatos especiales y procesos complejos de reacciones químicas.

1.9.1 ACERO ESTRUCTURAL

En los aceros estructurales sus propiedades mecánicas son los factores más trascendentales para su uso en el campo de la ingeniería, ya que un proyecto en estructuras de acero, su montaje así como la confección de sus elementos mecánicos se basan en el conocimiento de las mismas.

1.9.1.1 Diagrama Tensión-Deformación³

Una barra metálica sometida a un esfuerzo de tracción creciente sufre una deformación progresiva de su extensión (aumento de longitud).

³ Mattos Dias, 2006, "Estructuras de acero", 1ª Edición, Editorial Zigurate, pp53

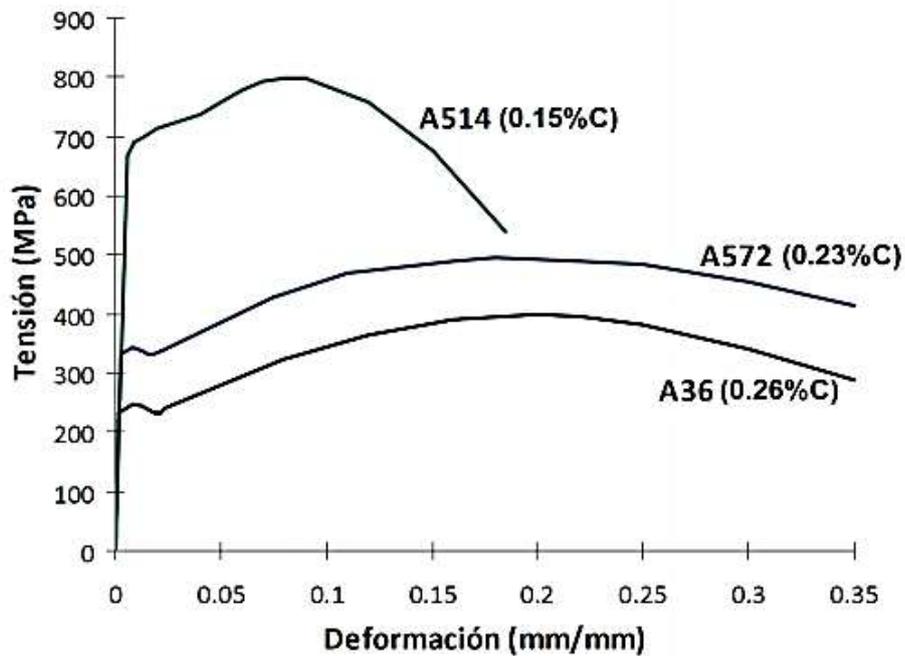
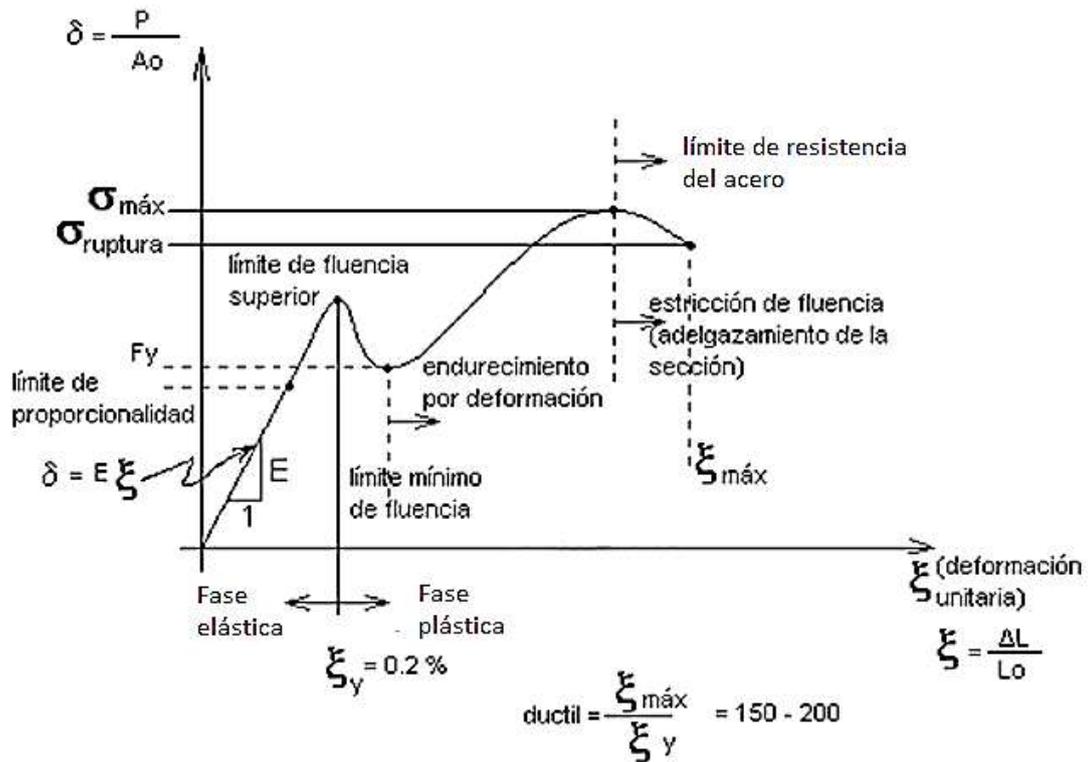


Ilustración 1.19 DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO

La relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante puede estar acompañada por el diagrama esfuerzo-deformación. Los valores para la construcción de este diagrama se obtienen sometiendo el material al ensayo de

tracción. La deformación es medida en un aparato denominado extensómetro, acoplado a la máquina de ensayo.

Dentro de ciertos límites (fase elástica), la deformación que resulta de la aplicación de un esfuerzo de tracción a un elemento mecánico obedece a la ley de Hooke, o sea, es proporcional al esfuerzo aplicado.

Sobrepasado el límite de proporcionalidad, es decir pasada la fase elástica, tiene lugar la fase plástica, en la cual ocurren deformaciones crecientes sin variación del esfuerzo (nivel de fluencia).

El valor constante del esfuerzo en esa fase, es el llamado límite de fluencia del acero. Después de la fluencia, aun en la fase plástica, se reacomoda la estructura interna del acero y el material pasa por un endurecimiento, en que se verifica nuevamente la variación del esfuerzo con la deformación, sin embargo, esta no es lineal.

El valor máximo del esfuerzo se llama límite de resistencia del acero.

El límite de fluencia es la constante física más importante en el cálculo de las estructuras de acero. Se debe impedir que ese valor de esfuerzo sea alcanzado por cualquier elemento que conforma la estructura, a fin de limitar la deformación de los mismos.

1.9.1.2 Resistencia

La resistencia es la capacidad de una estructura para resistir cargas. En el caso del acero estructural posee una alta resistencia por unidad de peso eso implica que las estructuras de acero poseen un nivel de resistencia elevado con un peso relativamente bajo.

1.9.1.3 Uniformidad

Las propiedades del acero estructural no cambian de forma considerable con el paso del tiempo frente a otras estructuras como el caso del concreto reforzado que cambia sus propiedades de forma apreciable.

1.9.1.4 Elasticidad

La elasticidad de un material es su capacidad de volver a la forma original después de sucesivos ciclos de carga y descarga.

La deformación elástica es reversible, es decir, desaparece una vez que la carga que la provoca cesa.

1.9.1.5 Plasticidad

Deformación plástica es la deformación permanente provocada por una carga que genera un esfuerzo tal que supera al límite de fluencia del material. El resultado es un desplazamiento permanente de los átomos que constituyen el material.

1.9.1.6 Durabilidad

Este aspecto depende de cuán efectivo y regular sea el mantenimiento que se dé a la estructura.

1.9.1.7 Ductilidad

Es la capacidad de los materiales de deformarse plásticamente sin romperse. La ductilidad es medida por medio de la deformación o de la estricción, que es la reducción de área de la sección transversal del elemento de acero. Mientras más dúctil es el acero, mayor es la reducción de área o el estiramiento antes de la ruptura. La ductilidad tiene gran importancia en las estructuras de acero, pues permite la redistribución de altos esfuerzos locales. Los elementos de aceros dúctiles sufren grandes deformaciones antes de romperse, lo que en la práctica alerta sobre la presencia de esfuerzos elevados.

1.9.1.8 Tenacidad

Es la capacidad que tienen los materiales de absorber energía cuando están sometidos a una carga de impacto. La tenacidad es la energía total, elástica y plástica, que un material puede absorber por unidad de volumen hasta su ruptura (medida en J/m^3 -Joules por metro cúbico), representada por el área bajo la curva del diagrama de esfuerzo-deformación.

1.10. PERFILES DE ACERO LAMINADOS

El proceso de producción de aceros largos obedece a un principio parecido al de obtención de las láminas de acero. Son piezas únicas, obtenidas por laminación de tochos o palanquillas provenientes de la colada continua.

1.10.1 PERFILES LAMINADOS DE ALAS PARALELAS

Este tipo de perfil se manufacturan por el proceso de deformación mecánica en caliente, las secciones típicas de estos perfiles son en forma de “I” y “H”, el sistema de laminación universal es el encargado de producir estos perfiles.

El sistema de laminación universal es un grupo de bastidores uno seguido de otro, este proceso se lo denomina X-H. El proceso mencionado genera un ciclo de laminación menor, creando una producción de alta eficiencia y rendimiento.

Estos tipos de perfiles son los más empleados alrededor del mundo para proyectos de estructuras de acero.

Las características principales de estos perfiles son:

- Sus alas paralelas y rectilíneas facilitan las soluciones de conexiones y encajes.
- No presentan soldaduras o costuras.
- Bajo nivel de esfuerzos residuales.
- Uniformidad estructural.
- Ausencia de soldadura en su proceso de fabricación.

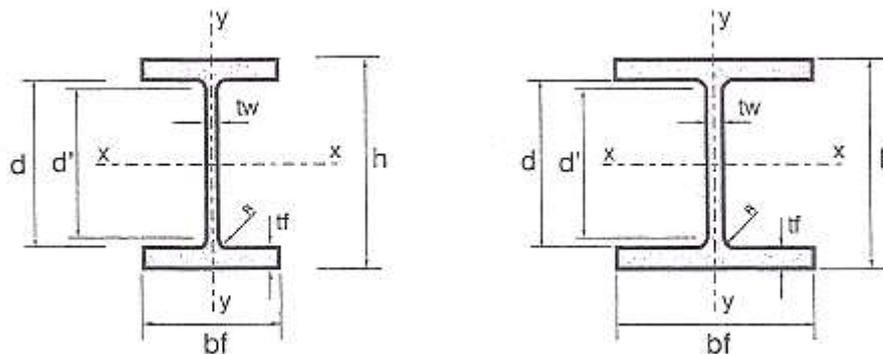


Ilustración 1.20 PERFILES LAMINADOS DE ALAS PARALELAS

La norma que regula las especificaciones de los perfiles de alas paralelas es la ASTM A6/A6M, con una nomenclatura americana WF-(wide flange), estos perfiles presentan longitudes de sus alas de 150 a 610 mm o de 6 a 24 pulgadas y longitudes del perfil de 12 m.

1.10.2 PERFILES LAMINADOS DE ALAS INCLINADAS

Este tipo de perfil se lo obtiene en longitudes de 6 a 12 metros con secciones y alturas especificadas a continuación:

- “I” con alturas de 4” (101.6 mm) hasta 5” (127 mm).
- “U” con alturas de 3” (76.2 mm) hasta 6” (152.4 mm).
- “L” ángulo de las alas iguales con alturas de 1/2” (12.7 mm) hasta 5” (127 mm).

Se los utiliza en las siguientes condiciones:

- En estructuras de pequeño porte.
- Cuando los elementos de la estructura (vigas) están sometidas solamente a esfuerzos debido a momentos flectores.
- En barras de riostras.
- En la composición de perfiles.

Los elementos de una estructura deben poseer grandes inercias en comparación a sus áreas y pesos. Los perfiles tipo I, H y C cumplen con estos requisitos.

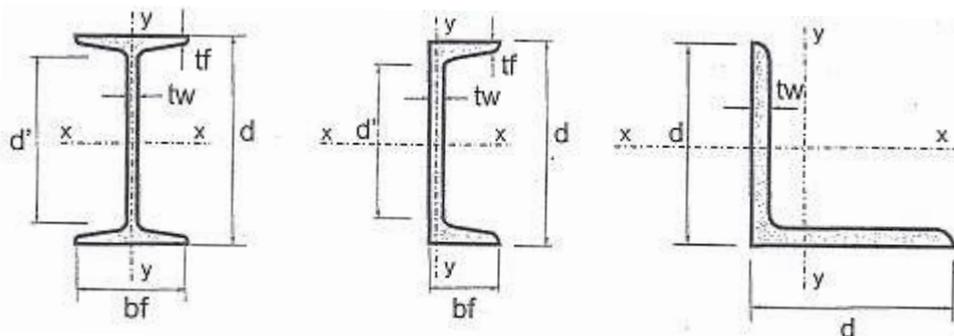


Ilustración 1.21 PERFILES LAMINADOS DE ALAS INCLINADAS

1.10.3 PERFILES SOLDADOS

Este tipo de perfiles se los obtiene por medio del corte, la composición y soldadura de planchas de acero, este procedimiento nos permite obtener una variada serie de formas y dimensiones de secciones.

Para la fabricación de estos perfiles se utilizan los siguientes aceros al carbono:

- Especificación ASTM A-36, acero de baja aleación y alta resistencia mecánica.

-Especificación ASTM A-572, acero de baja aleación, alta resistencia mecánica y alta resistencia mecánica.

-Especificación ASTM A-242 o ASTM A-588, acero de baja aleación, alta resistencia mecánica y alta resistencia mecánica.

La clasificación de estos perfiles se los hace en series de acuerdo a su utilización en la estructura a continuación se detalla estas series:

-Serie VS: comprende los perfiles soldados para vigas, en que $2 < d/bf < 4$.

-Serie CVS: comprende los perfiles soldados para vigas y columnas, en que $1 < d/bf < 1.5$.

-Serie CS: comprende los perfiles soldados para columnas, en que $d/bf = 1$.

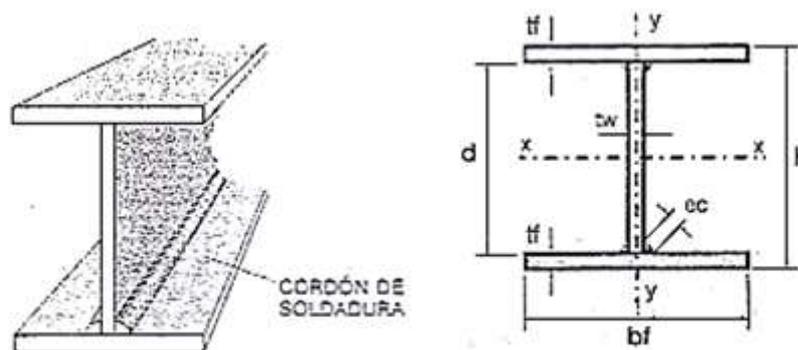


Ilustración 1.22 PERFILES SOLDADOS

1.11. CONEXIONES⁴

Los diferentes tipos de perfiles encontrados en el mercado están normalizados en lo que respecta a sus dimensiones, este hecho obliga a un constructor de estructuras de acero a realizar cortes y conexiones de los elementos, para que estos tengan las dimensiones requeridas hechas por el diseñador en el proyecto.

Los elementos de la estructura de acero, tales como vigas, columnas, poseen solo una dimensión predominante, mientras la estructura trabaja en forma tridimensional. Esto obliga a la necesidad de conectar dichos elementos mediante alguna forma.

⁴ Mattos Dias, 2006, "Estructuras de acero", 1ª Edición, Editorial Zigurate, pp73

Los costos pueden incrementarse de forma drástica debido a la forma de conexión.

La forma de conexión de los elementos debe escogerse en base a los siguientes parámetros:

- El comportamiento de la conexión, si es rígida, flexible, por contacto o por fricción.

- Las limitaciones constructivas.

- La facilidad de fabricación (acceso para la soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de detalles estandarizados, etc.).

- Montaje (acceso para atornillar, soportes provisionales, simplicidad, repetición, etc.).

Existen dos tipos de conexiones:

- Conexiones atornilladas.

- Conexiones soldadas.

1.11.1 CONEXIONES ATORNILLADAS

Las partes que conforman un tornillo son: cabeza perno y rosca. Para la identificación de los tornillos se los hace mediante su diámetro nominal. Su resistencia a la tracción está en función de su diámetro efectivo, por lo que el área efectiva es la sección transversal que pasa por la rosca, que equivale a cerca de un 75% del área nominal.

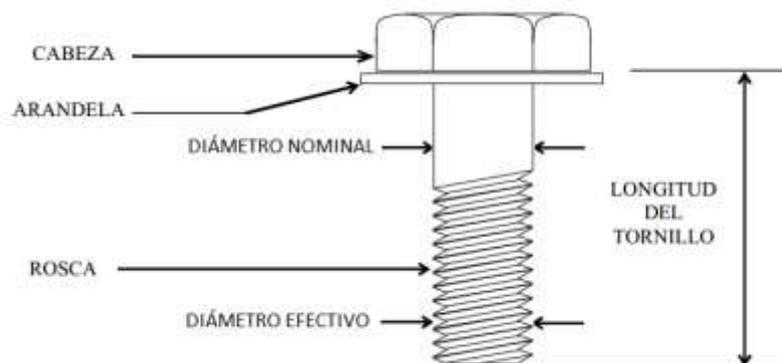


Ilustración 1.23 PARTES DE UN TORNILLO

Tornillos comunes

Los tornillos comunes tienen las siguientes características:

- Tienen una resistencia mecánica baja,
- Los que generalmente se utilizan son aquellos fabricados bajo la especificación ASTM A-307, con una resistencia a la ruptura por tracción de 41.5 kN/cm^2 .
- Para su instalación se utilizan llaves comunes y sin control de torque.
- Permite el movimiento de los elementos conectados´.
- Son utilizados solo para piezas secundarias, tales como parapetos, barandas y elementos poco solicitados.

Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia tienen las siguientes características:

- Se los emplea en conexiones principales o importantes.
- Los de mayor aceptación y uso son aquellos fabricados bajo la especificación ASTM A-325, con una resistencia a la ruptura por tracción de 82.5 kN/cm^2 , para tornillos con diámetro menor o igual a 25.4 mm, y de 72.5 kN/cm^2 , para tornillos con diámetro mayor a 25.4 mm.
- Al poseer mayor resistencia se necesita menor número de tornillos por conexión y, en consecuencia, menos placas de conexión, ayudando así a reducir el acero empleado.
- Debe ser instalado con un control de torque, después del apriete inicial con la llave común.

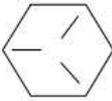
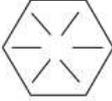
Identificación física	Designación NTC	Designación ASTM	Fu (Mpa)
	4034	A307	410
		A325	825
	4028	A490	1029

Tabla 1.1 IDENTIFICACIÓN DE TORNILLOS ESTRUCTURALES

1.11.2 CONEXIONES SOLDADAS

Es la unión permanente de dos o más materiales de igual o diferente naturaleza, con o sin la aplicación de calor, con o sin la aplicación de presión, conservando las propiedades mecánicas y químicas de estos materiales.

Ventajas del uso de la soldadura.

- Mayor rigidez en las conexiones.
- Reduce los costos de fabricación ya que no es necesario perforar como en el caso de las conexiones atornilladas.
- Menor cantidad de acero utilizado.
- Conexiones más compactas que las conexiones atornilladas.
- Permite un mejor mantenimiento (limpieza).

Desventajas del uso de la soldadura.

- Este tipo de conexiones no permiten un desmontaje posterior de la estructura.
- El control de calidad de las soldaduras es costoso, incrementando el presupuesto del proyecto.

-La dificultad inherente a ciertas posiciones de soldadura, es un factor que puede afectar drásticamente su calidad.

-Factores ambientales como el viento, humedad, lluvia, etc., afectan al proceso de soldadura degradando su calidad.

1.11.3 CONEXIONES FLEXIBLES

La conexión flexible es aquella en la que ocurre rotación relativa de sus elementos, por ejemplo en una viga esta clase de conexión permite girar los extremos de este elemento hacia abajo cuando existen cargas actuantes.

Teóricamente estas conexiones solo pueden resistir fuerzas cortantes.

Específicamente las conexiones flexibles deben garantizar solo que las reacciones de apoyo asociadas a la fuerza cortante y a la fuerza normal sean transmitidas al elemento de apoyo y permitir la rotación de un elemento al otro.

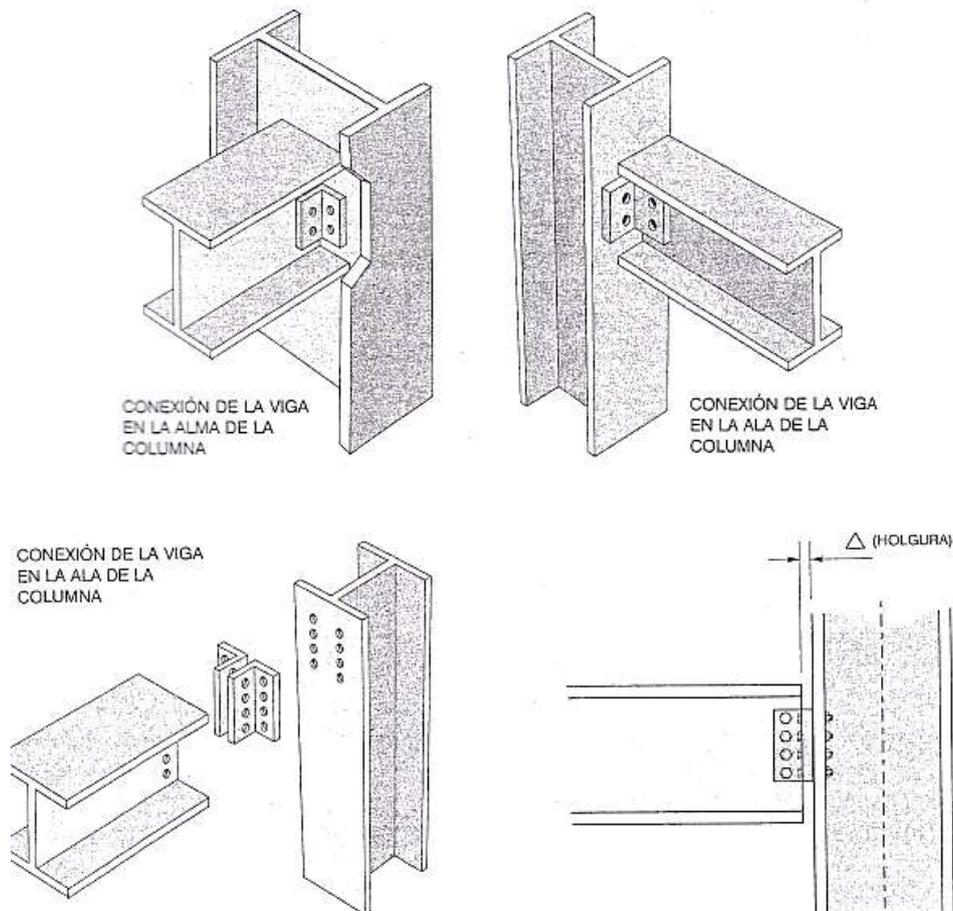


Ilustración 1.24 CONEXIONES FLEXIBLES

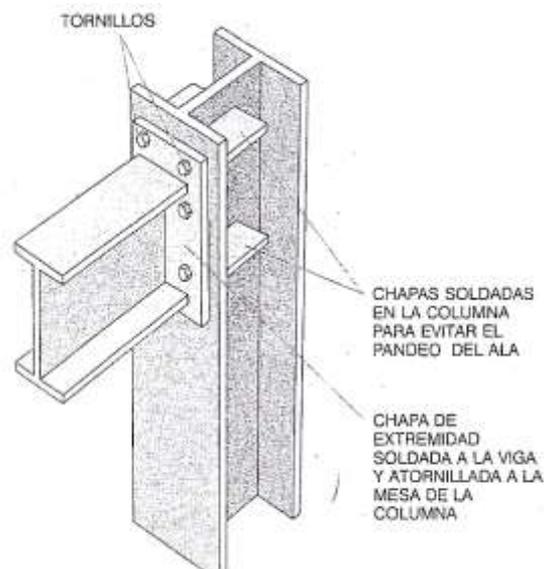
Los ángulos conectados al alma de la viga deben garantizar la transmisión de la reacción de apoyo (fuerza cortante) a la columna y tener dimensiones que impidan la rotación de la viga en torno a su propio eje en la conexión.

1.11.4 CONEXIONES RÍGIDAS

La conexión rígida es aquella en la que no ocurre rotación relativa de los elementos conectados.

La conexión rígida debe garantizar el mantenimiento del ángulo original entre los ejes de los elementos conectados, o sea, debe garantizar la transmisión del momento al empotramiento, además de tener la capacidad de transmitir las reacciones de apoyo asociadas a la fuerza cortante y a la fuerza normal.

En la realidad no existen conexiones totalmente flexibles o totalmente rígidas, sin embargo, un análisis experimental permite determinar el grado de rigidez de cada tipo de conexión (o sea el valor del ángulo de rotación entre los elementos conectados) y agruparlas en conexiones “más rígidas” y “menos rígidas”.



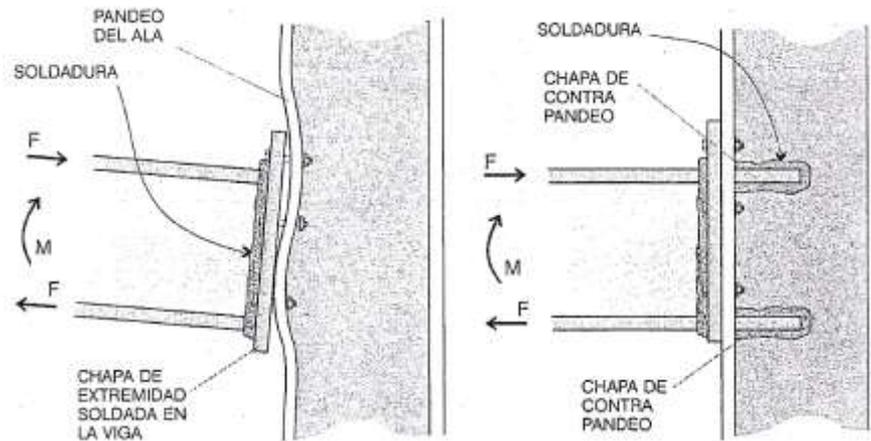


Ilustración 1.25 CONEXIONES RÍGIDAS

1.12. DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El método de diseño con factores de carga y resistencia es un método estadístico y se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición aplicable a toda la estructura o a uno de sus elementos, más allá del cual no queda el comportamiento de la estructura no es el esperado.

Los estados límites se dividen en dos grupos⁵:

-Estados límites de servicio:

Son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.

-Estados límites de resistencia (o últimos):

Son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de sollicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente.

⁵ Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", 1a Edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, Sección (AISC, 2010) 1.2, pp 2.

Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, formación de rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional.

Las cargas nominales o de servicio más comunes, presentes en el diseño de una estructura son estipuladas por la norma AISC LRFD; y están detalladas en la Tabla 1.2.

La probabilidad de que todas las cargas actúen a la vez y con sus valores máximos es baja, por lo que se han desarrollado las combinaciones de cargas nominales, en base a estadísticas de carga en las que se incluye la carga muerta en todas ellas; además de un valor aleatorio en el tiempo del resto de cargas

SÍMBOLO	TIPO DE CARGA
D	Carga muerta
E	Carga viva de sismo
L	Carga viva ocupacional
Lr	Carga viva de techo (roof)
R	Carga de agua (rain) o hielo estancado
S	Carga viva de nieve (snow)
W	Carga viva de viento (wind)

Tabla 1.2 CARGAS DE DISEÑO

Las 6 combinaciones de cargas básicas LRFD están expresadas en la Tabla 1.3.

Nº	COMBINACIÓN	CARGA CRÍTICA
1	1.4D	Carga muerta, D (durante la construcción)
2	$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	Carga viva, L
3	$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.8W)$	Carga de techo, Lr o S o R
4	$1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	Carga de viento, W (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
5	$1.2D + E + L + 0.2S$	Carga por sismo, E (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
6	$0.9D + E + 1.6W$	Volteo (W en sentido contrario a la carga muerta, D)

Tabla 1.3 COMBINACIONES DE CARGA

CAPÍTULO 2

PREFACTIBILIDAD

2.1. CICLO DEL PROYECTO Y SUS FASES^{6 7}

Un ciclo de proyecto es una secuencia que inicia desde el surgimiento de la idea hasta la puesta en marcha o funcionamiento.

Las etapas que se pueden apreciar antes de ejecutarse un proyecto son: preinversión, inversión y operación, cada una de ellas con sus fases.

Etapas de preinversión

- Identificación de ideas o alternativas
- Estudio a nivel de perfil
- Estudio de prefactibilidad (Anteproyecto preliminar)
- Estudio de factibilidad (Anteproyecto definitivo)

Etapas de inversión

- Proyecto de ingeniería
- Negociación del financiamiento
- Implementación y Licitación
- Seguimiento y control

Etapas de operación

- Operación
- Evaluación Ex post
- Evaluación post mortem

Cada fase implica un costo, el mismo que se verá incrementado por el grado de detalle y minuciosidad que se le quiera dar al proyecto.

⁶ Ruiz Rodrigo, 2013, "Elaboración y Evaluación de Proyectos", EPN, pp8

⁷ Sapag Nassir y Sapag Reinaldo, 2008, "Fundamentos de preparación y evaluación de proyectos", Mc Graw Hill, México, pp 19-23

Las ventajas de formular un proyecto por etapas son las siguientes:

- Mejora la calidad de la inversión
- Control y orientación permanentes, lo que implica una mejor asignación de recursos

El objetivo de formular un proyecto radica en maximizar el nivel de certidumbre (certeza, conocimiento) en cuanto a determinar lo beneficiosa, útil o efectiva que es una idea y el uso de recursos (económicos, humanos) deben ser proporcionales respecto a los resultados obtenidos.

El proceso de formulación también debe responder si una idea es conveniente para realizar una inversión, brindándonos información vital para tomar una decisión adecuada.

2.1.1 ETAPA DE PREINVERSIÓN

Escoger una alternativa que se transformará en proyecto y la decisión sobre la conveniencia de ponerla en marcha involucra como se dijo anteriormente una serie de fases.

Cada una de estas fases permite el decidir pasar a una etapa sucesiva o dar por terminados los estudios pues en este punto se alcanzó un nivel de detalle suficiente para tomar la decisión de ejecutar el proyecto o abandonarlo.

2.1.1.1 Identificación de las ideas o alternativas

Se deben identificar los problemas (necesidades insatisfechas) de un grupo social o de una empresa y que requieren ser solucionados.

2.1.1.2 Estudio a nivel de perfil

En esta fase se debe estudiar los antecedentes e información de respaldo que ayuden a formar una opinión tanto en lo técnico y económico, de lo provechoso que sería ejecutar la idea del proyecto.

2.1.1.3 Estudio de prefactibilidad

Se hace una recopilación de información profunda y antecedentes en el estudio del perfil. Se examina exhaustivamente las alternativas que los resultados de

perfil recomiendan como viables desde el punto de vista técnico, financiero, ambiental, económico y social.

En el estudio de prefactibilidad se debe precisar los beneficios de que la puesta en marcha de las alternativas escogidas producirá y los costos que se debe realizar para obtenerlos.

2.1.1.4 Estudio de factibilidad

Se hace un análisis profundo de aquella alternativa seleccionada en la fase de prefactibilidad. Se realiza una relación de costo beneficio de la ejecución de dicha alternativa.

Se debe optimizar aspectos relacionados con obra física, tamaño, localización y oportunidad de ejecución de la inversión. Como conclusión que debe dejar este punto es si se debe llevar a cabo el proyecto o abandonarlo definitivamente.

2.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Existen varias alternativas para la construcción de edificaciones, estas alternativas son independientes de la finalidad de uso de dicha edificación. A continuación se enlistan las alternativas de construcción.

- Edificaciones con estructura de acero.
- Edificaciones con hormigón armado.
- Edificaciones mixtas de hormigón armado y estructura de acero.

Cada alternativa tiene ventajas y desventajas respecto a las otras, por ejemplo el uso de edificaciones de hormigón armado es la más extendida y por ende la más conocida frente a edificaciones de estructura de acero, sin embargo, un hecho poco conocido del uso de estructuras de acero es que los tiempos de construcción de la misma son considerablemente menores.

Se analizará la primera opción que es la construcción de edificaciones con estructura de acero, así se podrá contribuir para que este tipo de edificaciones se den más a conocer y se empleen más a menudo, pues se cuenta con normas, especificaciones y reglamentos que facilitan el emprendimiento de este tipo de proyectos.

2.3. DETERMINACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

La determinación de las especificaciones técnicas es dada por la casa de la calidad, la cual permite plasmar las necesidades y requerimientos del cliente en un determinado producto.

2.4. CASA DE LA CALIDAD⁸

La Casa de la Calidad es una representación gráfica para el diseño, que busca enfocarse en el diseño de los productos o servicios y como estos satisfacen los requerimientos de los clientes en el caso de productos y usuarios en el caso de los servicios.

La Casa de la Calidad facilita llevar una documentación del proceso lógico a través de la superposición de matrices donde se traducen las necesidades del cliente y/o usuario en características de productos y/o servicios.

Para el desarrollo de la Casa de la Calidad se deben seguir los 6 pasos siguientes:

1. Necesidades del usuario: aquí se establecen los requerimientos de los clientes y/o usuarios.
2. Estudio de competencia: el cliente y/o usuario especifica el nivel de satisfacción que le brinda el producto o servicio.
3. Características del diseño: se especifica las características técnicas del producto o servicio.
4. Correlaciones: se hace las correspondencias entre las necesidades del cliente y/o usuario con las características del diseño.
5. Comparación técnica: se hace una comparación entre el producto y/o de la empresa y de la competencia o en su defecto entre alternativas de los mismos.
6. Objetivos técnicos: se fijan objetivos de mejora de las características de diseño.

⁸ http://www.gestiondecalidadtotal.com/casa_de_la_calidad.html

2.3.1 NECESIDADES DEL CLIENTE Y/O USUARIO

En este proyecto el diseño y la construcción de una estructura de acero tienen por finalidad la edificación de una vivienda familiar de dos plantas, por lo tanto el cliente y/o usuario será la familia que va a habitar dicho inmueble.

Así en una rápida encuesta a cada miembro de la familia se ha establecido requerimientos que se detallan a continuación.

- Seguridad ante eventos sísmicos o condiciones climáticas muy adversas.
- Costo de construcción bajo sin afectar la calidad del edificio.
- Espacio amplio y bien distribuido.
- Acabado estético de primera.
- Tiempo de construcción aceptable (menor que una construcción convencional).
- Cumpla con las normas municipales de construcción.
- Resistencia para construir una tercera planta.

2.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO

Para las características del diseño se crea una lista de características técnicas medibles que puedan cumplir con los requerimientos del cliente. Dichas características son:

- Área de construcción (metros cuadrados, m²)
- Número de pisos
- Tiempo de construcción
- Dimensiones (metros, m)
- Peso (kg)
- Resistencia sísmica.
- Costo de construcción.
- Buen acabado estético.
- Adecuada iluminación

2.3.3 CORRELACIONES, COMPARACIÓN TÉCNICA Y OBJETIVOS TÉCNICOS

En este punto se da forma a la Casa de la Calidad mediante las correlaciones cuantitativas entre las necesidades del cliente y/o usuario y las características técnicas del producto y/o servicio, lo cual ayudará a dar prioridades en cuanto a las necesidades del cliente y/o usuario y la forma satisfacer las mismas en el diseño del producto y/o servicio. En la Ilustración 2.1 se muestra la Casa de la Calidad con sus respectivos valores y deducciones.

Características técnicas →		Necesidades del cliente y/o usuario ↓								EVALUACIÓN COMPARATIVA 5 = MEJOR 1 = PEOR	Importancia para el cliente y/o usuario (1 - 5)	ESTRUCTURA DE ACERO	HORMIGÓN ARMADO	ESTRUCTURA MIXTA	Objetivo	Índice de mejora	Factor de venta 1,5 Importante 1,2 Secundario 1 Ninguno	Absoluta	Relativa (%)
		ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	NÚMERO DE PISOS	TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN	DIMENSIONES	PESO	RESISTENCIA SÍSMICA	COSTO DE CONSTRUCCIÓN	ADECUADA ILUMINACIÓN										
		1	2	3	4	5	6	7	8										
1	Seguridad ante eventos sísmicos o condiciones climáticas adversas		9				9	3	3	5	5	2	5	5	1	1,5	7,5	15,08	
2	Costo de construcción bajo sin afectar la calidad del edificio		9	9		3			1	5	2	4	2	5	2,5	1,5	18,75	37,69	
3	Espacio amplio y bien distribuido				9	9		9	3	3	4	3	4	4	1	1,2	3,6	7,236	
4	Acabado estético de primera			3		9		3	1	2	4	5	5	3	0,75	1	1,5	3,015	
5	Tiempo de construcción aceptable	9			1					3	5	3	4	4	0,8	1	2,4	4,824	
6	Cumpla con las normas municipales establecidas		9		3			1	3	4	3	4	4	5	1,667	1,5	10	20,1	
7	Resistencia para construir una tercera planta						9	3	9	4	4	3	4	5	1,25	1,2	6	12,06	
DIFICULTAD (1 - 5)		5	4	3	5	4	3	3	4										
EVALUACIÓN CARACT. DE NUESTRO PRODUCTO Y/O SERVICIO	ABSOLUTA	27	126	51	42	60	81	64	79										
	RELATIVA (%)	5	24	10	8	11	15	12	15										
CARACT DEL PRODUCTO Y/O SERVICIO A DESPLEGAR																			
PRIORIDAD		8	1	6	7	5	2	4	3										

Ilustración 2.1 CASA DE LA CALIDAD

Relación:

Muy fuerte (9)

Fuerte (3)

Débil (1)

2.3.4 CONCLUSIONES DE LA CASA DE LA CALIDAD**2.3.4.1 Necesidades del cliente y/o usuario**

En las necesidades del cliente y/o usuario, queda de manifiesto en la Casa de la Calidad que el cliente y/o usuario pide que se debe dar una prioridad en el diseño de la estructura de acero en cuanto a optimizar los recursos de la misma, esto es buscando las mejores materias primas en cuanto a calidad y precio, lo cual se puede lograr obteniendo una considerable cantidad de cotizaciones y verificando que los proveedores de la materia prima cumplan con todas las normas que regulan la misma.

En segundo lugar se puede apreciar en la Casa de la Calidad que el cliente y/o usuario pide que la edificación cumpla con adecuada distribución y sea visualmente agradable es decir tenga planos arquitectónicos los mismos que serán aprobados por el colegio de arquitectos como requisito para la emisión del permiso de construcción otorgado por el Municipio de Quito.

2.3.4.2 Características técnicas

En las características técnicas del producto y/o servicio, queda de manifiesto en la Casa de la Calidad que el punto fuerte de la construcción de una estructura de acero es la resistencia sísmica que proporciona a la edificación, además se tiene una relación entre resistencia y peso de estructura muy conveniente para este tipo de edificaciones, y por último se tiene que la estructura de acero es muy versátil pudiendo adaptarse a cambios o necesidades ulteriores de los clientes y/o usuarios.

2.4. DEFINICIÓN DEL PROYECTO

Con los requerimientos obtenidos en la casa de la calidad y las especificaciones técnicas establecidas se determinan soluciones aceptables para el diseño, por lo tanto se obtiene como definición de proyecto: "Diseñar y construir una vivienda con capacidad sismo-resistente de 2 plantas (2 pisos), cuya área total será de 276 m², con una altura de primer piso de 2,8 m, que la materia prima a utilizar cumpla

con los estándares mínimos de resistencia y calidad, que tenga cubierta de losa con piso colaborante, paredes de bloque, diseñada para multifamiliar y que cumpla con los requisitos arquitectónicos establecidos en las ordenanzas municipales.

2.5. ALTERNATIVAS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SOLUCIONES.

Existen varias posibilidades de selección para lo cual se utiliza el método de Criterios Ponderados que nos dará a conocer el orden de preferencia según los criterios de evaluación establecidos, características, ventajas y desventajas.

El método de ponderación se basa en establecer tablas comparativas para evaluar criterios entre las distintas alternativas propuestas.

Para la ponderación se tomarán valores de cero a uno como se muestra:

- 0 si el criterio de las columnas es mejor que el de la filas.
- 0.5 si el criterio de las filas es equivalente al de las columnas.
- 1 si el criterio de las filas es mejor que el de las columnas.

2.6.1 MATERIAL

2.6.1.1 Acero ASTM A36 (Alternativa I)

El acero ASTM A-36 es un tipo de acero suave del tipo más común utilizado en la construcción, la manufactura y muchas otras industrias. De los aceros al carbono, el acero ASTM A36 es una de las variedades más comunes en parte debido a su bajo costo. Ofrece una excelente resistencia y fuerza para un acero bajo en carbono y aleación.

Propiedades del acero A36:

- Densidad: 7.85 g/cm³
- Resistencia última a la fluencia: 36 ksi
- Resistencia última a la tracción: 58 ksi
- Módulo de elasticidad: 29000 ksi
- Elongación: 20%

- Carbono equivalente= 0.47

Composición Química	Porcentaje %
Carbono (C)	0.26
Manganeso (Mn)	0.80-1.20
Silicio (Si)	0.40
Fosforo (P)	0.04
Azufre (S)	0.05
Cobre (Cu)	0.2

Tabla 2.1 Composición química del acero ASTM A-36⁹

2.6.1.2 Acero ASTM A-572 gr. 50 (Alternativa II)

Es un acero estructural soldable y de baja aleación, aleado con Niobio y Vanadio como afinadores de grano. Sus mejores propiedades mecánicas, en comparación con el producto ASTM A 36, permiten reducir espesores y disminuir peso de estructuras remachadas, apernadas o soldadas como por ejemplo puentes, carrocerías, equipos de transporte y estructuras en general.

Propiedades mecánicas del acero A-572 gr. 50:

- Densidad: 7.85 g/cm³
- Resistencia última a la fluencia: 50 ksi
- Resistencia última a la tracción: 65 ksi
- Módulo de elasticidad: 29 ksi
- Elongación: 21%
- Carbono equivalente= 0.397

⁹ <http://www.ehowenespanol.com/caracteristicas-del-acero-sae-a36-info>

Composición química de este acero:

Composición Química	Porcentaje %
Carbono (C)	0.23
Manganeso (Mn)	0.80-1.35
Silicio (Si)	0.40
Fosforo (P)	0.04
Azufre (S)	0.05
Vanadio	0.01-0.15
Niobio	0.005-0.05

Tabla 2.2 Composición química del acero ASTM A-572¹⁰

2.6.1.3 Criterios de evaluación

- Resistencia del material: es una propiedad mecánica de los materiales que se define como la capacidad para resistir esfuerzos sin deformarse completa o peor quebrarse.
- Disponibilidad: depende del mercado y de los proveedores que existen.
- Costo: es el valor de la materia prima que se desea adquirir.
- Soldabilidad: es una propiedad mecánica del material para ser fácilmente unido mediante un proceso de soldadura.

Criterio	Resistencia	Disponibilidad	Costo	Soldabilidad	$\Sigma+1$	Ponderación
Resistencia	-	0	1	0.5	2.5	0.25
Disponibilidad	1	-	1	1	4	0.4
Costo	0	0	-	1	2	0.2
Soldabilidad	0.5	0	0	-	1.5	0.15
TOTAL					10.00	1
Resumen: Disponibilidad > Resistencia > Costo > Soldabilidad						

Tabla 2.3 Evaluación de criterios.

¹⁰ <http://www.ehowenespanol.com/caracteristicas-del-acero-sae-a572-info>

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0	1	0.33
Alternativa II	1	-	2	0.66
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II > Alternativa I				

Tabla 2.4 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia.

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	1	2	0.66
Alternativa II	0	-	1	0.33
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II > Alternativa I				

Tabla 2.5 Evaluación de las alternativas con respecto a la disponibilidad.

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	1	1	0.66
Alternativa II	0	-	2	0.33
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II > Alternativa I				

Tabla 2.6 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0.5	1.5	0.5
Alternativa II	0.5	-	1.5	0.5
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II = Alternativa I				

Tabla 2.7 Evaluación de las alternativas con respecto a la soldabilidad.

Alternativa	Resistencia	Disponibilidad	Costo	Soldabilidad	Σ	Prioridad
I	0.25*0.33	0.4*0.66	0.2*0.66	0.15*0.5	0.553	2
II	0.25*0.66	0.4*0.33	0.2*0.33	0.15*0.5	0.438	1

Tabla 2.8 Prioridades para cada alternativa

2.6.1.4 Conclusión de la tabla de ponderación para la materia prima.

Según la tabla de prioridades, la Alternativa I (Acero ASTM A-36) es la más conveniente ya que tiene una mayor disponibilidad y mejor costo, soldabilidad es similar a la alternativa II (Acero ASTM A-572) y su resistencia es un poco menor.

2.6.2 PERFILERÍA

2.6.2.1 Perfiles armados (Alternativa I)

Son perfiles soldados, fabricados a partir de planchas de acero cortadas, armadas y soldadas mediante procesos automáticos.

Ventajas:

- Son de ilimitada variedad, varias geometrías y formas.
- Su peso es menor comparado con los perfiles en caliente.
- Pueden ser de sección variable.
- Pueden ser fabricadas de manera relativamente fácil en instalaciones adecuadas.

Desventajas:

- Sus dimensiones son mayores para aumentar su inercia.
- La soldadura produce deformaciones térmicas en las alas.
- La soldadura que une las partes del perfil concentra esfuerzos que deben ser corregidos o tomados en cuenta para el diseño.

2.6.2.2 Perfiles laminados en caliente.

Estos perfiles son creados a partir de barras de acero caliente semi-plásticas que pasan por matrices o laminadoras las cuales determinan su forma y dimensiones preestablecidas.

Ventajas:

- Se caracterizan por tener adecuadas propiedades mecánicas debido a su conducción de granos ininterrumpida.
- Su diseño es reforzado en las zonas de mayor carga.

Desventajas:

- Su costo es alto para dimensiones grandes a partir de 200 mm
- Su peso es un 20% mayor en comparación con los perfiles armados.

2.6.2.3 Criterios de selección

- Costo
- Resistencia
- Peso
- Disponibilidad

Evaluación de los criterios de selección según:

- Resistencia: depende del proceso de fabricación.
- Costo: es proporcional al proceso de fabricación.
- Disponibilidad: depende de la oferta del mercado nacional.
- Peso: es dependiente del diseño y proceso de fabricación.

Criterio	Resistencia	Costo	Disponibilidad	Peso	$\Sigma+1$	Ponderación
Resistencia	-	1	1	1	4	0.4
Costo	0	-	0	0.5	1.5	0.15
Disponibilidad	0	1	-	1	3	0.3
Peso	0	0.5	0	-	1.5	0.15
TOTAL					10	1
Resumen: resistencia > disponibilidad > costo > peso						

Tabla 2.9 Evaluación de los criterios para perfilera.

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0	1	0.33
Alternativa II	1	-	2	0.66
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II > Alternativa I				

Tabla 2.10 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia

Costo	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	1	2	0.66
Alternativa II	0	-	1	0.33
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa I > Alternativa II				

Tabla 2.11 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.

Disponibilidad	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0.5	1.5	0.5
Alternativa II	0.5	-	1.5	0.5
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II = Alternativa I				

Tabla 2.12 Evaluación de las alternativas con respecto a la disponibilidad.

Peso	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	1	2	0.66
Alternativa II	0	-	1	0.33
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa I > Alternativa II				

Tabla 2.13 Evaluación de las alternativas con respecto al peso.

Alternativa	Resistencia	Costo	Disponibilidad	Peso	Σ	Prioridad
I	0.4*0.33	0.15*0.66	0.3*0.5	0.15*0.66	0.48	1
II	0.4*0.66	0.15*0.33	0.3*0.5	0.15*0.33	0.513	2

Tabla 2.14 Prioridades para cada solución.

2.6.2.4 Conclusión de la tabla de ponderación para perfilería.

Según la tabla de prioridades, la Alternativa II (perfiles en caliente) es la más conveniente ya que tiene una mayor resistencia, la cual determina la seguridad de una estructura que es prioridad para el presente proyecto de titulación.

2.6.3 DISPONIBILIDAD DE MATERIA PRIMA (PERFILES ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE)

2.6.3.1 DISTRIBUIDORES DE PERFILES ESTRUCTURALES EN QUITO

Para el desarrollo del presente proyecto se debe tener en cuenta la disponibilidad de materia prima en la ciudad de Quito, lugar donde se construirá la estructura de acero. La materia prima del proyecto consiste en perfiles de acero laminados en caliente. Es muy importante tener en cuenta que existan un gran número de posibles proveedores de perfiles estructurales ya que esto genera una competencia en cuanto captar clientes disminuyendo así los costos, en el caso de no existir un número considerable de proveedores o peor aún el no existir proveedores en la localidad generaría un incremento considerable de costos en el proyecto por cuestiones de importaciones y transporte.

Con la premisa anterior se ha indagado y se ha encontrado que en la ciudad de Quito existen muchos proveedores de perfiles estructurales lo cual facilita el desarrollo del proyecto y disminuye el costo del mismo, así se presenta una lista de proveedores de perfiles e información adicional.

PROVEEDOR	DIRECCIÓN	CONTACTO
Acero Comercial ¹¹	Av. Gualberto Pérez E1-88 y Av. Napo	Telf.: 2613-120 / Fax: 2612-704
Proacero ¹²	Av. 6 de diciembre N55-20 y los Pinos	Telfs.: 2413-708 / 2401-255
Aceroscenter ¹³	Av. Mariscal Sucre S27-236 y Diego Céspedes	Telf.: 604-6860
Dipac Manta ¹⁴	Gualaquiza, Oe4-177 Av. La Prensa	Telf.: 396-0900
Novacero ¹⁵	Panamericana Sur Km 14 ½. Sector Parque Industrial Turubamba	Telf.: 398-1900

Tabla 2.15 PROVEEDORES DE PERFILES ESTRUCTURALES EN QUITO

¹¹ <http://www.acerocomercial.com/164-Quito.html>

¹² <http://www.proacero.ec/>

¹³ <http://www.aceroscenter.com.ec/>

¹⁴ <http://www.dipacmanta.com/acercade.php>

¹⁵ <http://www.novacero.com/>

2.6.4 CONEXIONES

2.6.4.1 Conexiones apernadas

Son conexiones que utilizan pernos para la sujeción de elementos de una estructura tal como: columnas, vigas primarias, vigas secundarias.

Ventajas

- Rapidez en montaje.
- Facilidad en reemplazo de piezas.
- No es necesario tener personal calificado.
- Facilidad de inspección.

Desventajas

- Mayor precisión en su diseño y construcción.
- Mayor trabajo en taller.
- Es necesario soldar placas paralelas para la colocación de los pernos.

2.6.4.2 Conexiones soldadas.

Son conexiones que utilizan procesos de soldadura para unir los miembros de una estructura metálica.

Ventajas.

- Mayor versatilidad en el montaje.
- Menor tiempo de trabajo en taller.
- Menor precisión en su detalle.

Desventajas

- Necesario tener personal calificado.
- Mayor dificultad en inspección.
- Mayor presencia de defectos en las conexiones.

2.6.4.3 Criterios de evaluación.

- Resistencia: es la rigidez que presenta cada conexión bajo la aplicación de cargas presentes en una estructura metálica.
- Costo: depende del material y del personal aplicado en cada conexión.

- Versatilidad de montaje: es la facilidad para adaptarse a distintos cambios en el diseño.
- Tiempo: es el tiempo empleado en la unión de conexiones.

Criterio	Resistencia	Costo	Versatilidad	Tiempo	$\Sigma+1$	Ponderación
Resistencia	-	1	1	1	4	0.4
Costo	0	-	0	0.5	1.5	0.15
Versatilidad	0	1	-	1	3	0.3
Tiempo	0	0.5	0	-	1.5	0.15
TOTAL					10	1
Resumen: resistencia > versatilidad > costo > tiempo						

Tabla 2.16 Evaluación de los criterios para conexiones.

Resistencia	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0.5	1.5	0.5
Alternativa II	0.5	-	1.5	0.5
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II = Alternativa I				

Tabla 2.17 Evaluación de las alternativas con respecto a la resistencia.

Costo	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0.5	1.5	0.5
Alternativa II	0.5	-	1.5	0.5
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II = Alternativa I				

Tabla 2.18 Evaluación de las alternativas con respecto al costo.

Versatilidad	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0	1	0.33
Alternativa II	1	-	2	0.66
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II > Alternativa I				

Tabla 2.19 Evaluación de las alternativas con respecto a la versatilidad.

Tiempo	Alternativa I	Alternativa II	$\Sigma+1$	Ponderación
Alternativa I	-	0.5	1.5	0.5
Alternativa II	0.5	-	1.5	0.5
TOTAL			3	1
Resumen: Alternativa II = Alternativa I				

Tabla 2.20 Evaluación de las alternativas con respecto al tiempo.

Alternativa	Resistencia	Costo	Disponibilidad	Peso	Σ	Prioridad
I	0.4*0.5	0.15*0.5	0.3*0.33	0.15*0.5	0.449	1
II	0.4*0.5	0.15*0.5	0.3*0.66	0.15*0.5	0.548	2

Tabla 2.21 Prioridades para cada solución.

2.6.4.1 Conclusión de la tabla de ponderación para conexiones.

Según la tabla de prioridades, la Alternativa II (conexiones soldadas) es la más conveniente ya que tiene una mayor versatilidad, la cual es determinante en montajes en campo.

CAPÍTULO 3

FACTIBILIDAD

3.1. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

Este capítulo abordará el diseño de la estructura de acero, sus dimensiones partiendo de los planos arquitectónicos, diseño de columnas y vigas y diseño de las conexiones soldadas.

3.1.1. DIMENSIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

Como se mencionó anteriormente para diseñar una estructura en acero se debe partir de los planos arquitectónicos ya que estos dan la forma general que tendrá el edificio, en nuestro caso una casa de dos plantas con proyección a un tercer piso (Ver Anexo A) con esta premisa general de diseño se determinará el número de vigas, columnas y viguetas necesarias a diseñar Ilustración 3.1.

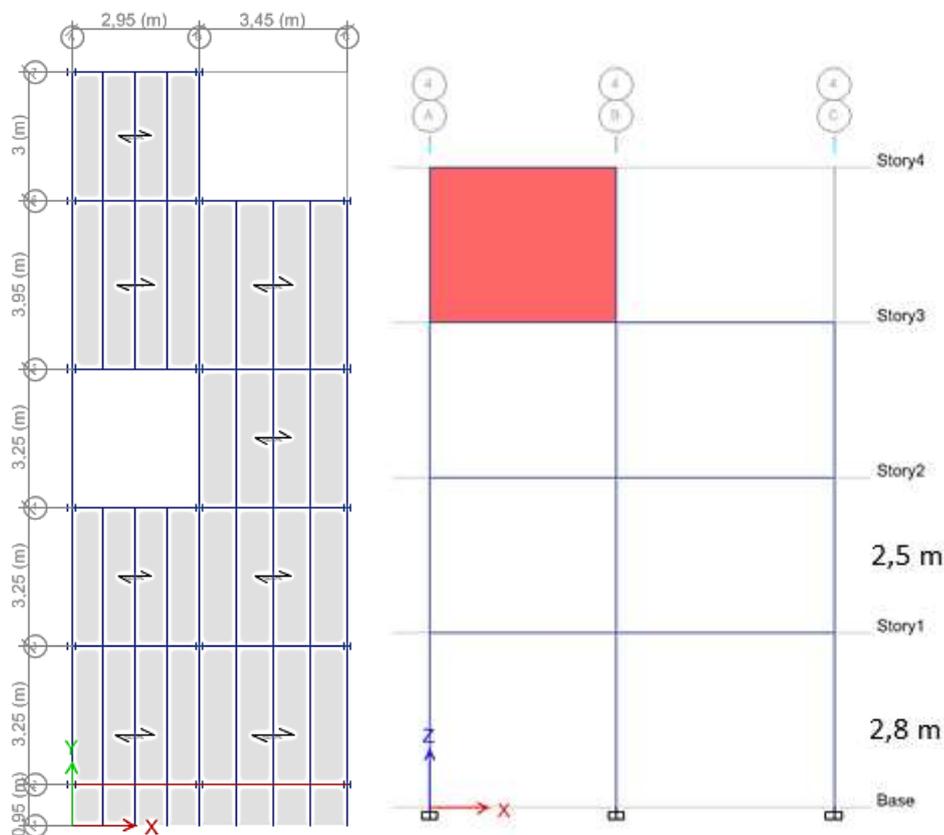


Ilustración 3.1 MEDIDAS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

La estructura expuesta en la Ilustración 3.1 muestra las siguientes características: Se presenta el marco rígido de mayor longitud con 5 claros, los tres primeros claros espaciados 3,25 metros y los dos siguientes claros de 3,95 y 3 metros respectivamente y 2 niveles con una altura de nivel de 2,8 y 2,3 metros.

Se presenta el marco rígido de menor longitud con 2 claros espaciados 2,95 y 3,45 metros cada uno.

La estructura estará conformada de 17 columnas, 55 vigas principales y 72 vigas secundarias o viguetas.

Para mayor detalle se debe ver el plano estructural (Ver Anexo B).

Para el desarrollo de esta tesis se usara el programa para diseño estructural ETAB'S 2013 ya que este programa nos brinda todas las cargas a las cuales está sometida la estructura de acero.

3.1.2. CARGAS ACTUANTES

Las cargas que actúan en esta estructura son cargas muertas (estáticas) y cargas vivas (dinámicas).

3.1.3. CARGA MUERTA

Las cargas muertas (estática) son aquellas cargas que no varían a través del tiempo es decir se mantienen constantes. La carga estática se establece de acuerdo a la **NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2014 (NEC-14)-CARGAS (NO SÍSMICAS)** tal como se presenta en la siguiente tabla:

COMPONENTE	CARGA (kN/m ²)	CARGA (kN/m)
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.2 NEC 4.1 TABLA 8	
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm de espesor	0.22 NEC 4.1 TABLA 8	
Cielorrasos y cubiertas (de yeso)	0.2 NEC 4.1 TABLA 8	
Paredes de bloque y cemento		2.35 ASCE 7-05 Tabla C3-1
Peso propio de la estructura	Dato obtenido del programa ETABS	

Tabla 3.1 DESCRIPCIÓN DE CARGA MUERTA, FUENTE: NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS Apéndice 4, ASCE 7-05 Tabla C3-1.

La carga muerta de paredes se define de acuerdo a la Tabla C3-1 de la ASCE con una densidad de 16.49 kN/m³ con un espesor de pared de 152 mm, ya que es el ancho de bloque a utilizar y con una carga de pared de 2.35 kN/m.

3.1.3.1. Carga total de losas

El sistema de losa estará formado por un panel deck, malla electrosoldada, hormigón y conectores a cortante tal como se muestra en la Ilustración 3.2 En los planos estructurales se puede observar el detalle de corte de loseta con un espesor de 10 cm Anexo B. Para el cálculo de la carga total de losas es necesario saber el área total que conforma las mismas pudiendo observar este dato en plano arquitectónico del Anexo A.

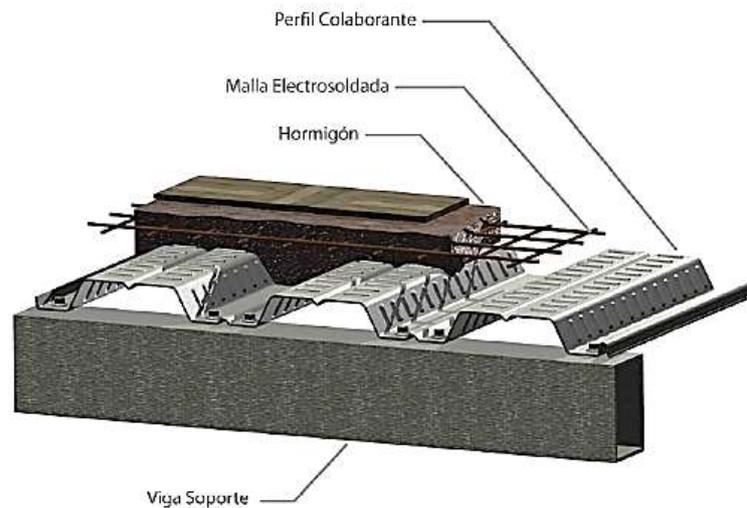


Ilustración 3.2 DETALLE DEL DECK

Carga del contrapiso = 0.22 kN/m^2 por cada cm. Tabla 3.1

Carga del contrapiso en 6 cm = 1.32 kN/m^2

Área total de cada planta = 95.13 m^2

Área total de las 3 plantas = $95.13 \times 3 = 285.39 \text{ m}^2$

CARGA TOTAL DE LOSAS = Carga de la losa en 6 cm * Área total de las 3 plantas

CARGA TOTAL DE LOSAS = $1.32 \times 279 = 376.71 \text{ kN}$

3.1.3.2. Carga total de cielorrasos y cubiertas

El sistema de cielorrasos estará formado por placas de yeso, se fabrican con sus cuatro bordes rectos y en dos medidas según la modulación elegida para el cielorraso. Para el cálculo de la carga total de cielorrasos y cubiertas es necesario saber el área total que conforma las mismas pudiendo observar este dato en plano arquitectónico del Anexo A.

Carga de cielorrasos y cubiertas = 0.2 kN/m^2 , Tabla 3.1

Área total de cada planta = 95.13 m^2

Área total de las 3 plantas = 285.39 m^2

CARGA TOTAL DE CIELORRASOS Y CUBIERTAS = Carga de cielorrasos y cubiertas * Área total de las 3 plantas

CARGA TOTAL DE CIELORRASOS Y CUBIERTAS = 57.1 kN

3.1.3.3. Carga total de paredes

Las paredes estarán conformadas por bloque estructural de 152 mm de espesor y una densidad de 16.49 kN/m^3 . Para el cálculo de la carga total de paredes se debe conocer la medida de cada pared que se construirá en la estructura pudiendo obtener este dato del plano arquitectónico del Anexo A

Carga de paredes de bloque y cemento = 2.35 kN/m

Longitud total de paredes de cada planta = 86.9 m

Longitud total de paredes de 2 plantas = 173.8 m

CARGA TOTAL DE PAREDES = Carga de paredes de bloque y cemento * Longitud total de paredes de 2 plantas

CARGA TOTAL DE PAREDES = 408.43 kN

3.1.4. CARGA VIVA

Las cargas vivas (dinámicas) son aquellas que varían con el tiempo es decir no son constantes y se establecen de acuerdo a la NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS) tal como se presenta a continuación.

USO U OCUPACIÓN	CARGA (kN/m ²)
Residencias (unifamiliares y bifamiliares)	2 NEC 4.2 TABLA 9
Carga de lluvia	0.29* ASCE SECCIÓN 8-3
Carga de granizo	1 NEC 3.2.5

Tabla 3.2 DESCRIPCIÓN DE MÍNIMA CARGA VIVA, FUENTE: NEC-CARGAS (NO SÍSMICAS) Apéndice 4, ASCE sección 8-3

*Para la carga de lluvia se utilizó la ecuación 8-1 de la norma ASCE sección 8-3 para una profundidad $d_s = 20$ mm y $d_h = 10$ mm.

$$R = 0,0098 (d_s + d_h) \quad \text{Ecuación 3.1}$$

3.1.5. CARGA DE VIENTO¹⁶

a) Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21 m/s (75 km/h).

b) Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicara por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento) de acuerdo con la Tabla 3.3.

$$V_b = V \sigma \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

V_b : Velocidad corregida del viento, m/s

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno; para la ciudad de Quito $V = 85$ mph o 32 m/s;

σ : Coeficiente de corrección de la Tabla 4.4; Categoría B; $h=10$ m; $\sigma = 0.9$

$V_b = 28.8$ m/s o 64.42 mph

¹⁶ NEC-CARGAS NO SÍSMICAS, 2014, pp14, sección 3.2.4

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

-Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.

-Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.

-Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0,91	0,86	0,8
10	1	0,9	0,8
20	1,06	0,97	0,88
40	1,14	1,03	0,96
80	1,21	1,14	1,06
150	1,28	1,22	1,15

Tabla 3.3 COEFICIENTE DE CORRECCIÓN σ

c) Cálculo de la presión del viento

Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo **P**, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = 1 / 2 \rho V b^2 c_e c_f \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

P: Presión de cálculo expresada, Pa (N/m²);

ρ : Densidad del aire expresada, kg/m³: (En general, se puede adoptar 1.25 kg/m³);

c_e : Coeficiente de entorno/altura; $c_e = 2.0$;

c_f : Coeficiente de forma; $c_f = 0.8$;

$P = 830 \text{ N/m}^2$ o 0.83 kN/m^2

d) Factor de forma c_f

Determinación de c_f

Se determinara c_f de acuerdo con la tabla siguiente:

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 3.4 DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE FORMA c_f

NOTA:

-El signo positivo (+) indica presión

-El signo negativo (-) indica succión

Determinación simplificada de c_f

Para contener en forma sencilla todas las posibilidades, se podrá utilizar los siguientes valores para determinar el coeficiente c_f :

Construcción	Coefficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

**Tabla 3.5 DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DEL FACTOR DE FORMA c_f
NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)-CARGAS (NO
SÍSMICAS) 3.2.4 diciembre 2014**

El coeficiente de entorno c_e , variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2.0.

3.1.6. CARGA DE SISMO

Para la carga de sismo se toma como referencia la **NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2014 (NEC-14)-CARGAS SÍSMICAS**

3.1.6.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z

Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g ; $z = 0.4 g$ para la ubicación de la ciudad de Quito; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.1.1, Figura 1.

3.1.6.2. Perfil de suelo

Para un suelo rígido donde se construirá la estructura corresponde a un perfil de suelo tipo D; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.2.1, Tabla 2.

3.1.6.3. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo

Una vez obtenido el factor de zona Z y el tipo de perfil de suelo, se obtiene los coeficientes de amplificación dinámica F_a , F_d , F_s ; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.2.2, Tabla 3, Tabla 4, Tabla 5 respectivamente.

$F_a = 1.2$ es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

$F_d = 1.4$ es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca.

$F_s = 1.5$ considera el comportamiento no lineal de los suelos.

3.1.6.4. Coeficiente de importancia de la estructura

La finalidad del coeficiente de importancia es aumentar la resistencia de la edificación frente a un sismo y dependiendo de la importancia de operación del edificio tiene valores tabulados. En nuestro caso por tratarse de uso para una familia el coeficiente de importancia $I = 1$; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 4.1, Tabla 1.

3.1.6.5. Coeficientes de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Para nuestro caso se determinó un $\emptyset_P = 1$ y $\emptyset_E = 1$, NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 5.3.1.

La irregularidad penalizada en planta (\emptyset_P), se debe a una discontinuidad de sistema de piso. Y la irregularidad penalizada en elevación (\emptyset_E), se debe a una irregularidad geométrica.

3.1.6.6. Período de vibración

Para estructuras de edificación, el valor de período de vibración T , se determinó usando la Ecuación 3.4, NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 6.3.3.

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

h_n : Es la altura del edificio en metros desde la base; $h_n = 10$ m.

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio; $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 6.3.3

$$T_a = 0.41 \text{ s}$$

3.1.6.7. Determinación del espectro de diseño

Los límites para el período de vibración (T_O , T_C y T_L), se determinó en base a la norma NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.3.1.

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$T_O = 0.18 \text{ s}$$

$$T_C = 0.96 \text{ s}$$

$$T_L = 3.36 \text{ s}$$

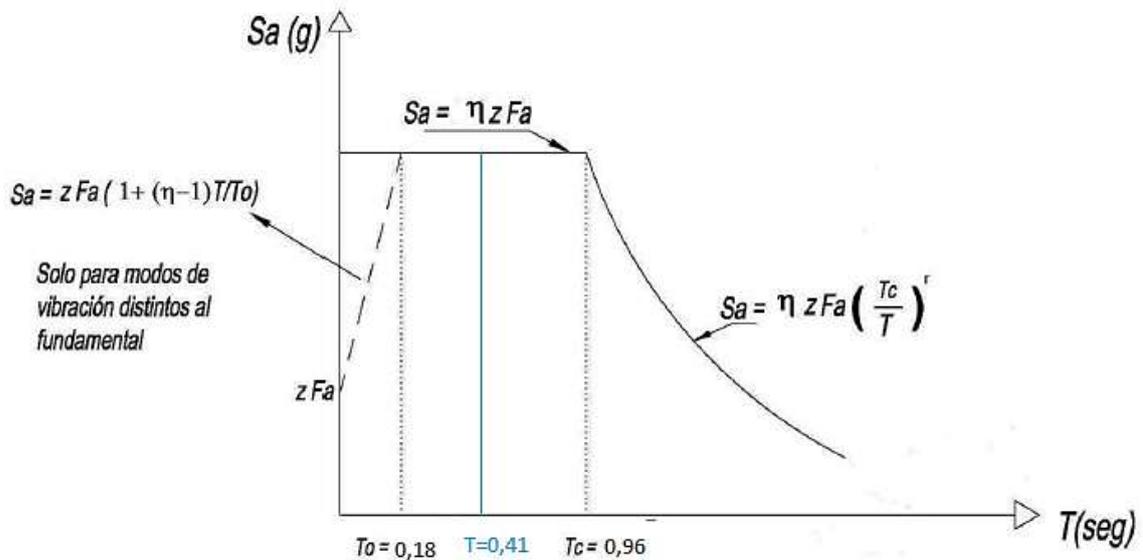


Ilustración 3.3 ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

Como se observa en la Ilustración 3.3, el espectro de respuesta elástica de aceleraciones obedece la ecuación 3.8.

$$S_a = \eta zFa \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado; $\eta = 2.48$ para provincias de la Sierra; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.3.1

$$S_a = 1.19$$

3.1.6.8. Cálculo del cortante basal de diseño

El cortante basal sísmico, V_a , 2 se determinara acorde con la ecuación 3.9; NEC-CARGAS SÍSMICAS de la sección 6.3.2.

$$V_a = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi P\Phi E} W \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración; Sa = 1.19; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 3.3.1

ØP y ØE: Coeficientes de configuración en planta y elevación; ØP = 1 y ØE = 1; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 5.3.1

I: Coeficiente de importancia; I = 1; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 4.1, Tabla 6

R: Factor de reducción de resistencia sísmica; R = 6 por ser pórtico de acero laminado en caliente; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 6.3.4, Tabla 13

V: Cortante basal total de diseño

Ta: Periodo de vibración; Ta = 0.41 s; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 6.3.2

W: Carga sísmica reactiva; NEC-CARGAS SÍSMICAS sección 6.1.7

Donde:

$$W = D + 0.25 Li \quad \text{Ecuación 3.10}$$

D: Carga muerta total de la estructura; D = CARGA TOTAL DE LOSAS + CARGA TOTAL DE CIELORRASOS Y CUBIERTAS + CARGA TOTAL PAREDES DE + Peso propio de la estructura

$$D = 376 .71 + 57 .1 + 408 .43 + 90 .27 = 932 .51 \text{ kN}$$

Li: Carga viva del piso i

$$Li = 570 .78 \text{ kN}$$

$$W = 932 .51 + 0.25 * 570 .78 = 1075 .21 \text{ kN}$$

$$Va = \frac{1 * 1.19}{6 * 1 * 1} * 1075 .21$$

$$Va = 213 ,25 \text{ kN}$$

3.1.6.9. Distribución vertical de fuerzas laterales

Las fuerzas laterales de la estructura deben aplicarse en cada nivel, siendo estas, función del área total y de la distribución de masa de cada uno de los niveles, en la Tabla 3.7 se detalla la distribución de fuerzas laterales por piso. El cálculo de las fuerzas laterales totales será de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_a \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

F_i : Fuerza lateral en el nivel i .

W_i : Peso asignado a cada nivel de la estructura.

h_i : Altura de cada piso.

NIVEL	CARGA MUERTA D_i (kN)	CARGA VIVA L_i (kN)	CARGA DE CADA PISO W_i (kN)
3	378.91	190.26	426.48
2	378.91	190.26	426.48
1	174.69	190.26	222.26
TOTAL	932.51	570.78	1075.21

Tabla 3.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN CADA PISO

NIVEL	W_i	ALTURA h_i (m)	$W_i * h_i$	CORTANTE BASAL V (kN)	F_i (kN)
3	426.48	7.8	3326.54	213.25	114.25
2	426.48	5.3	2260.34	213.25	77.63
1	222.26	2.8	622.33	213.25	21.37
TOTAL	1075.21	-----	6209.21	-----	-----

Tabla 3.7 DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural y simulación de esfuerzos de este proyecto de titulación se utilizará el ETABS 2013, software especialista en el estudio estructural de edificaciones.

3.2.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PROYECTO

La definición geométrica del proyecto está definida por los planos arquitectónicos (Ver Anexo A)

1. Se selecciona un nuevo modelo y se define el sistema de unidades a utilizar (Sistema Internacional).

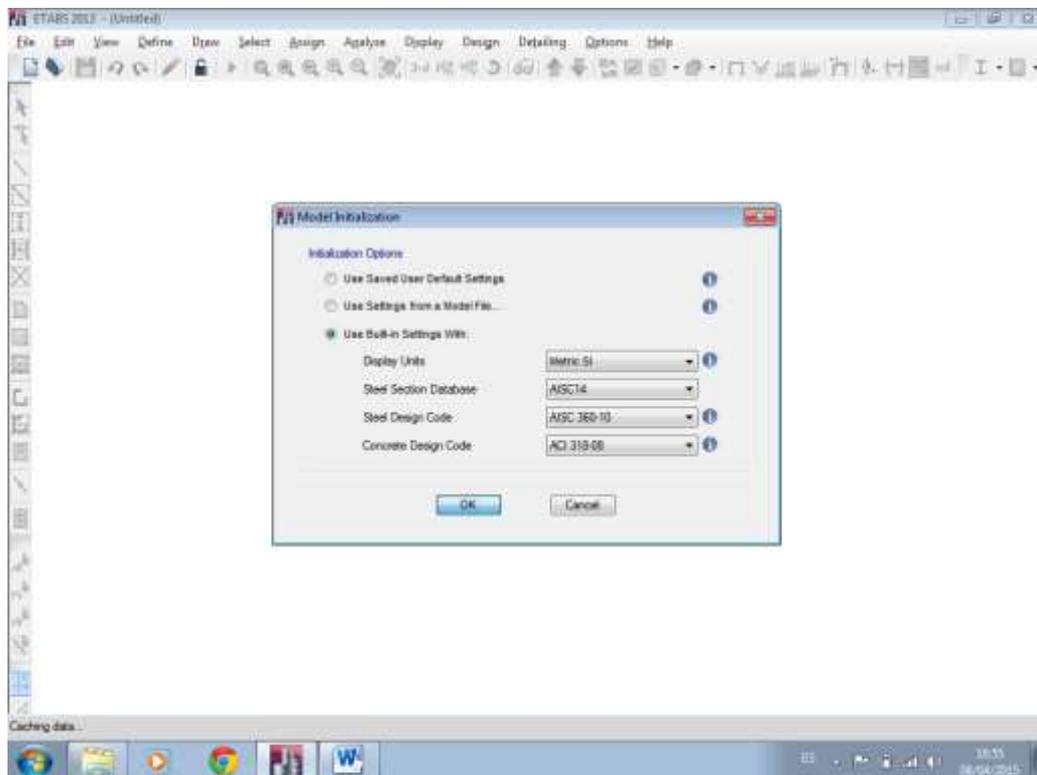


Ilustración 3.4 CREACIÓN DE NUEVO MODELO.

2. Se define las coordenadas geométricas del proyecto, establecidas en el plano estructural.

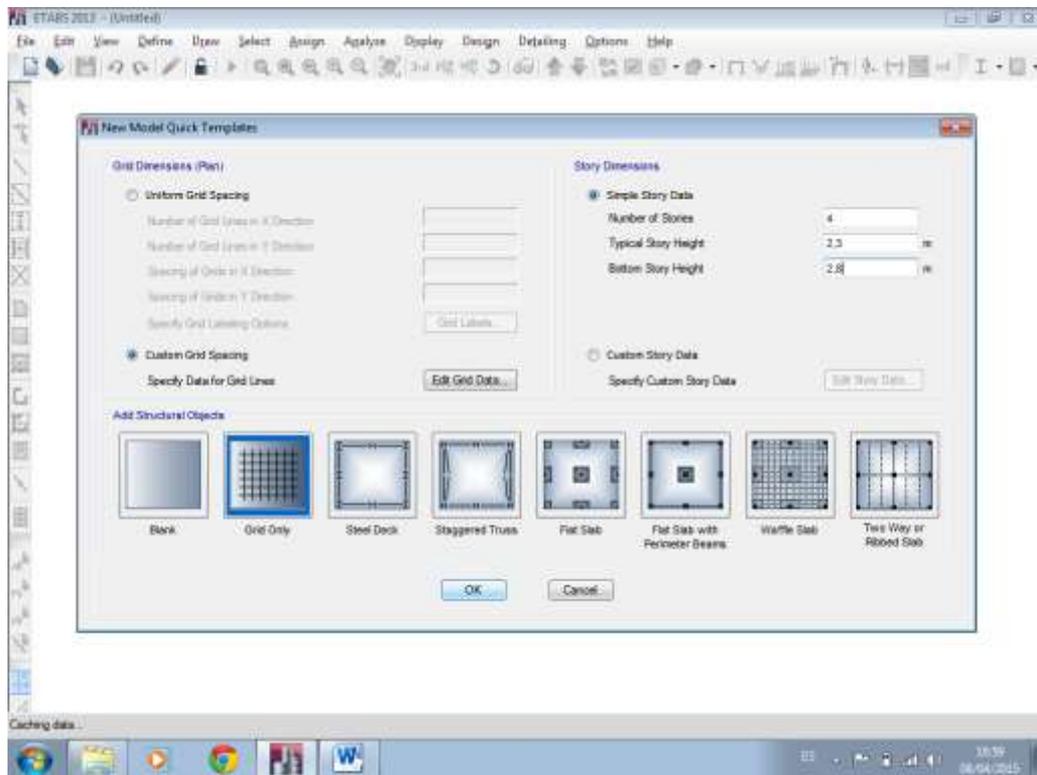


Ilustración 3.5 EDICIÓN DEL MALLADO BASE.

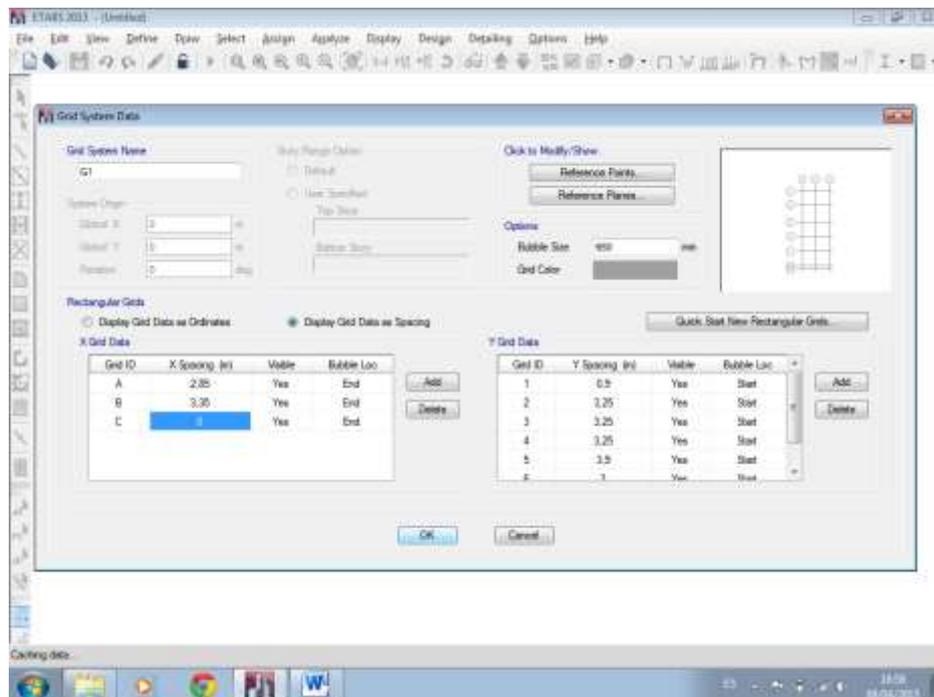


Ilustración 3.6 INGRESO DE COORDENADAS

3. Se define los materiales estructurales a utilizar.

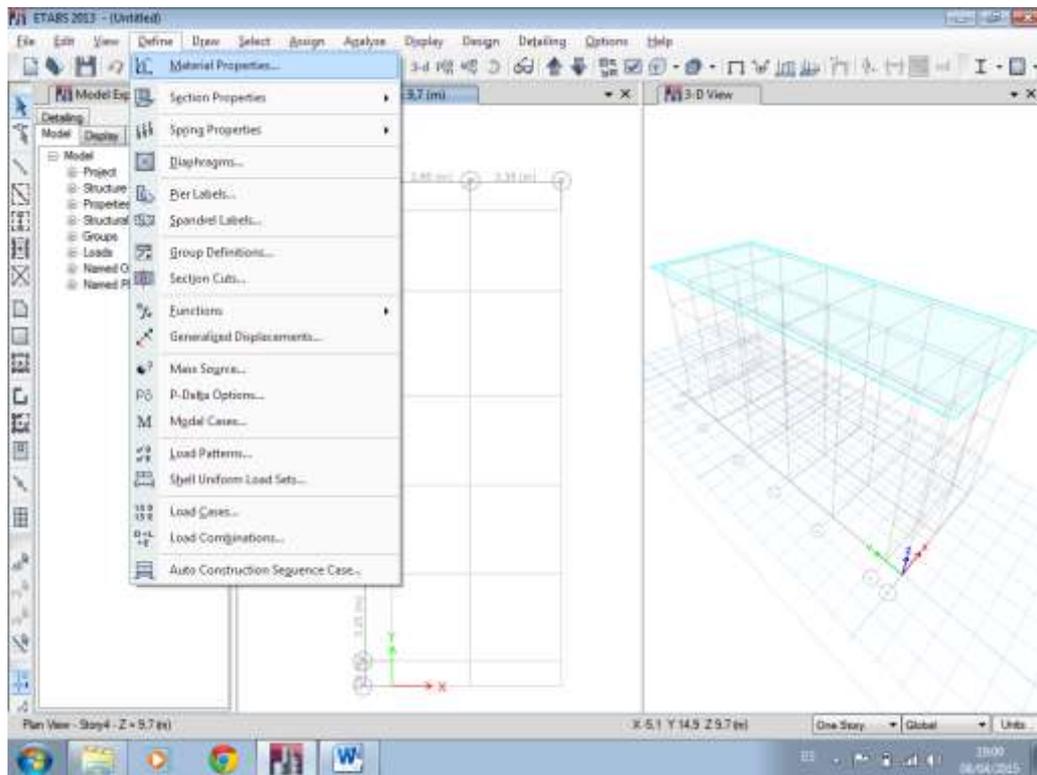


Ilustración 3.7 DEFINICIÓN DE MATERIALES.

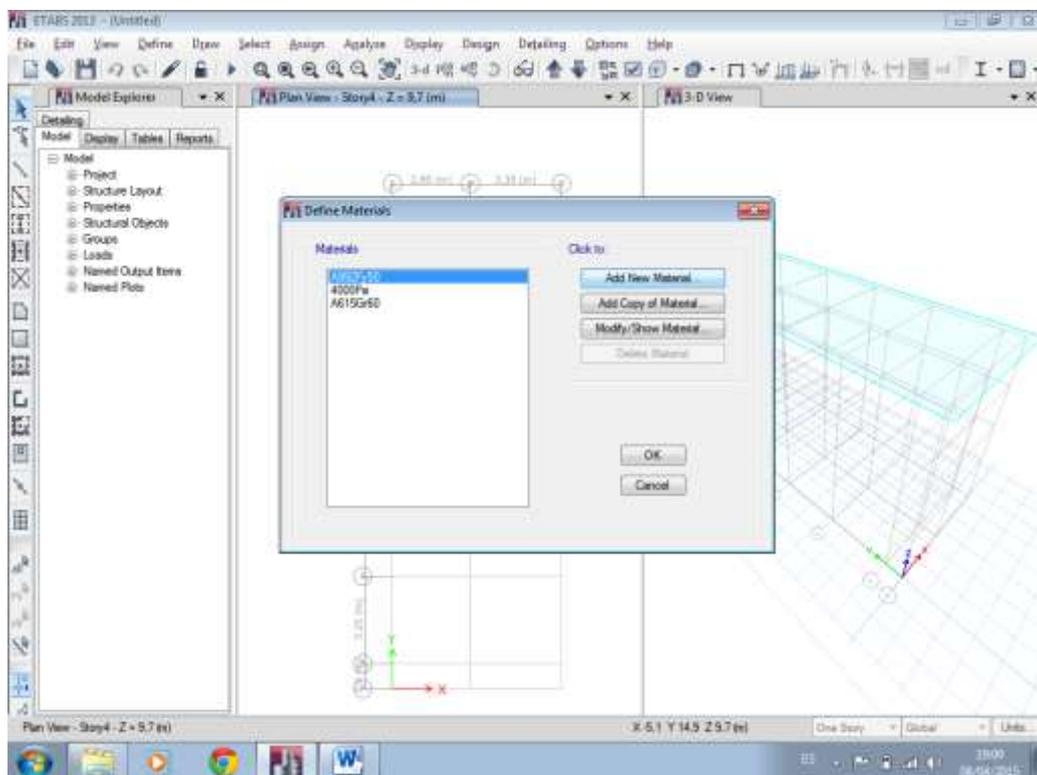


Ilustración 3.8 SELECCIÓN DE NUEVO MATERIAL.

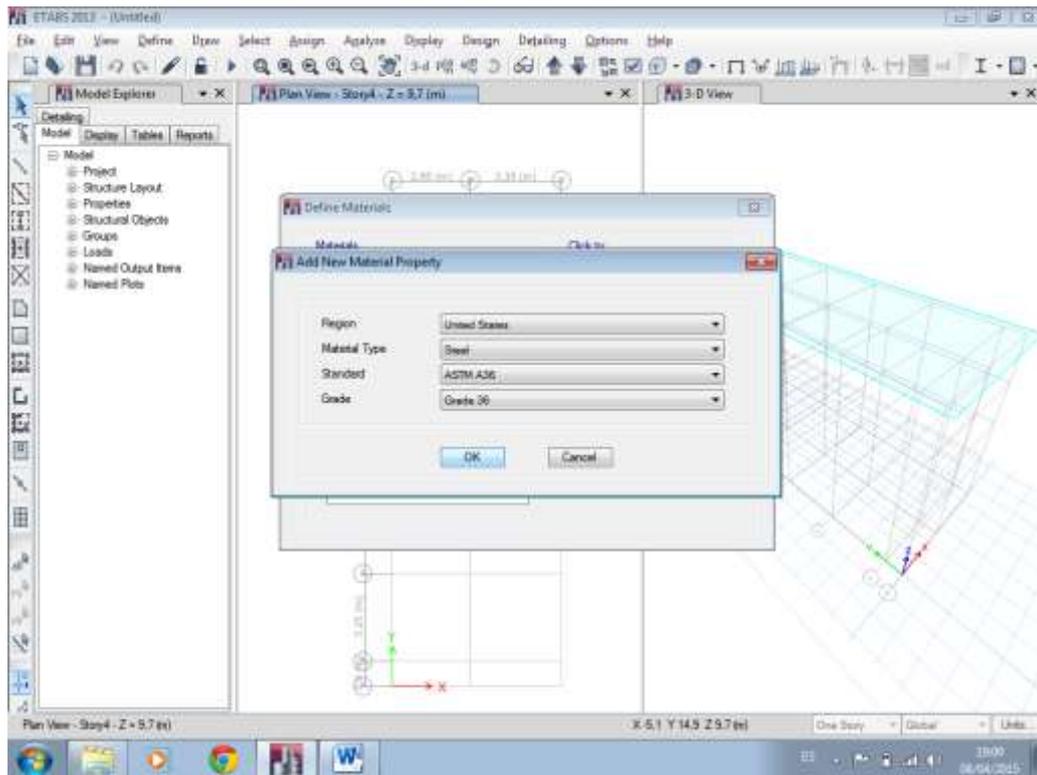


Ilustración 3.9 DEFINICIÓN DEL ACERO A-36

El acero A-36 es el material base a utilizar para el diseño de columnas, vigas y viguetas.

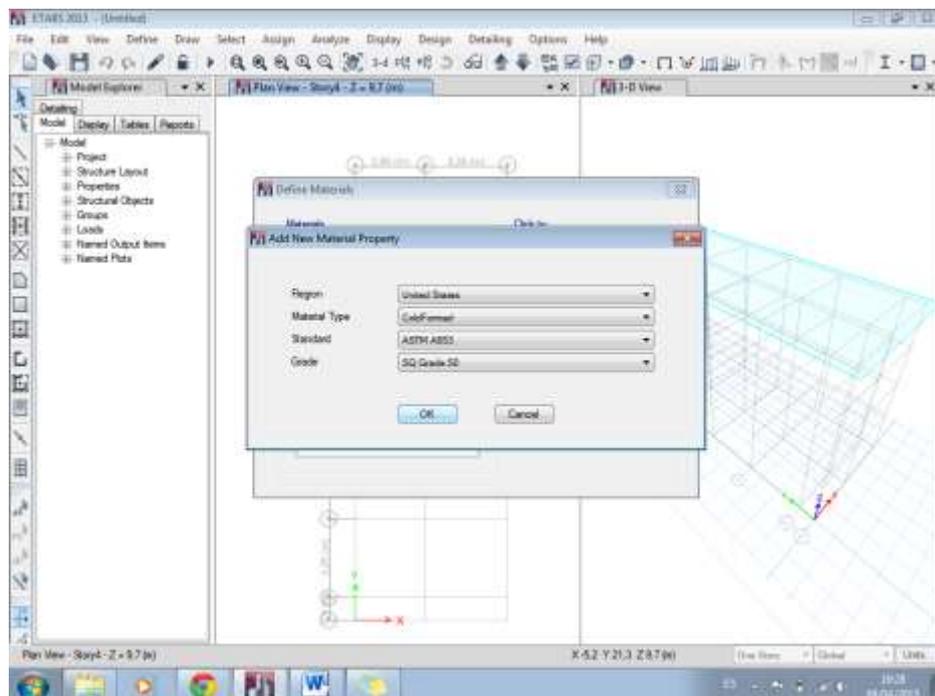


Ilustración 3.10 DEFINICIÓN DEL ACERO A653

El acero ASTM A653 grado 33 se utiliza como material base para el contrapiso o novalosa.

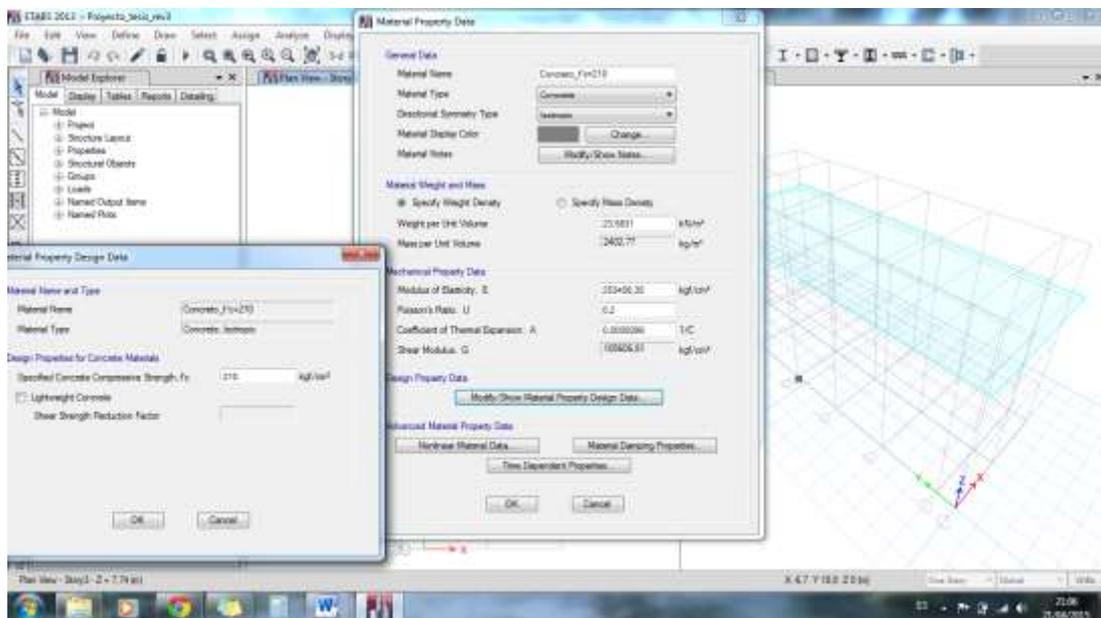


Ilustración 3.11 DEFINICIÓN CONCRETO $f' = 210 \text{ kgf/cm}^2$

El concreto definido en la ilustración es un concreto utilizado por Kubic en sus tablas de diseño para losas, cuyo proveedor es la Hormigonera Methorm con un valor de 92 usd/m^3 que incluye material, compactadora, bomba de concreto y aditivos acelerantes (Ver Anexo C).

4. Se define la losa a utilizar cuyo espesor es de 6cm y concreto de 210 kgf/cm^2 .

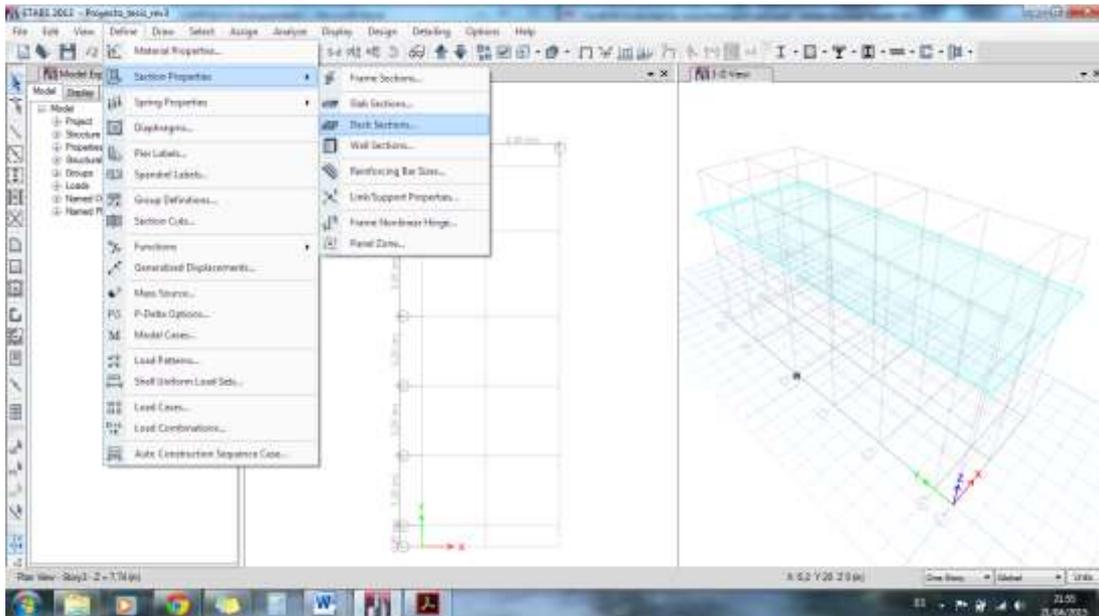


Ilustración 3.12 DEFINICIÓN DE LA PLACA COLABORANTE

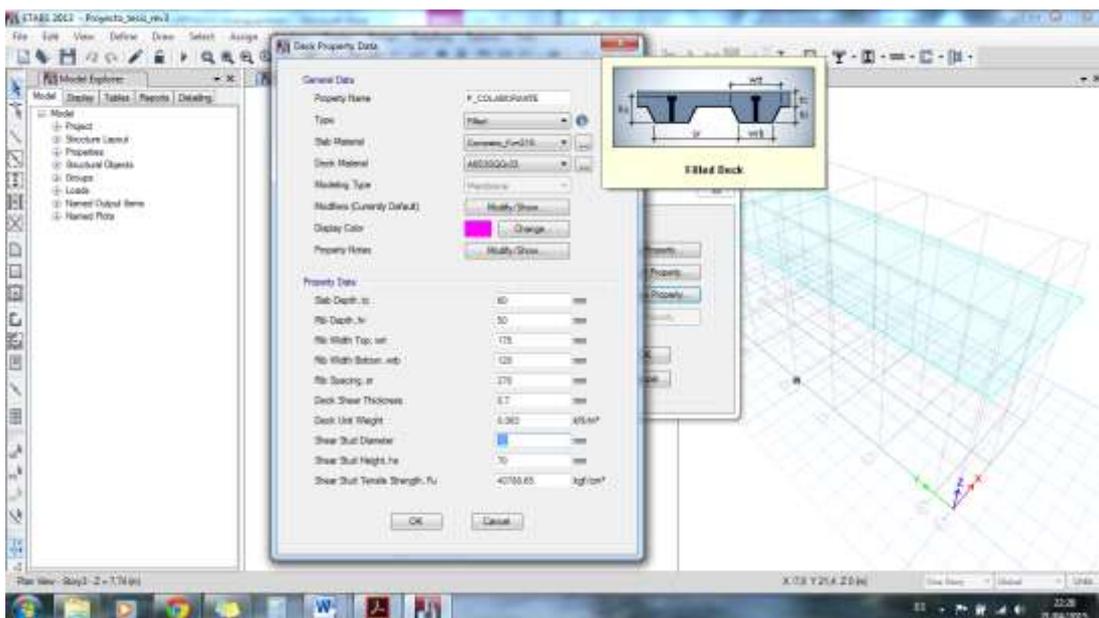


Ilustración 3.13 DIMENSIONES DE LA PLACA COLABORANTE

- Se define las propiedades del tipo de piso colaborante según tablas de diseño de Kubic (Ver Anexo D), que es una lámina de acero con recubrimiento Galvanizado Zinc Grado 90 cuyo espesor es de 0.65 mm, hormigón $f_c=210 \text{ kgf/cm}^2$, malla electrosoldada. Se utilizará espesor de concreto de 6 cm con una separación entre apoyos de 1.6m que admite una carga viva sobrepuesta de 2252 kg/m^2 .

6. Se puntualiza los distintos tipos de carga que van actuar en el presente proyecto, como son: muerta, viva piso, viva techo, viento en x, sismo en x e y.

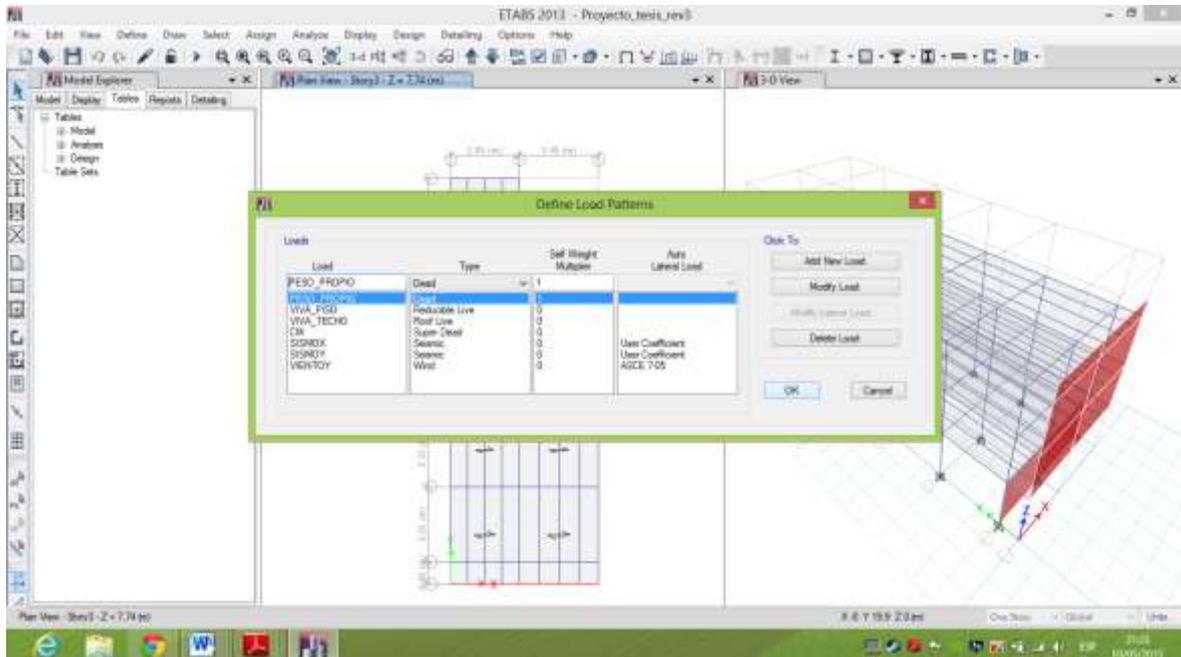


Ilustración 3.14 DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE CARGAS EXISTENTES.

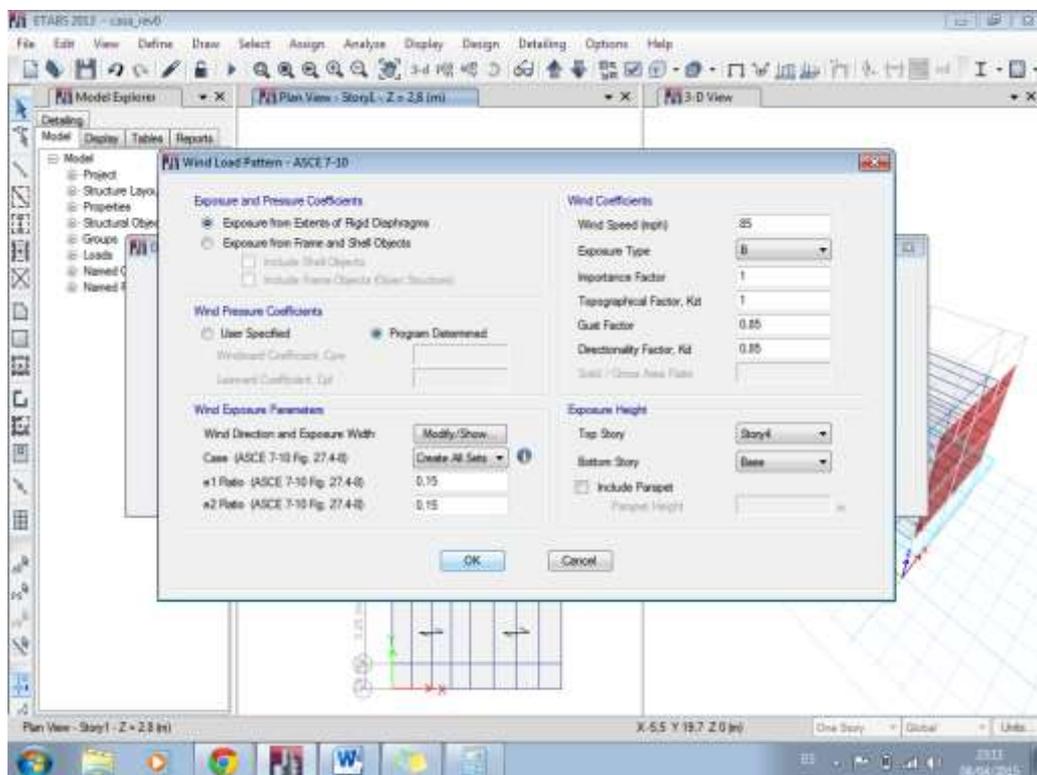


Ilustración 3.15 DEFINICIÓN DE LA CARGA DE VIENTO.

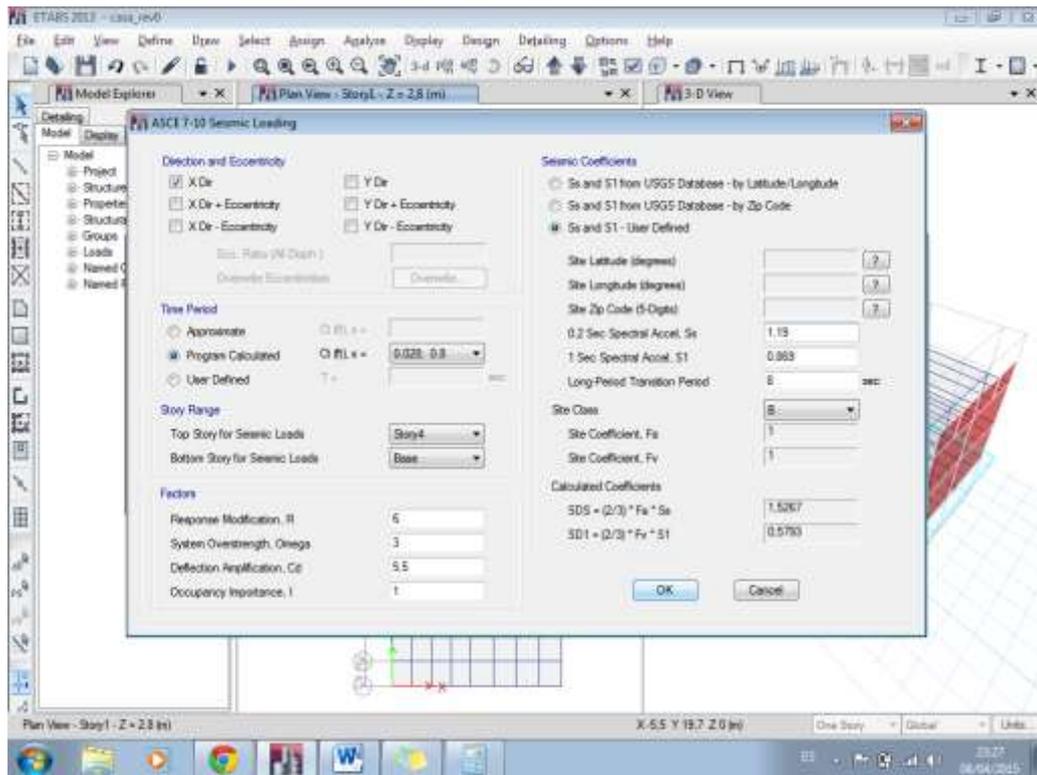


Ilustración 3.16 DEFINICIÓN DE LA CARGA SÍSMICA EN EL EJE x.

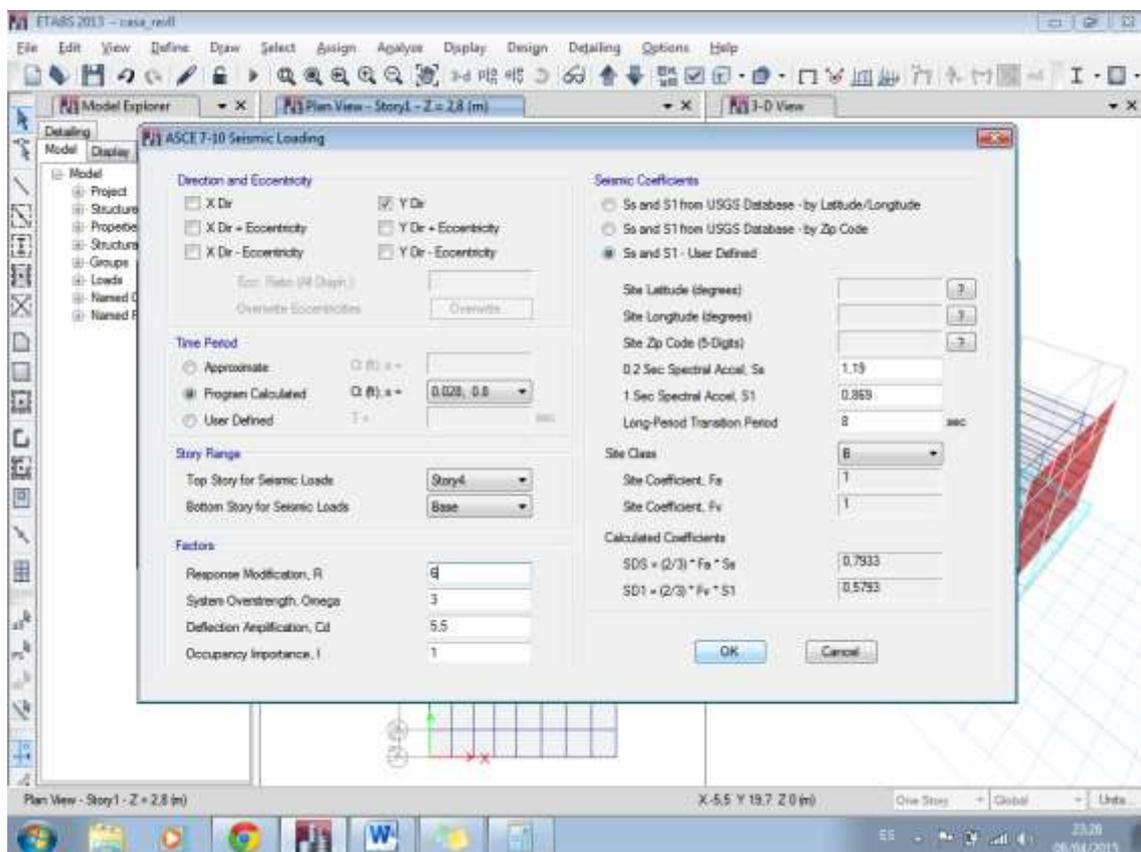


Ilustración 3.17 DEFINICIÓN DE LA CARGA SÍSMICA EN EL EJE y.

7. Se define el peso sísmico en concordancia con el artículo 16.3 de la NTE E 030 que presenta.

Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

El presente proyecto tendrá uso de vivienda familiar, entonces, de acuerdo con la tabla N°3 de la NTE E 030 de Diseño Sismoresistente, la categoría de edificación que le corresponde es de tipo B. Con lo anterior se debe usar el ítem b del artículo 16.3

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

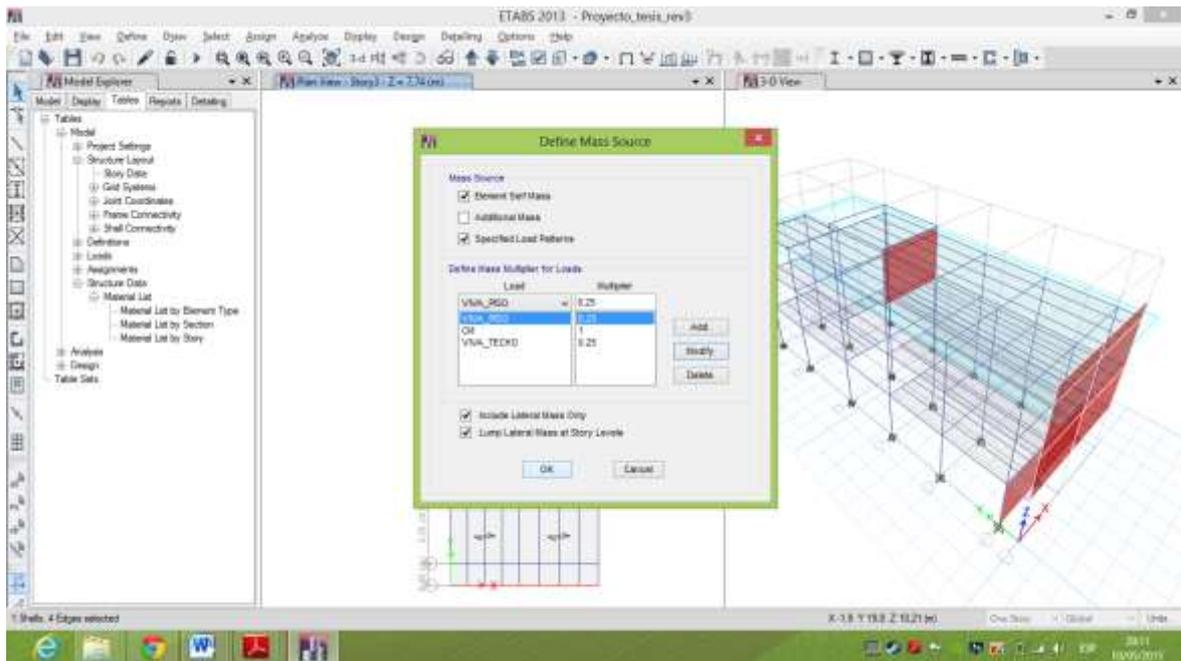


Ilustración 3.18 DEFINICIÓN DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO

8. Definimos las combinaciones de carga según lo mencionado anteriormente.

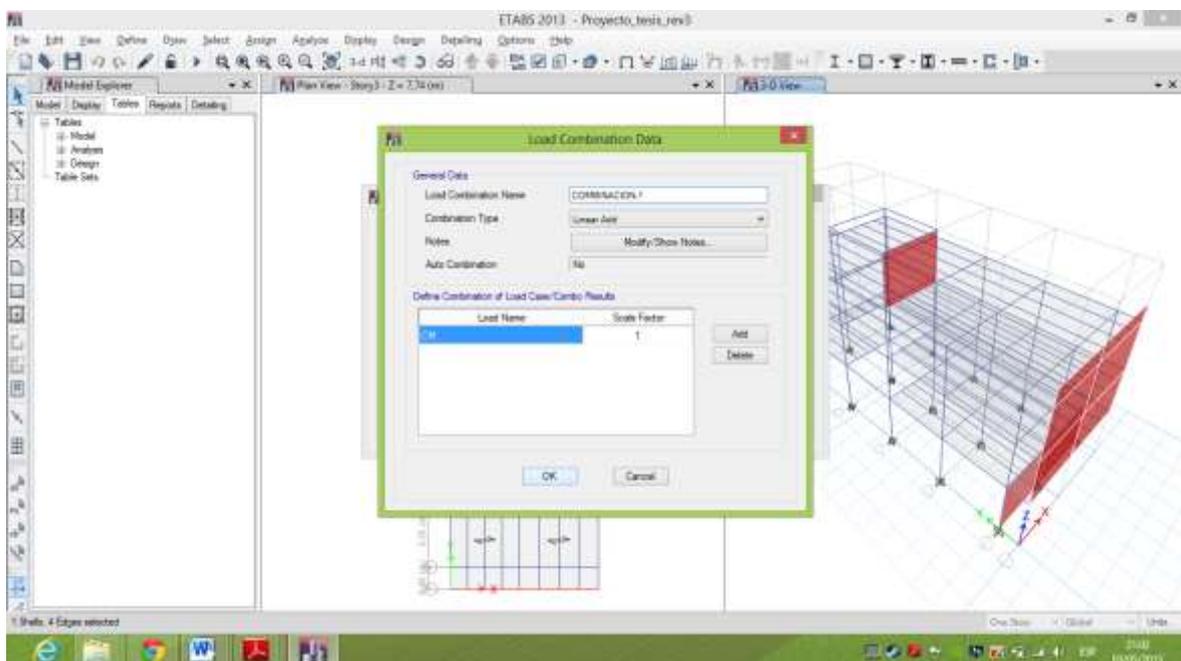


Ilustración 3.19 COMBINACIÓN 1

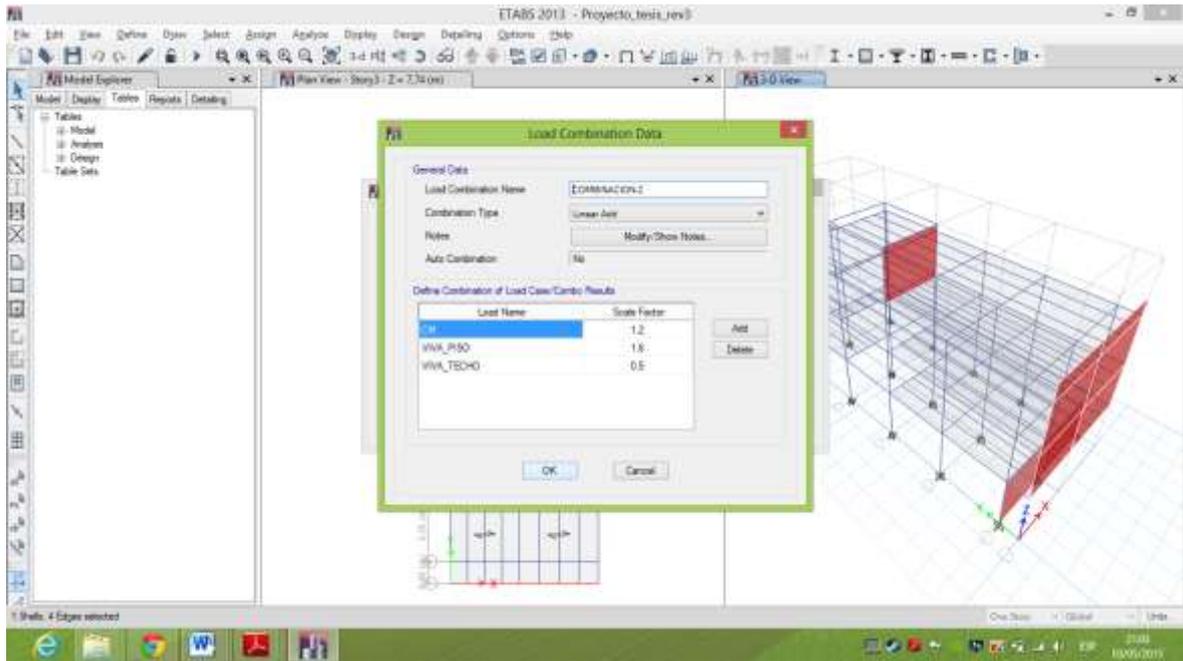


Ilustración 3.20 COMBINACIÓN 2

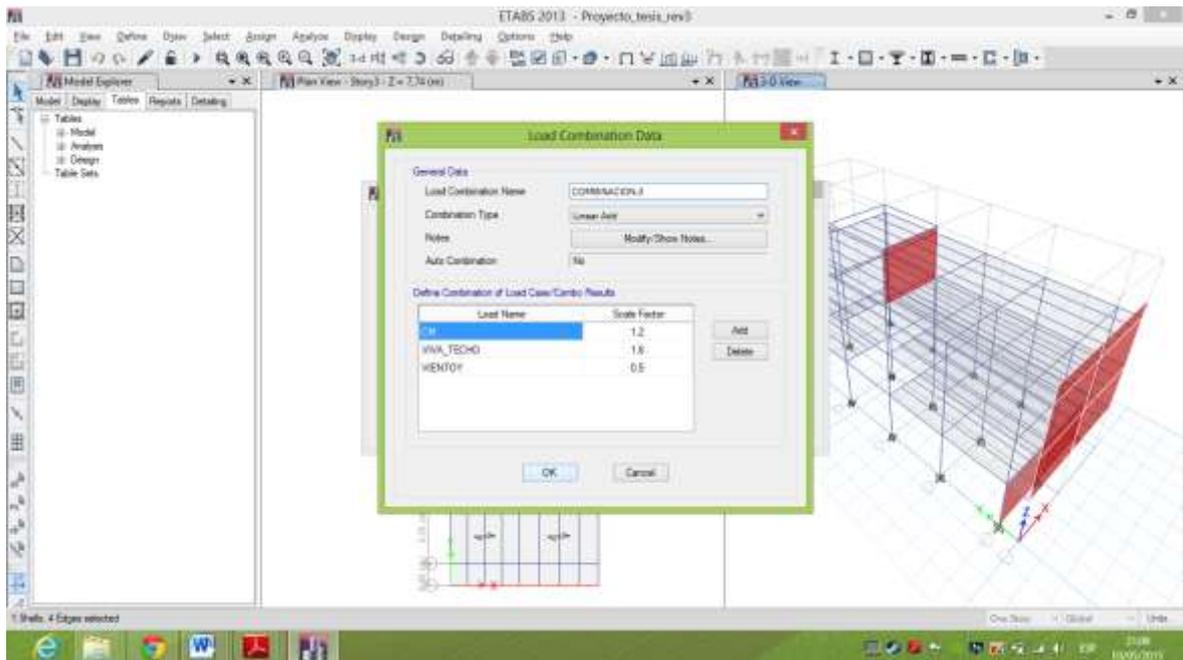


Ilustración 3.21 COMBINACIÓN 3

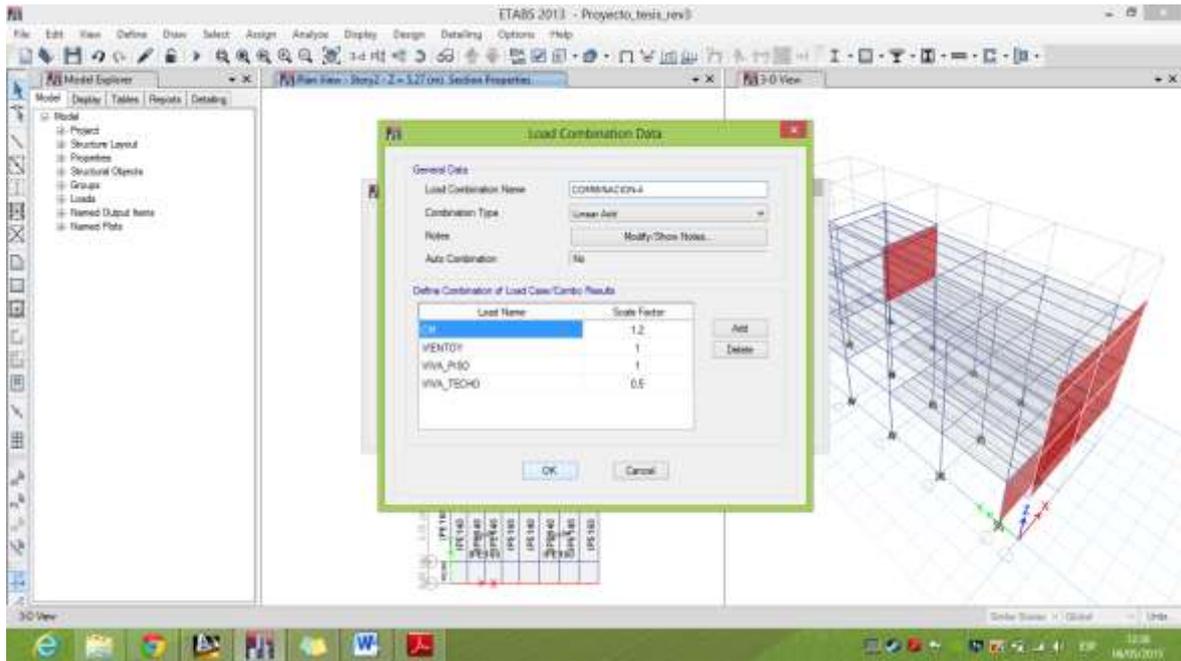


Ilustración 3.22 COMBINACIÓN 4

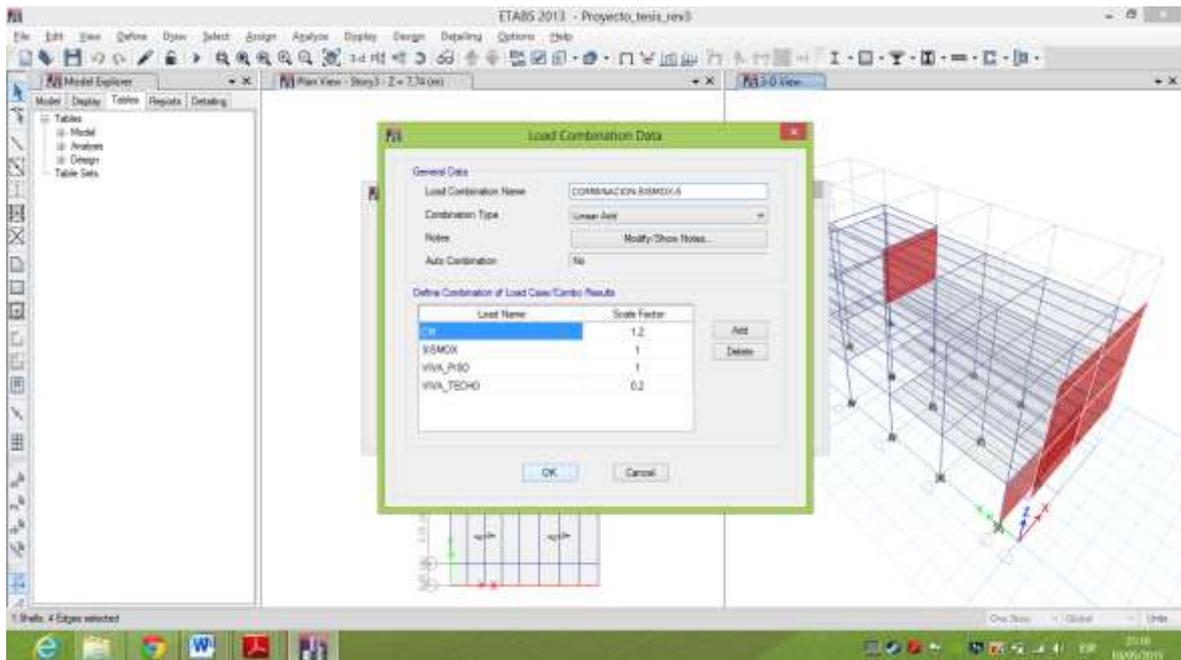


Ilustración 3.23 COMBINACIÓN 5 SISMO EN x

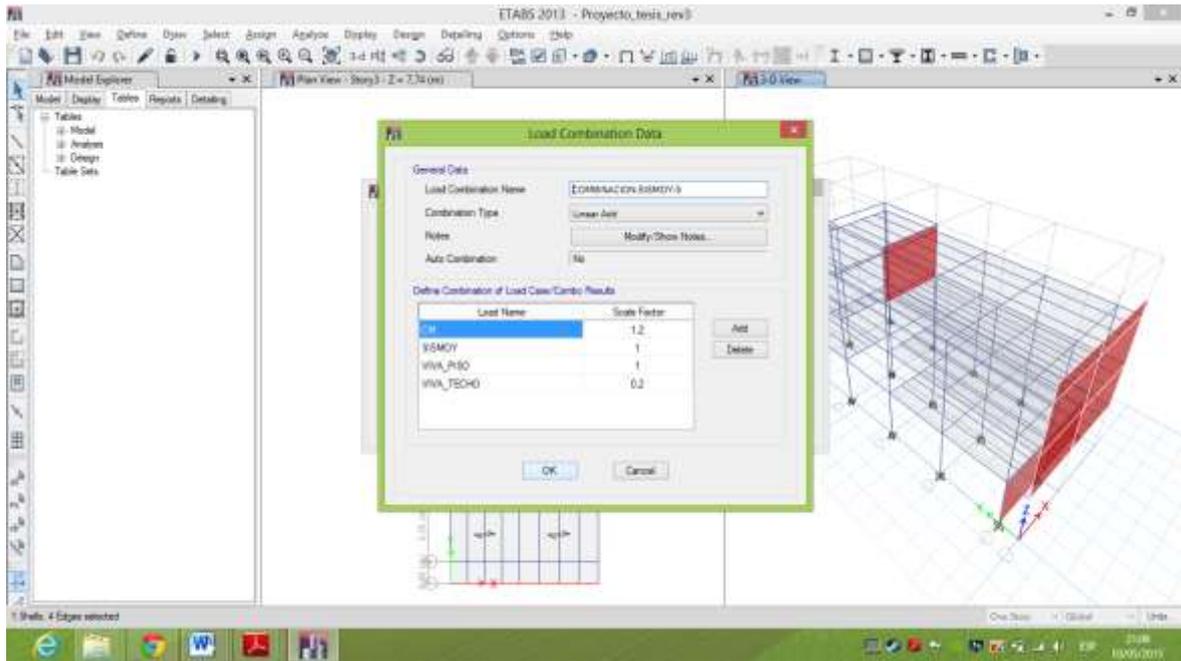


Ilustración 3.24 COMBINACIÓN 5 SISMO EN y

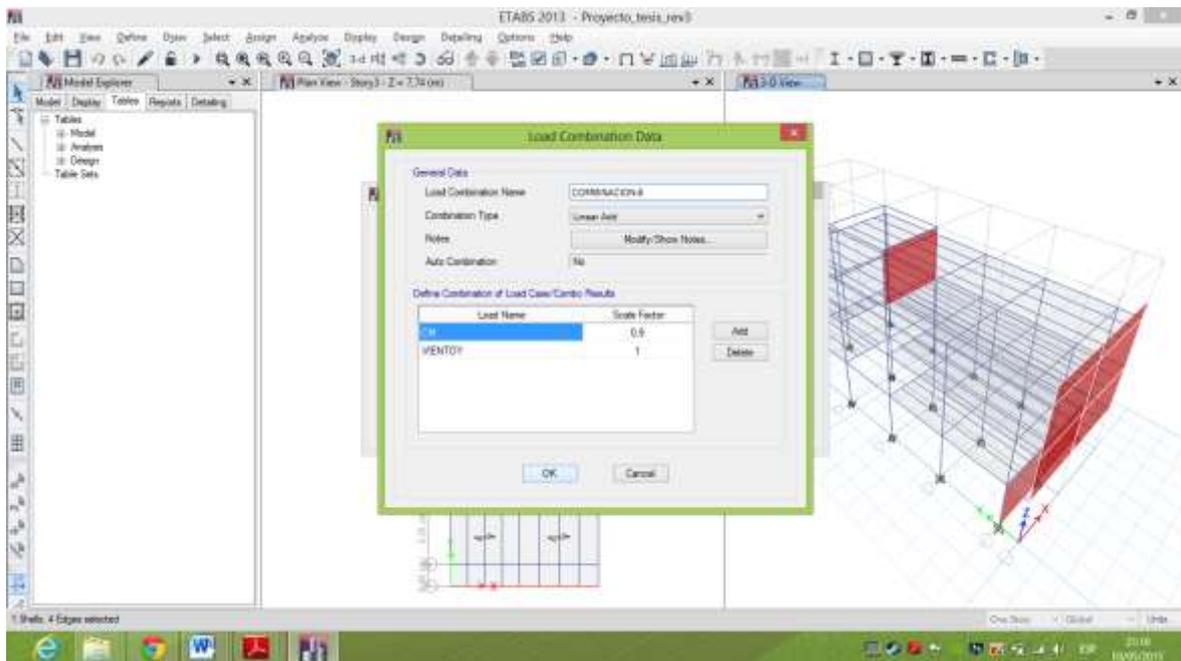


Ilustración 3.25 COMBINACIÓN 6

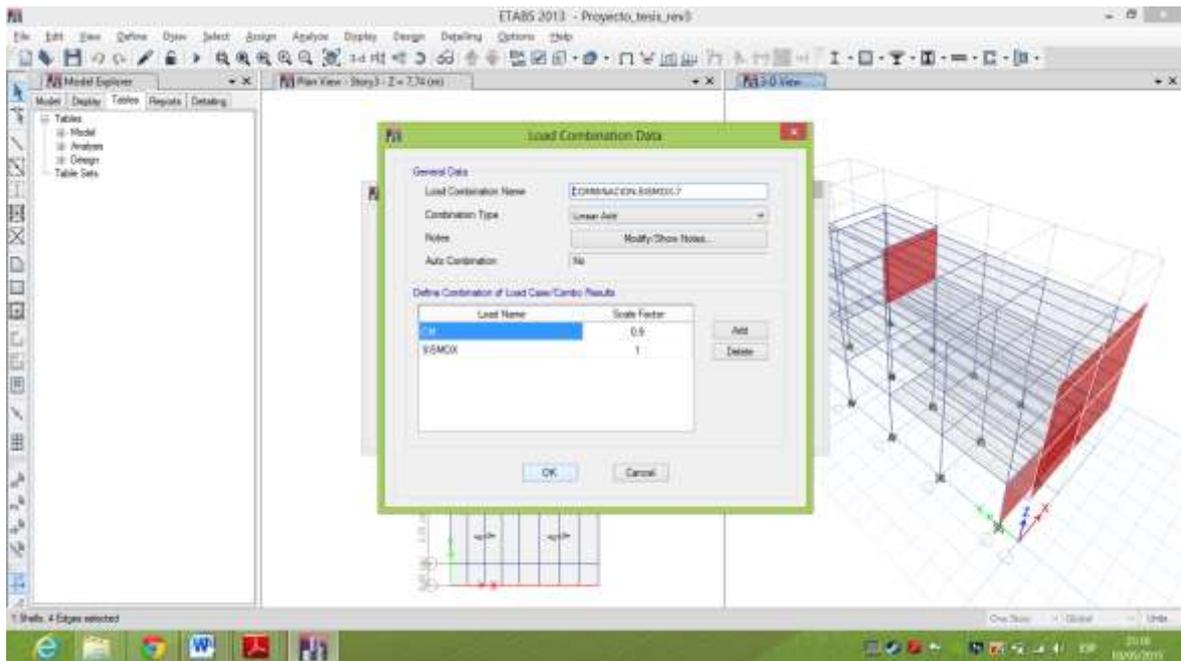


Ilustración 3.26 COMBINACIÓN 7 SISMO EN x

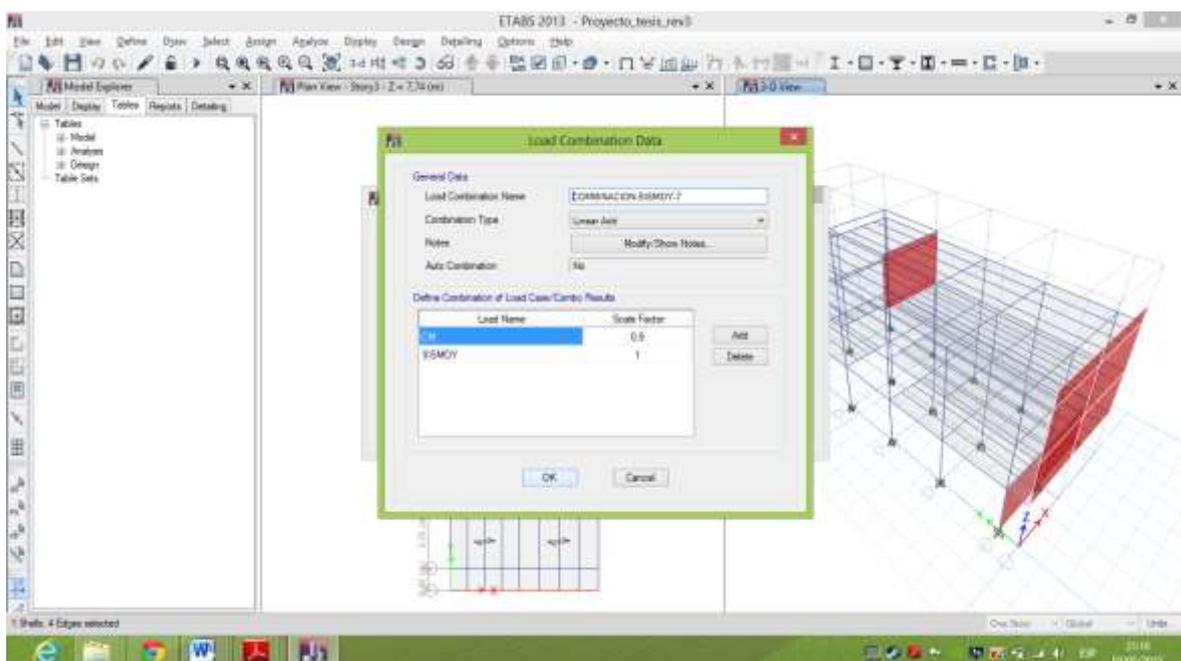


Ilustración 3.27 COMBINACIÓN 7 SISMO EN y

Luego de definir los parámetros necesarios se procede a asignar las condiciones para el diseño.

Asignación de cargas vivas y muertas para los pisos: se tomará en cuenta que son de 6 cm de hormigón simple, 1 cm de baldosa y tendrán cielorraso.

Se selecciona los pisos que van a tener esas características y asignamos las cargas muertas siendo para hormigón simple 0.22 kN/m^2 , 0.2 kN/m^2 de baldosa y 0.2 kN/m^2 de cielorraso, datos especificados en la Tabla 3.1.

Para cargas vivas de los pisos se asignará el valor de 2 kN/m^2 valor detallado en la Tabla 3.2.

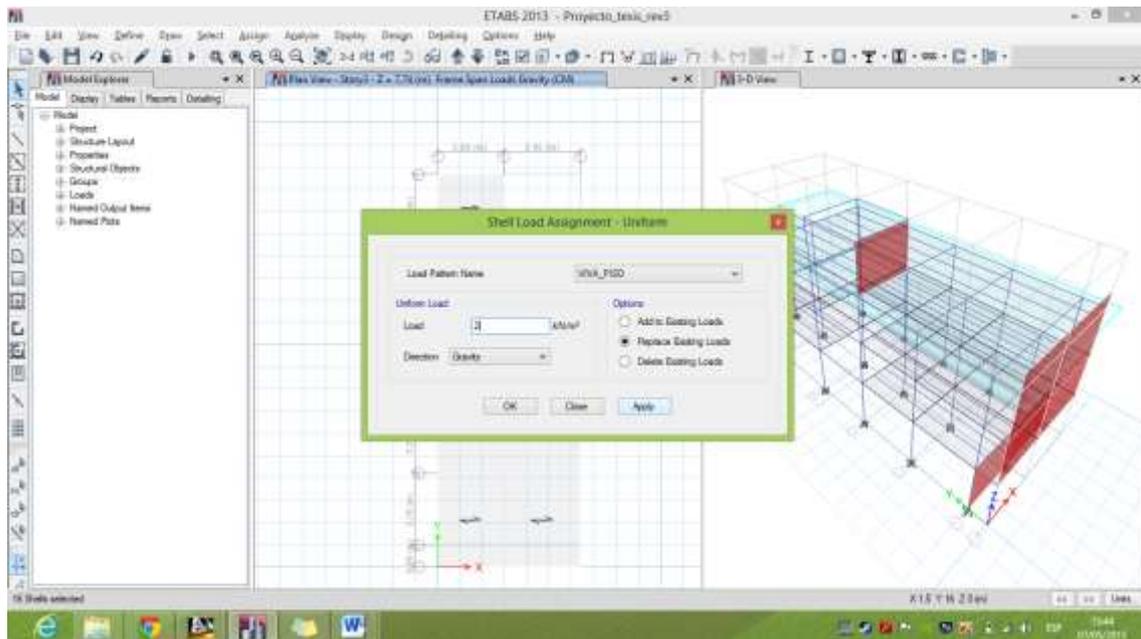


Ilustración 3.28 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA EN PISOS.

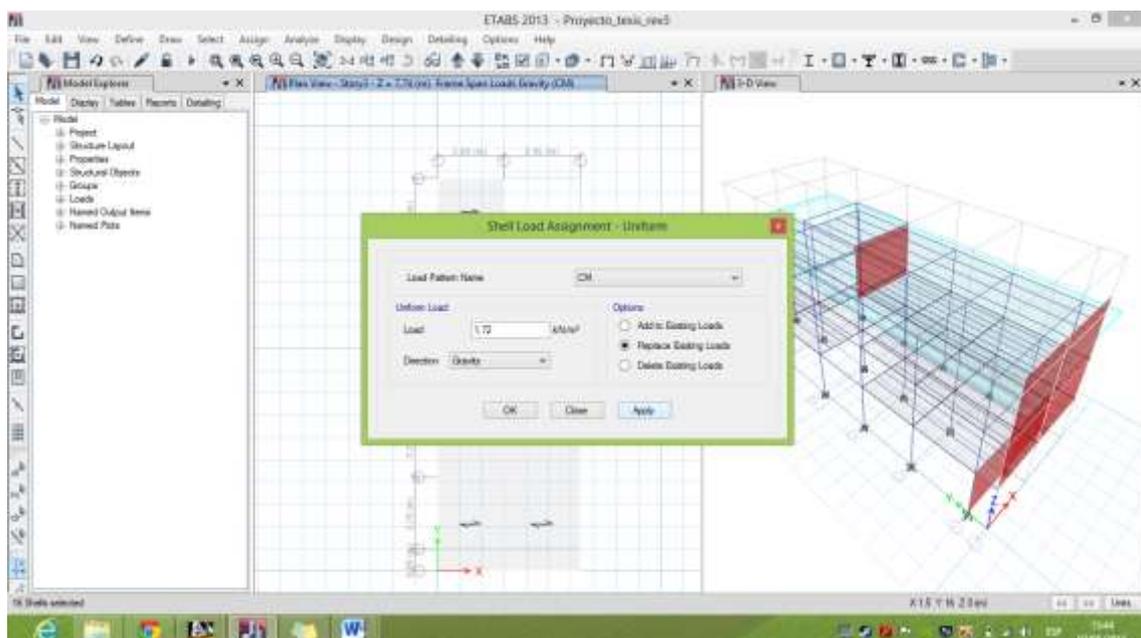


Ilustración 3.29 ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA EN PISOS.

Se asignan cargas vivas y muertas para el techo: se tomará en cuenta que tiene 5 cm de hormigón simple, y soporta el cielorraso.

Se selecciona el techo y se asigna las cargas muertas siendo para hormigón simple 0.22 kN/m^2 , y 0.2 kN/m^2 de cielorraso, datos especificados en la Tabla 3.1.

Para cargas muertas del techo se asignará el valor de 1 kN/m^2 por lluvia y 0.29 kN/m^2 por granizo o ceniza, valores detallado en la Tabla 3.2.

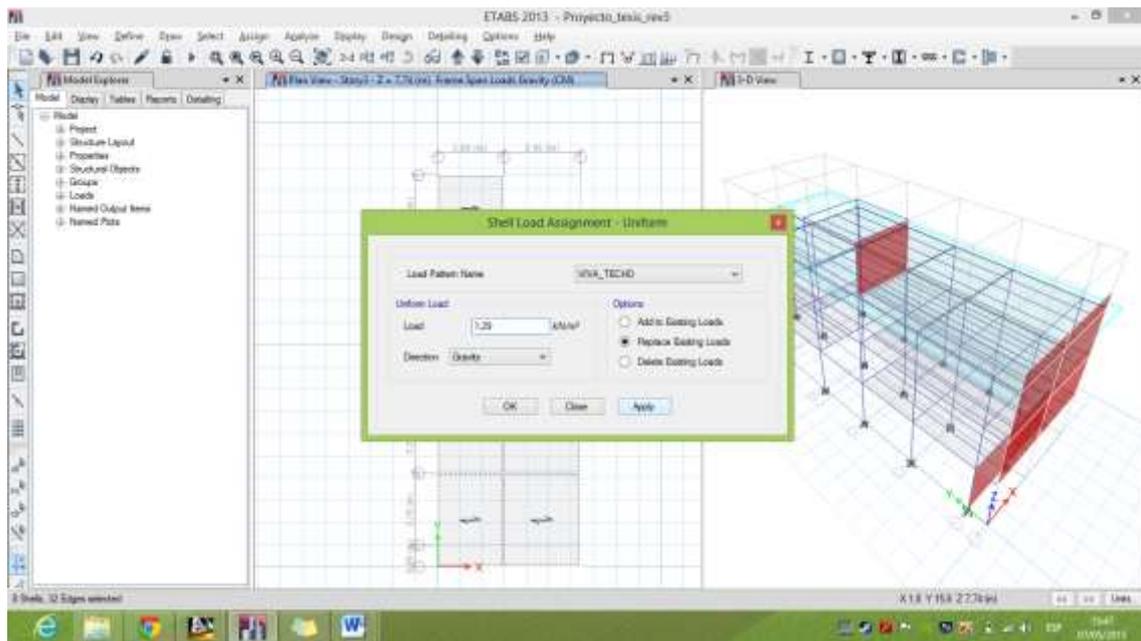


Ilustración 3.30 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA PARA EL TECHO.

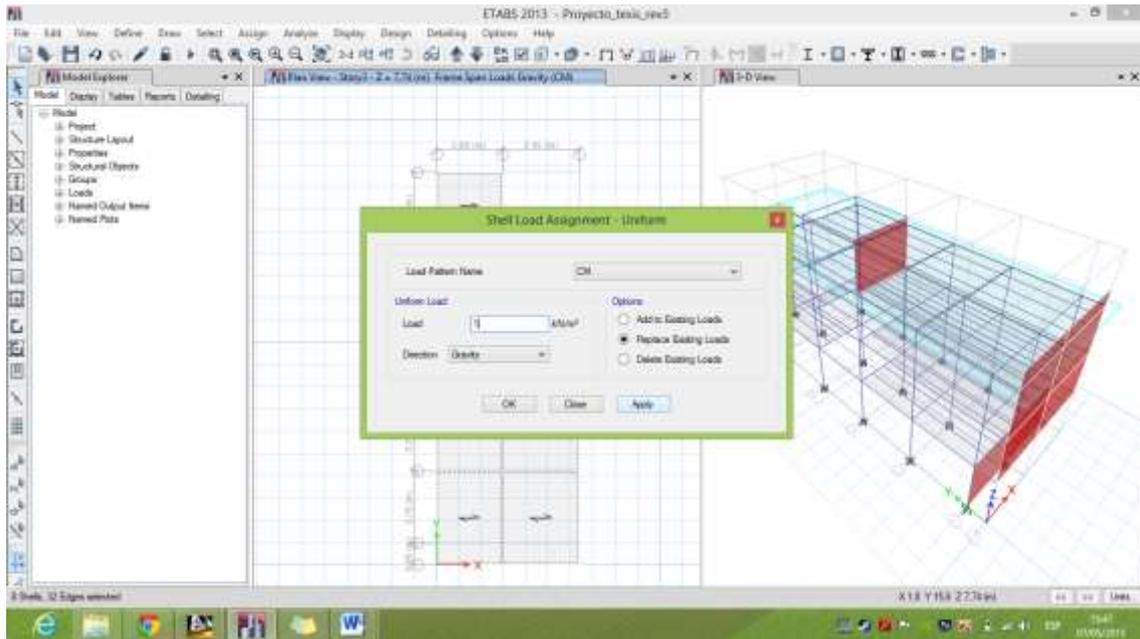


Ilustración 3.31 ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA PARA EL TECHO.

Se asignará carga muerta por paredes en los sectores donde existan paredes (ver plano del proyecto).

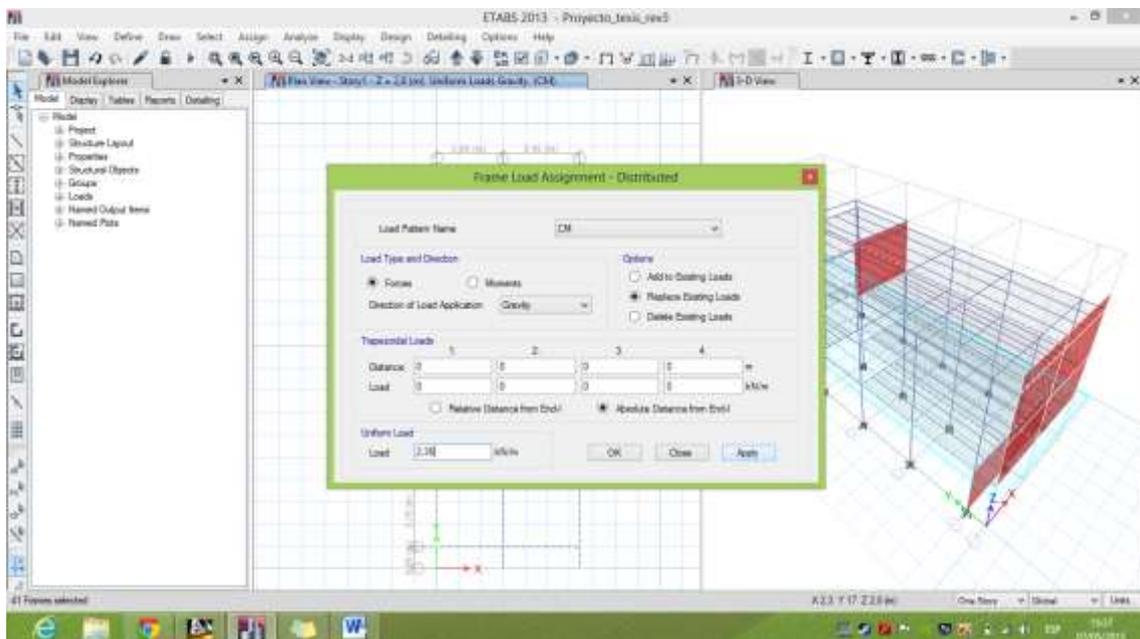


Ilustración 3.32 CARGA DISTRIBUIDA DE PAREDES.

Diafragmas.- son elementos horizontales que actúan distribuyendo las fuerzas laterales entre elementos resistentes verticales. Un diafragma es un sistema estructural que amarra los muros de la estructura de manera que actúan como un conjunto.

El diafragma, debido a la rigidez que tiene en su propio plano distribuye las fuerzas sísmicas entre los diferentes muros o pisos, haciendo que el muro trabaje únicamente en su dirección longitudinal.

Se asignarán los diafragmas en los pisos y techo.

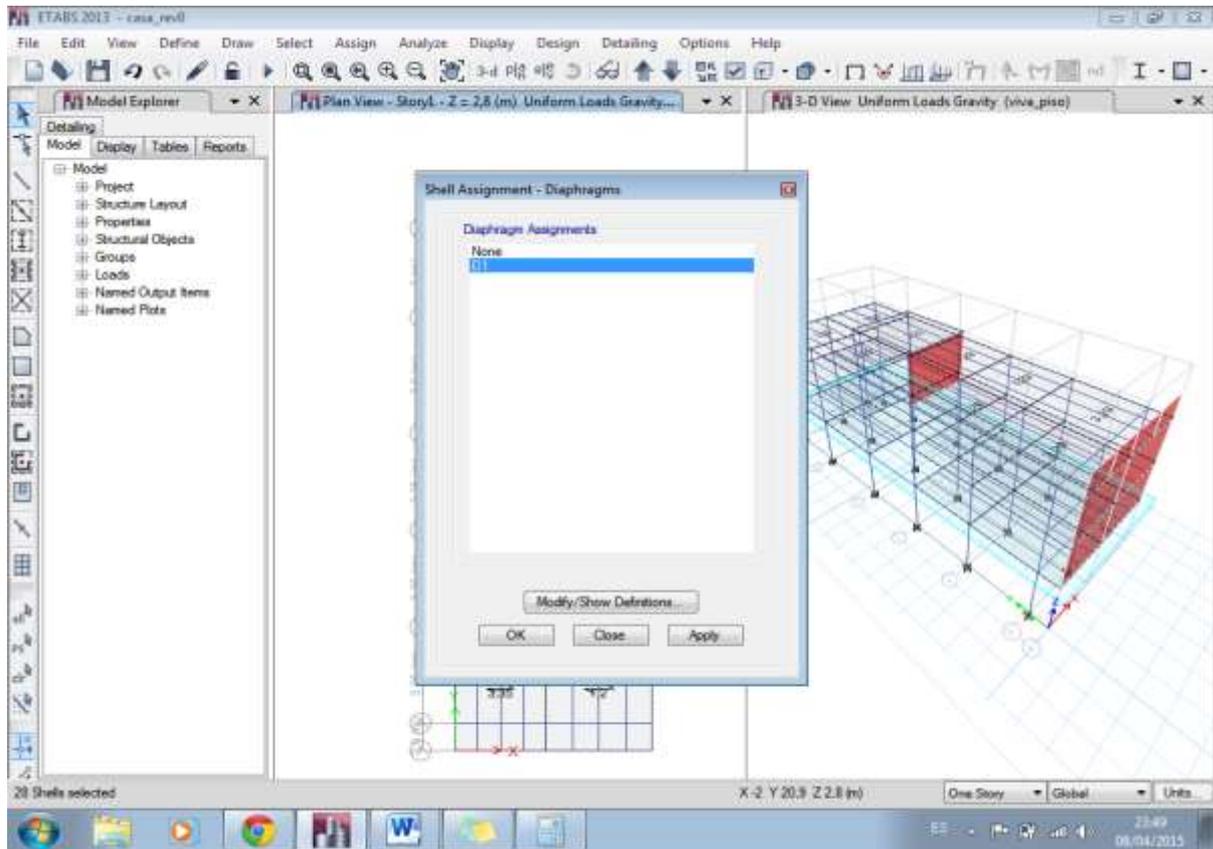


Ilustración 3.33 DEFINICIÓN DEL DIAFRAGMA.

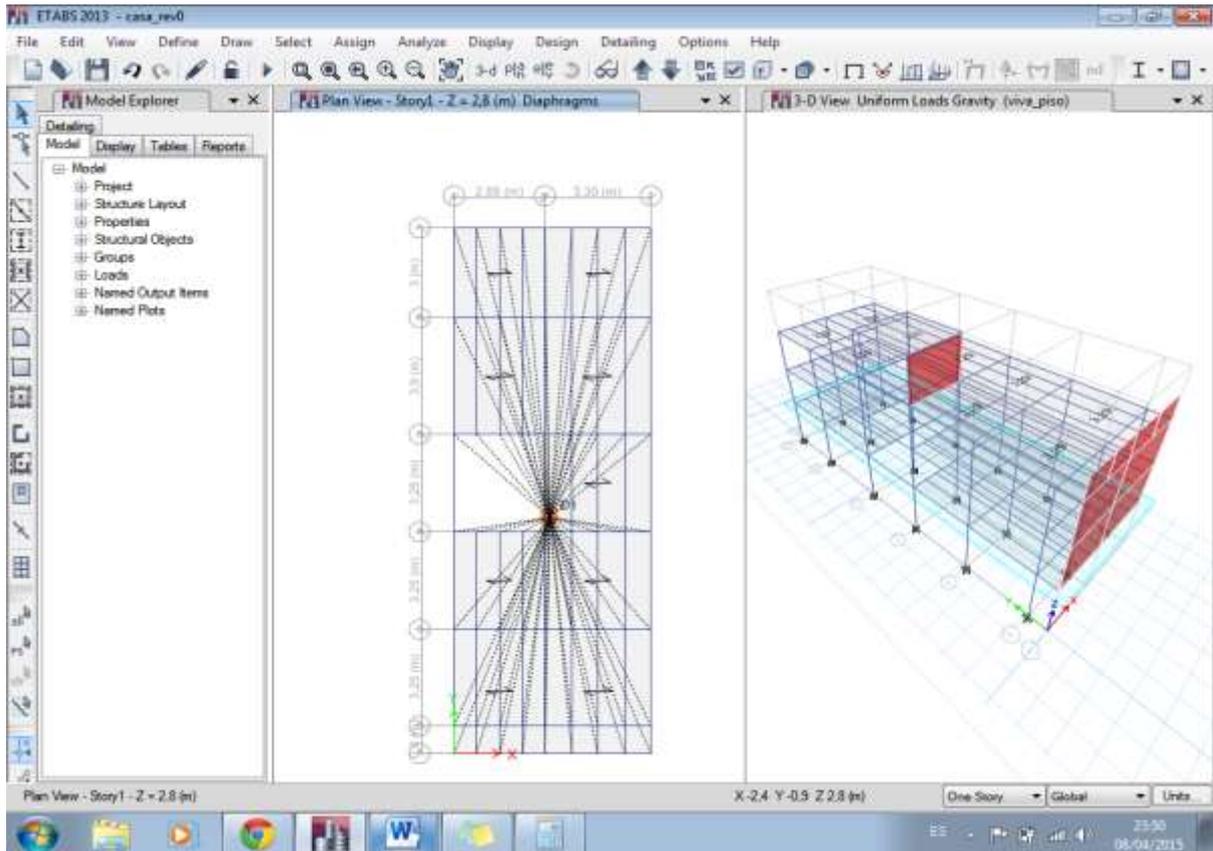


Ilustración 3.34 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMA.

Se precisa el origen de masa que permitirá calcular la carga sísmica definida por el peso total de la edificación (carga muerta).

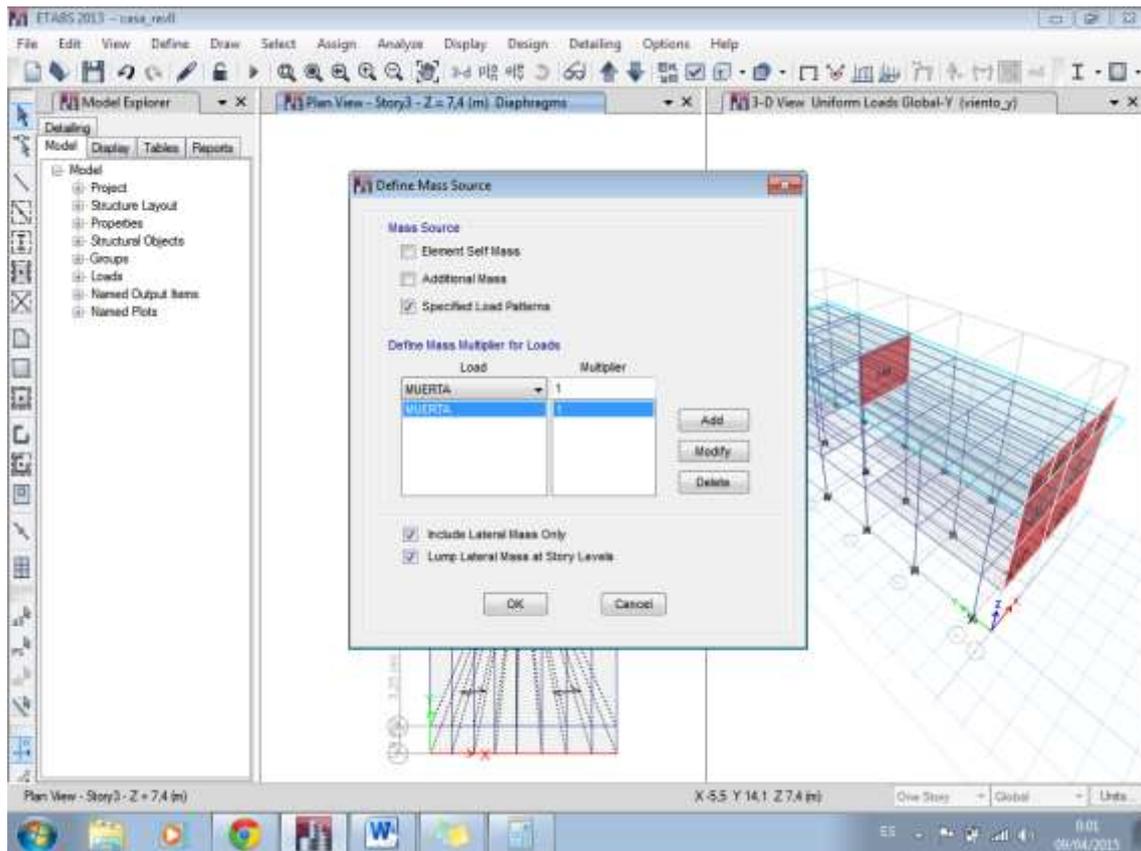


Ilustración 3.35 DEFINICIÓN DEL ORIGEN DE MASA.

Se procede a asignar un factor de rigidización para todos los elementos frame, el presente proyecto que se trata de una estructura de acero este factor será cero, lo que implica que el programa calculará la rigidez de la viga considerando la longitud total entre ejes.

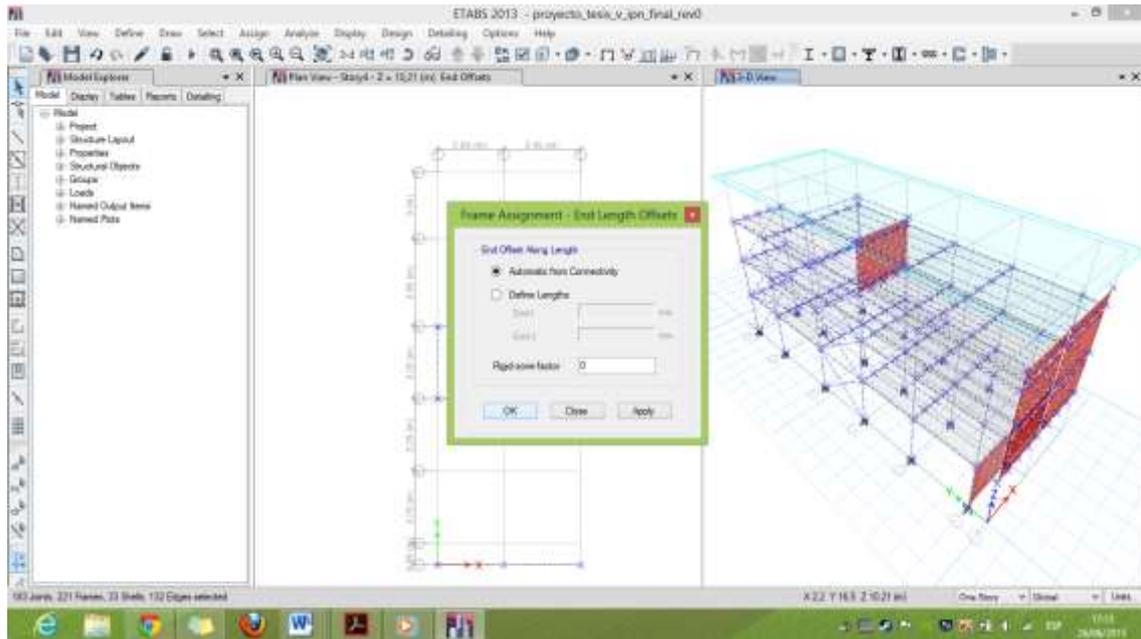


Ilustración 3.36 ASIGNACIÓN FACTOR DE RIGIDIZACIÓN.

Se asigna el mallado de los elementos y pisos que conforman la edificación.

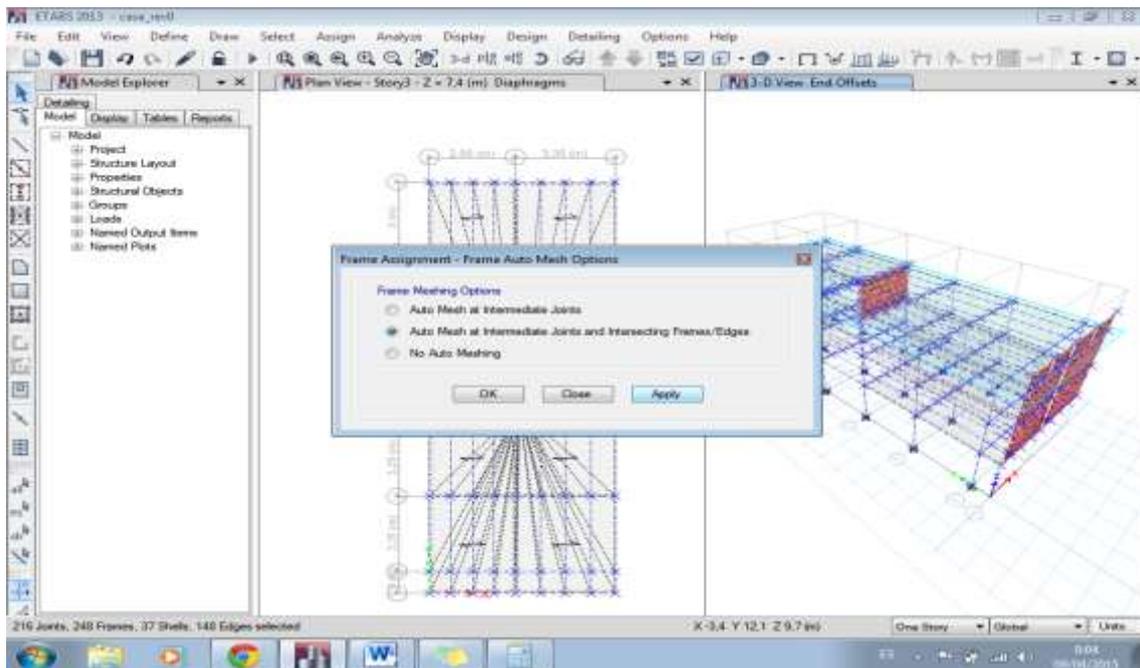


Ilustración 3.37 MALLADO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.

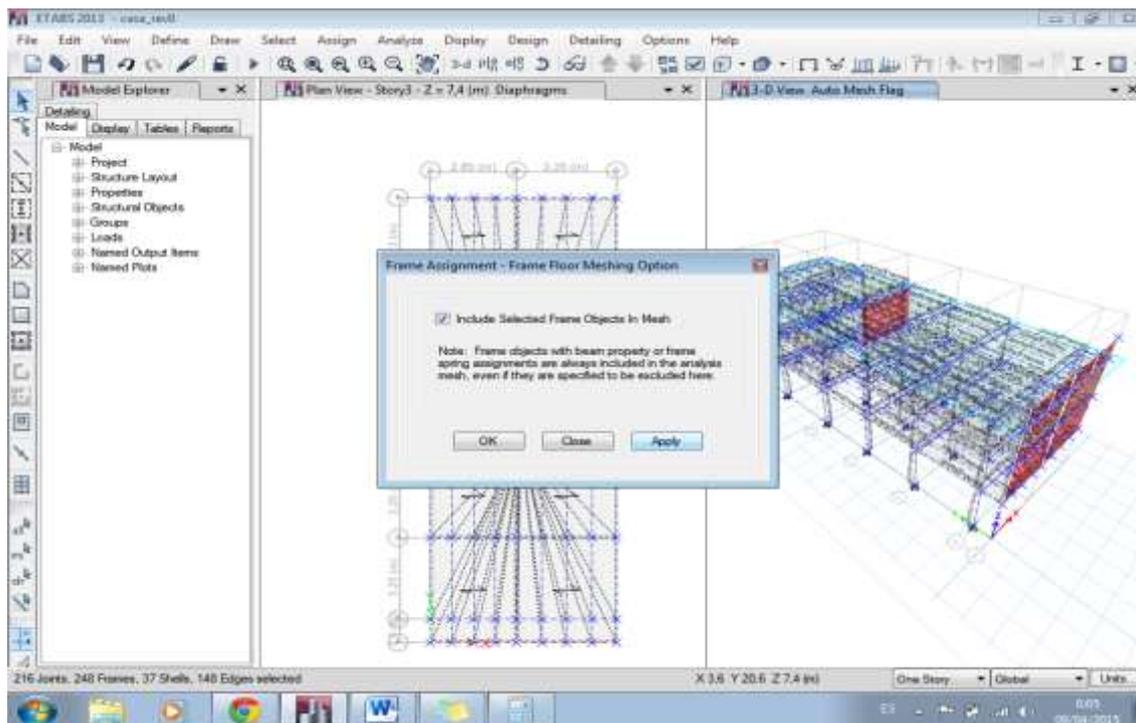


Ilustración 3.38 MALLADO DEL PISO.

Se asigna la restricción de borde automático para pisos y paredes.

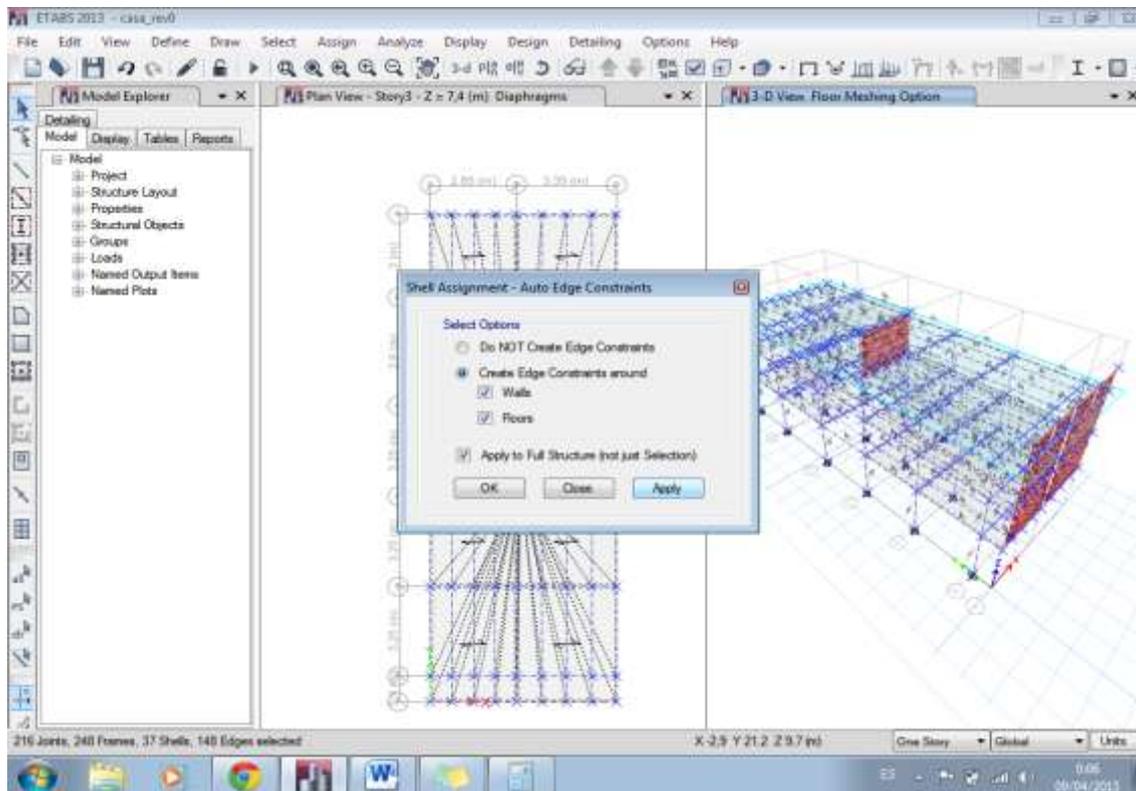


Ilustración 3.39 RESTRICCIÓN DE BORDE PARA PAREDES Y PISOS.

Una vez realizado lo anterior se revisa y simula el modelo. Se verifica que todos los elementos cumplan las cargas combinadas, se observa la estructura con colores los cuales significan en rojo peligro elemento no cumple y en turquesa elemento sobre dimensionado.

Para el presente proyecto se aprecia que cumplen satisfactoriamente los elementos mecánicos sometidos a las cargas combinadas, sin embargo se puede observar que existe un desplazamiento para la carga de sismo demasiado grande en la parte superior de la estructura que es aproximadamente de 40 mm tanto en el eje x e y, por lo tanto se procede a colocar arriostramientos en la parte central de la estructura con lo cual se reduce el desplazamiento aproximadamente a 15 mm es decir un 70% menos.

3.3. MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE A COMPRESIÓN

Los típicos elementos que están cargados axialmente a compresión son las columnas, existen otros elementos que también trabajan de la misma manera como: las cuerdas superiores de armaduras, elementos de arriostramiento, los patines de compresión de vigas laminadas y armadas, y los elementos sujetos a cargas de flexión y compresión.

Las columnas son elementos verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que sus anchos.

Existen tres maneras en las cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar y son:¹⁷

- a) El pandeo flexionante; Llamado también pandeo de Euler, los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
- b) El pandeo local; Ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir.
- c) Pandeo torsionante; Puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal.

¹⁷ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp126

La tendencia a pandearse que presente una columna depende de la relación de entre su longitud y el área de su sección transversal, en este sentido mientras más larga sea una columna para una misma sección, mayor será su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar.

La tendencia de un elemento a pandearse se lo mide por medio de su relación de esbeltez que es igual a la razón entre la longitud del elemento y su radio mínimo de giro. También existen otros factores que influyen en la tendencia al pandeo, como son; tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etc.

$$\text{Relación de esbeltez} = L / r \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

L: Longitud de la columna

r: radio de giro mínimo

Las columnas son elementos que transmiten las cargas que se aplican en su parte superior a través de su sección transversal hacia otros elementos de la estructura mediante sus conexiones. En condiciones ideales la carga se aplicaría uniformemente sobre la columna, coincidiendo el centro de gravedad de las cargas con el centro geométrico de la sección de la columna, además de que el material de la columna no presente imperfecciones y sea totalmente homogéneo, y que la columna sea perfectamente recta, todas estas condiciones en la vida real es imposible de recrearlas por limitaciones técnicas, imperfecciones de las dimensiones transversales, esfuerzos residuales y de montaje, entre otras.

Las cargas que se encuentran centradas en la columna se las denomina cargas axiales. Las cargas muertas pueden ser axiales en las columnas interiores de una edificación pero las cargas vivas nunca lo son.

Una columna que se coloca en su lugar y tiene una ligera flexión puede tener momentos flexionantes significativos iguales a la carga de la columna multiplicada por la deflexión lateral inicial.

La máxima desviación permitida en columnas es $L/1000$, donde L es la distancia entre puntos soportados lateralmente.¹⁸

En una columna que inicialmente se encuentra flexionada las cargas de compresión tenderán a incrementar dicha flexión.

3.3.1 ESFUERZOS RESIDUALES

Los esfuerzos residuales son de gran influencia en columnas con relación de esbeltez de 40 a 120, la causa principal de estos esfuerzos son el enfriamiento desigual en los perfiles después de haber sido laminados en caliente, los esfuerzos que se generan varían entre 10 y 20 ksi (69 a 138 MPa). Una columna con esfuerzos residuales se comportará como si tuviese una sección transversal más pequeña.

Otra causa de esfuerzos residuales en las columnas es la soldadura que se utiliza para unir las mismas con las vigas, los esfuerzos residuales se presentan en las zonas cercanas a la soldadura, llegando en ocasiones estos esfuerzos a valor del esfuerzo de fluencia.

Los perfiles que son armados con soldadura presentan esfuerzos residuales mayores que los perfiles que son conformados en caliente.

3.3.2 ECUACIÓN DE EULER

La carga P con la cual una columna se pandea se la calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde

P : Carga de pandeo, klb

L : Longitud de la columna, pulg

E : Modulo de elasticidad del acero, klb/pulg² o ksi

I : Inercia de la columna, pulg⁴

¹⁸ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-470

Esta expresión se la escribe de otra forma donde se puede encontrar la relación de esbeltez L/r , como $r = \sqrt{I/A}$, despejando la inercia, se tiene $I = Ar^2$, y reemplazando se obtiene la siguiente expresión.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde

Fe: Esfuerzo de Euler, ksi

A: Área de la sección transversal de la columna, pulg²

Esta es la ecuación elástica de Euler Fe, si el valor obtenido para una columna en particular excede el valor del límite proporcional del acero esta expresión no se puede aplicar.

Esta ecuación sólo resulta útil cuando sus condiciones de apoyo de sus extremos se consideran cuidadosamente. Los resultados obtenidos de aplicar esta ecuación son bastante parecidos a los resultados que se obtienen de columnas esbeltas, con extremos articulados y cargados axialmente, es decir con condiciones ideales que en la práctica casi nunca se encuentran. Las condiciones en los extremos que se encuentra en mayor medida en el campo no pueden girar libremente porque se encuentran atornillados, remachados o soldados a otros miembros.

Para corregir este problema en la ecuación de Euler con un buen resultado se agrega un factor de longitud efectiva K.

3.3.3 RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE LA COLUMNA¹⁹

Las columnas con extremos apreciablemente restringidos soportan mucha mayor carga que las columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna es la distancia entre puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. La longitud efectiva se la denomina como KL donde K como se mencionó anteriormente es el

¹⁹ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 187-192

factor de longitud efectiva, los valores que tome K depende de las condiciones restrictivas rotacionales de los extremos de la columna y la resistencia al movimiento lateral de esta.

El factor K se determina encontrando una columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico.

Para condiciones de extremos en columnas diferentes habrá diferentes valores de longitudes efectivas. Si una columna está articulada en sus dos extremos, su longitud efectiva será es igual a su longitud real y K es igual a 1. Si los extremos están perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o puntos de momento nulo) se localizan en los cuartos de la altura y la longitud efectiva es igual a $L/2$ y K es igual a 0.5.

Entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga. Cuando se tiene una columna con un extremo articulado y el otro empotrado el valor de K será igual a 0.7.

Generalmente los valores de K varían entre 0.5 y 1 pero se presentan condiciones como el de un simple marco con la base de cada una de las columnas articulada y el otro extremo puede rotar y moverse lateralmente (ladeo). Su longitud efectiva excederá a su longitud real de la columna ya que la curva elástica tomará en teoría la forma de una columna doblemente articulada de longitud doble y K será igual a 2. A continuación se muestra una gráfica donde se puede apreciar lo expuesto anteriormente.

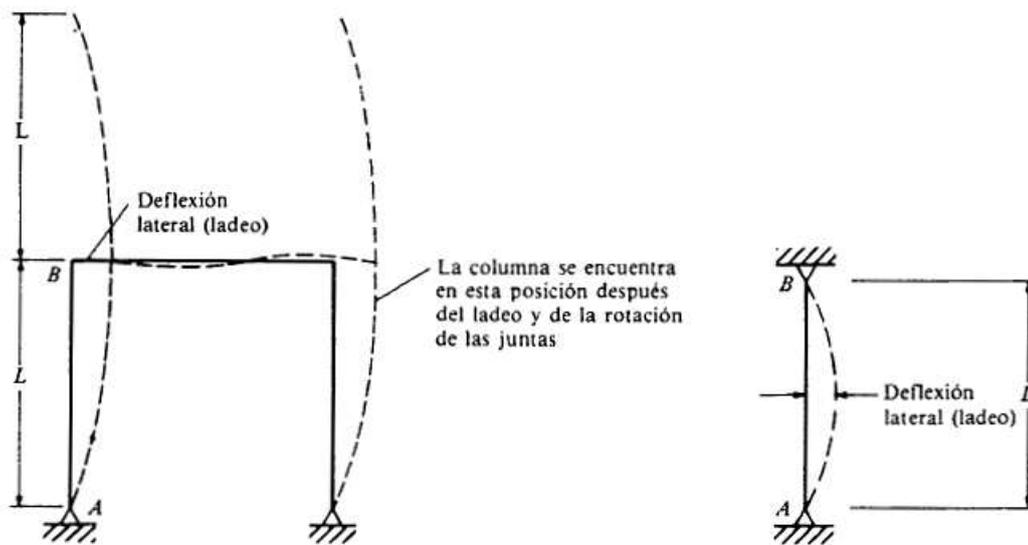


Ilustración 3.40 CASO DONDE EL VALOR DE K ES MAYOR QUE 1²⁰

Las columnas de acero estructural son elementos de marcos los cuales pueden o no tener arriostramientos. Si un marco está arriostrado la traslación de las juntas está impedida por medio de las riostras, muros de cortante o el soporte lateral de las estructuras adjuntas. Un marco sin arriostra no tiene ninguno de estos soportes y depende de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo. En general los valores de K para marcos arriostrados nunca pueden ser mayores que 1, y para marcos sin arriostramiento estos valores siempre serán mayores que 1.

A continuación se presenta una tabla con los valores de K para cada condición de extremos en las columnas, con valores teóricos y valores recomendados para el diseño.

²⁰ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 141

Las líneas entrecortadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Tabla 3.8 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS PARA DISTINTOS EXTREMOS, FUENTE: AISC, TABLA C-2., pág. 2-18

La ecuación de Euler una vez introducido el factor de longitud efectiva, la cual se utilizará para el diseño, queda de la siguiente manera.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Cabe recalcar que la Ecuación 3.15 es válida sólo cuando los valores de F_e son menores que el esfuerzo de fluencia F_y del acero.

Para marcos continuos las columnas están restringidas en sus extremos por sus conexiones a varias vigas y las vigas mismas están conectadas a otras columnas por lo que resultan también restringidas, para ello se debe usar un procedimiento diferente y más exacto para calcular los valores de K.

La longitud efectiva de una columna es una participación de toda la estructura de la cual esta forma parte. Los muros de mampostería proporcionan en la mayoría de casos una resistencia suficiente para impedir el ladeo, pero en algunos casos en los cuales donde estos muros son ligeros no proporcionan soporte para impedir el ladeo, en estos edificios debe existir arriostramientos.

El procedimiento para determinar el valor de K es utilizar tablas donde se interpola entre valores idealizados, estos nomogramas se desarrollaron para columnas arriostradas contra el ladoeo y el otro para columnas sometidas a ladoeo.

La resistencia a la rotación que se genera por las vigas que se unen a los extremos de la columna depende de las rigideces rotacionales de esos miembros. El momento necesario para producir una rotación unitaria en el extremo de un miembro cuando está empotrado se denomina rigidez angular, y se lo calcula con la expresión $4EI/L$ para un miembro homogéneo de sección transversal constante.

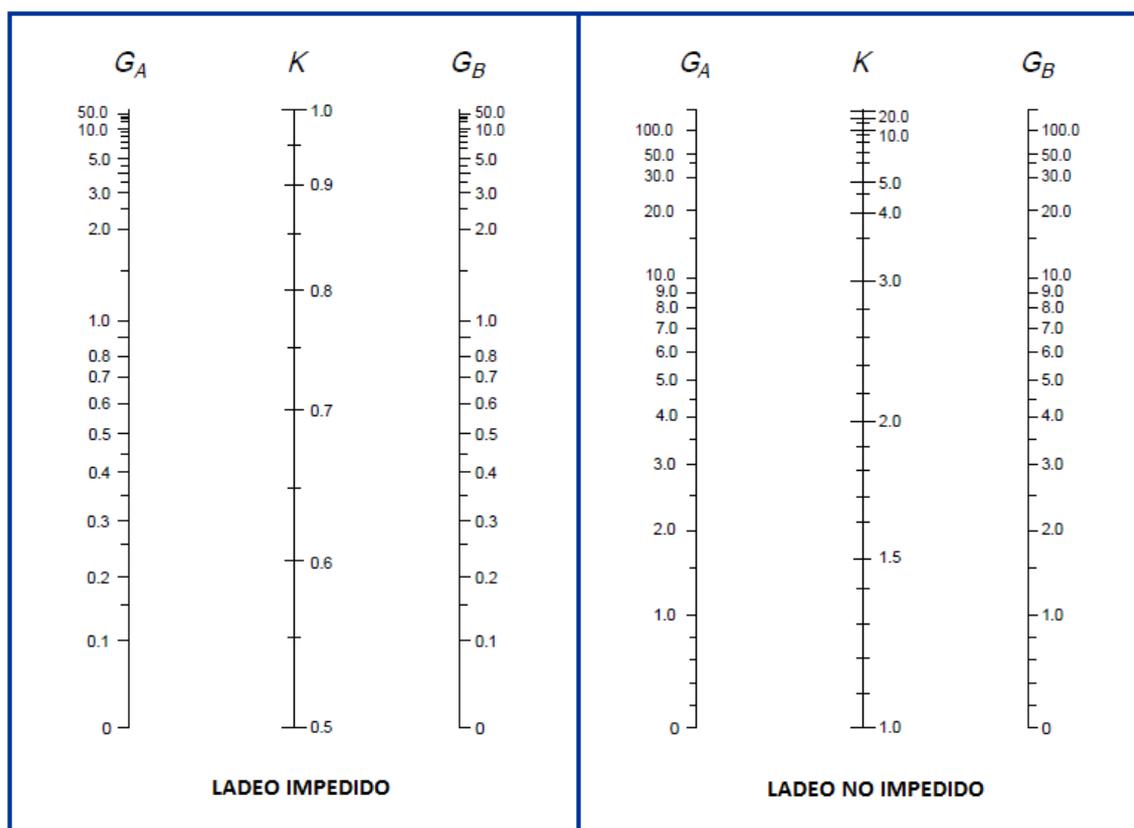


Ilustración 3.41 NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS EN MARCOS CONTINUOS, FUENTE: AISC, pp 6-186

Donde:

Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los dos extremos de la columna considerada. G se define como:

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_v / L_v)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

En donde \sum es la sumatoria de todos los miembros conectados rígidamente al nudo (por ejemplo nudo A, B, C, etc.), y localizados en el plano de pandeo de la columna considerada; I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no soportada lateralmente de la columna; I_v es el momento de inercia y L_v es la longitud no soportada de la viga u otro miembro restrictivo; I_c e I_v se toman respecto a ejes perpendiculares al plano de pandeo que se está considerando.

Para determinar el valor de K en una columna en específica se sigue los siguientes pasos:

1. Seleccione el nomograma apropiado (ladeo impedido o ladeo no impedido).
2. Calcule G en cada extremo de la columna y designe los valores G_A y G_B como se desee.
3. Dibuje una línea recta sobre el nomograma entre valores G_A y G_B y lea K donde la línea corte a la escala K central.

Cabe recalcar algunos casos en cuanto al uso de los nomogramas:

1. Para columnas articuladas G es teóricamente infinito, como cuando una columna está conectada a una zapata por medio de una articulación sin fricción. Como en realidad tal conexión no existe, se recomienda que G se tome igual a 10 cuando se usen tales soportes no rígidos.
2. Para conexiones rígidas de columnas a zapatas G teóricamente tiende a cero, pero desde un punto de vista práctico se recomienda un valor de 1 ya que ninguna conexión es perfectamente rígida.
3. Si una viga esta rígidamente unida a una columna, su rigidez I/L debe multiplicarse por el factor apropiado dado en la Tabla 3.8, dependiendo de la condición en el extremo alejado del miembro.

CONDICIÓN EN EXTREMO LEJANO DE LA TRABE	LADEO IMPEDIDO, MULTIPLIQUE POR:	LADEO NO IMPEDIDO, MULTIPLIQUE POR:
ARTICULACIÓN	1,50	0,50
EMPOTRAMIENTO	2,00	0,67

Tabla 3.9 FACTORES PARA MIEMBROS UNIDOS RÍGIDAMENTE

La resistencia que presenta una columna y la forma en la cual esta falla obedece principalmente a su longitud efectiva. Por ejemplo una columna de acero muy

corta y fuerte puede cargarse hasta la zona plástica del mismo donde el acero fluye y producirse un endurecimiento por deformación.

Por el contrario al crecer la longitud efectiva de una columna su resistencia al pandeo disminuye o en otras palabras el esfuerzo en el cual se producirá el pandeo tendrá un valor menor. Al incrementarse la longitud efectiva y exceder un cierto valor, el esfuerzo en el cual se producirá el pandeo será menor que el límite proporcional del acero, en consecuencia las columnas en ese intervalo fallaran elásticamente, es decir, su falla se produce antes de llegar a un esfuerzo que iguale el valor del límite proporcional del acero, cabe recalcar que todo esto ocurre independientemente del esfuerzo de fluencia del material.

En este caso no importa cuán alto sea el valor del esfuerzo de fluencia del material, fallara inevitablemente si su longitud efectiva tiene un valor muy alto.

En resumen la carga a la cual fallara una columna es directamente proporcional a su rigidez por flexión (EI) e inversamente proporcional a la longitud efectiva (KL), mientras mayor sea su rigidez, mayor será la carga a la cual se produzca el pandeo, todo esto independiente de su esfuerzo de fluencia.

3.3.4 ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

El esfuerzo crítico de pandeo de una columna se designa por F_{cr} , este esfuerzo al multiplicarle por el área de la sección transversal de dicha columna nos proporciona la carga nominal, este valor de la carga nominal, es el valor máximo de carga a la cual puede estar sometida una columna y no presentar falla por pandeo.

En la AISC se introduce un factor $\phi_c = 0.85$ para disminuir el valor de la carga nominal y por lo tanto disminuir la probabilidad de falla.²¹

La carga nominal de diseño de un elemento se presenta de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_r \quad \text{Ecuación 3.18}$$

²¹ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 2-22

Donde:

P_n : Carga nominal de compresión de una columna, klb

A_g : Área de la sección transversal de la columna, pulg²

F_{cr} : Esfuerzo crítico, ksi

P_d : Carga de compresión de diseño, klb

ϕ_c : Factor de carga de compresión (LRFD)

P_u , P_r : Carga requerida, es la máxima carga de compresión a la cual debe estar sometida la columna, klb

La norma AISC establece una ecuación para pandeo elástico y otra ecuación para pandeo inelástico. En estas dos ecuaciones se establece:

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde

F_y : Esfuerzo de fluencia del material, ksi

F_e : Esfuerzo de Euler, ksi

Reemplazando F_e en la ecuación anterior obtenemos la siguiente expresión:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{F_y / E} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva de la columna

L : Longitud de la columna, pulg

r : Radio mínimo de giro, pulg

E : Módulo de elasticidad del acero, psi

Por lo tanto el esfuerzo de pandeo crítico, F_{cr} se establece:²²

²² http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013/Capitulo_2d.pdf pp 18

1. Rango de comportamiento inelástico.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

2. Rango de comportamiento elástico.

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

La AISC establece que el diseño para miembros sometidos a compresión su relación de esbeltez KL/r no sea mayor a 200.²³

El diseño de columnas por medio de estas ecuaciones es un proceso de tanteos o de aproximaciones sucesivas. El esfuerzo de diseño $\phi_c F_{cr}$ no se conoce hasta que se ha seleccionado un perfil y viceversa. Una vez que se escoge una sección de prueba, los valores r para esa sección pueden obtenerse y sustituirse en las ecuaciones apropiadas para determinar la carga de compresión de diseño.

El diseñador, proyectista puede suponer un esfuerzo de diseño, dividir la carga factorizada de la columna entre ese esfuerzo para obtener un área estimada, seleccionar una sección, determinar su esfuerzo de diseño, multiplicar ese esfuerzo por el área de sección transversal del perfil para obtener la carga máxima que puede soportar el elemento y ver si el perfil seleccionado está sobredimensionado o subdimensionado y si esos son los casos escoger otro perfil.

3.3.5 ECUACIONES PARA EL DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

Los elementos que están sometidos a esfuerzos de flexión y cargas axiales son muy comunes en el campo. Las columnas de una estructura, casi siempre, deben soportar momentos flexionantes, además de sus cargas axiales de compresión, esto se debe a que es imposible centrar las cargas axiales en la columna. Si lo anterior no basta las columnas pueden presentar defectos de fabricación que ocasionan que se produzcan deflexiones laterales. La columnas se unen a las vigas mediante ángulos que se colocan a los lados de las columnas, que generan

²³ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-37

cargas que se aplican excéntricamente y por lo tanto se producen momentos. Otros factores como el viento, cargas horizontales, generan una flexión lateral en las columnas.

Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión, debido a que la tensión tiende a reducir el efecto que genera el momento flector, por el contrario en los miembros sujetos a compresión el momento flector tiende a incrementar la deflexión que generan los mismos.

La combinación de cargas de compresión y momentos que provocan flexión en vigas-columnas con una sección transversal simétrica simple y doble según la AISC obedecen a las ecuaciones siguientes:²⁴

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \text{Ecuación 3.23}$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Donde

P_u : Carga requerida, es la máxima carga de compresión a la cual debe estar sometida la columna, klb

$\phi_c P_n$: Carga de compresión de diseño, klb

ϕ_c : Factor de resistencia a la compresión, $\phi_c=0.85$

P_n : Carga nominal de compresión, klb

M_u : Momento requerido, es el momento máximo de flexión al cual debe estar sometida la columna, klb-pulg ó klb-pie

$\phi_b M_n$: Momento de flexión de diseño, klb-pulg ó klb-pie

ϕ_b : Factor de resistencia a la flexión, $\phi_b=0.9$

M_n : $M_n=ZF_y=M_p$ =Momento nominal, klb-pulg ó klb-pie

²⁴ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 2-37

3.3.6 MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN PARA MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN

Una viga-columna que soporte un momento en toda su longitud y que no esté soportada, la misma se desplazará tangencialmente en el plano de flexión. Esto genera un momento secundario o momento incrementado que creará una deflexión lateral adicional aumentando el momento en la viga-columna y que será igual a la carga de compresión P_u por el desplazamiento tangencial denominado δ .

Cuando en un marco los extremos de las columnas pueden moverse lateralmente entre sí, surgen otros momentos secundarios adicionales que se expresan así $P_u\Delta$. Por lo tanto la resistencia que debe presentar una viga-columna debe ser mayor o igual que la adición de estos momentos de primer y segundo orden.

En la norma AISC se establece:

1. Efectuar un análisis de segundo orden para determinar la resistencia por carga máxima factorizada. Tomar en cuenta los efectos de la interacción de cargas o combinaciones de cargas factorizadas actuando al mismo tiempo.
2. Hacer un análisis elástico de primer orden y amplificar los momentos obtenidos por factores de amplificación B_1 y B_2 .

La AISC establece la ecuación:²⁵

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Donde

B_1 y B_2 : Factores de amplificación, las ecuaciones para obtener estos factores se determinaran a continuación

M_{nt} : Momento del elemento en un marco arriostrado

M_{lt} : Momento del elemento en un marco no arriostrado

²⁵ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 2-14

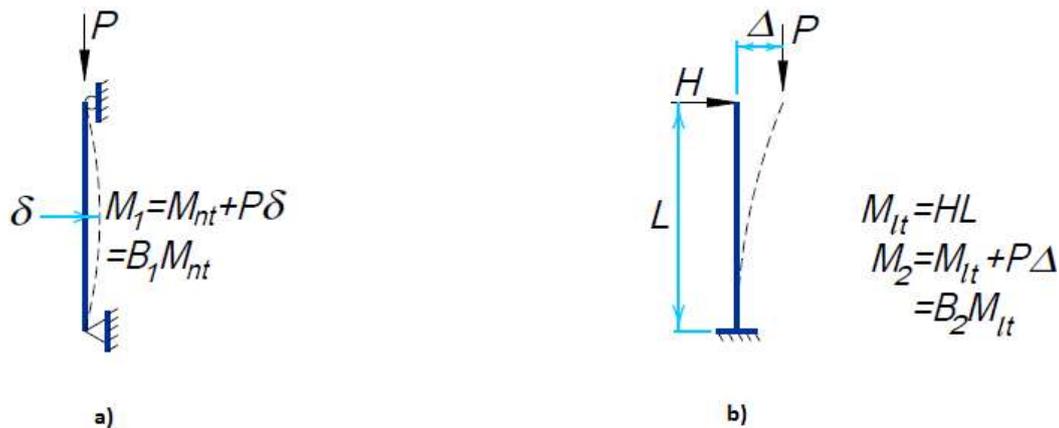


Ilustración 3.42 a) AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO DE UNA COLUMNA ARRIOSTRADA CONTRA LADEO. b) COLUMNA EN UN MARCO NO ARRIOSTRADO.

3.3.6.1 Factores de amplificación

Con el factor de amplificación B_1 se considera la consecuencia de $Pu\delta$ para una viga-columna si la misma está o no soportada contra el lado. El factor de amplificación B_2 considera los efectos de $Pu\Delta$ en marcos sin soporte contra el lado.

Hay que tomar en cuenta que cuando se calcula los factores de amplificación, estos no pueden ser menores que 1. Si lo son se usa el valor de 1, puesto que estos factores se introducen para aumentar los momentos generados y si se obtiene valores menores que 1 se estaría disminuyendo su valor.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1 \quad \text{Ecuación 3.26}$$

Donde

P_{e1} : Carga de pandeo de Euler; $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$, klb

$$C_m = \text{Factor de modificación del momento}; \quad C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Donde

M_1/M_2 : Relación del menor momento al mayor momento en los extremos de la longitud sin soporte lateral en el plano de flexión que se está considerando.

Se debe tomar en cuenta los signos de los momentos a la hora de introducirlos en la ecuación, positivo si el momento tiene un sentido antihorario y negativo si el momento tiene un sentido horario.

Existen dos categorías la para utilizar el valor de C_m :

Categoría 1: Para elementos que están impedidos de traslación en sus juntas y no están sujetos a cargas transversales entre sus extremos.

Categoría 2: Para elementos sujetos a cargas transversales entre sus nudos y que están soportados contra traslación de sus nudos. La AISC estipula que el valor de C_m debe tomarse como sigue;

- a) Para miembros con extremos restringidos, $C_m=0.85$
- b) Para miembros con extremos no restringidos, $C_m=1$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum H} \left(\frac{\Delta_{oh}}{L} \right)} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum Pe^2}} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde

$\sum Pu$: Sumatoria de la carga requerida de todas las columnas en un piso, klb

Δ_{oh} : Deflexión lateral del piso en consideración, pulg

$\sum H$: Sumatoria de las fuerzas horizontales que generan Δ_{oh} en el piso considerado, klb

L: Altura del piso, pulg

$\sum Pe^2$: Sumatoria de cargas $Pe^2 = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$, klb

Los valores de Δ_{oh}/L están entre 0.0015 y 0.003 para cargas de servicio y 0.004 para combinación de cargas.

El factor de amplificación B_2 es solo aplicable a momentos que se generan por fuerzas que inducen ladeo y debe calcularse para un piso entero.

3.3.7 DISEÑO DE VIGAS COLUMNAS; ARRIOSTRADAS Y SIN ARRIOSTRAR

Como se dijo anteriormente para el diseño de vigas-columna se recurre a procedimientos de tanteo, prueba y error. Se escoge un perfil arbitrario y se lo revisa con las ecuaciones planteadas de interacción. Si este perfil no satisface la ecuación o está sobredimensionada, se escoge otra sección y se verifica otra vez con la ecuación de interacción.

Para evitar todo este procedimiento tedioso y largo que puede ocasionar el cometer errores, existe un método que nos ayuda a escoger un perfil muy aproximado al correcto desde el principio.

Este método que nos permite escoger perfiles o secciones que resistan momentos y carga axial es el *método de la carga axial equivalente o de la carga axial efectiva*. Este método consiste en reemplazar la carga axial (P_u) y el momento flexionante (M_{ux} y/o M_{uy}) por una carga concéntrica ficticia, P_{ueq} .

Todo esto se resume en la siguiente ecuación:²⁶

$$P_{ueq} = P_u + M_{ux} m + M_{uy} mu \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Donde

P_u : Carga requerida, klb

M_{ux} : Momento requerido, es el momento máximo de flexión al cual debe estar sometida la columna alrededor del eje que tenga una mayor inercia, klb-pie

M_{uy} : Momento requerido, es el momento máximo de flexión al cual debe estar sometida la columna alrededor del eje que tenga una menor inercia, klb-pie

m : Factor tomado de la Tabla 3.10

u : Factor tomado de tablas de los perfiles de la AISC

²⁶ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 3-11,3-12

Valores de m														
F_y	36 ksi							50 ksi						
KL (ft)	10	12	14	16	18	20	22 y mayores	10	12	14	16	18	20	22 y mayores
Primera aproximación														
Todas las formas	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.3	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	1.3	1.2
Subsecuente aproximación														
W4	3.1	2.3	1.7	1.4	1.1	1.0	0.8	2.4	1.8	1.4	1.1	1.0	0.9	0.8
W6	3.2	2.7	2.1	1.7	1.4	1.2	1.0	2.8	2.2	1.7	1.4	1.1	1.0	0.9
W8	2.8	2.5	2.1	1.8	1.5	1.3	1.1	2.5	2.2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1
W8	2.5	2.3	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	2.4	2.2	2.0	1.7	1.5	1.3	1.2
W10	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	2.0	1.9	1.8	1.7	1.5	1.4	1.3
W12	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.2
W14	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2

Tabla 3.10 VALORES DE m

Cabe recalcar que el método de la carga axial equivalente es válido sólo cuando el momento flexionante no es muy grande en comparación con la carga axial, si es así este método brinda resultados económicos a la hora de escoger perfiles.

3.4. ELEMENTOS A FLEXIÓN (VIGAS)

3.4.1 TIPOS DE VIGAS

Las vigas son elementos que soportan cargas transversales. Existen muchos tipos de vigas como:

1. Viguetas: Son vigas dispuestas para soportar los pisos y techos de edificios.
2. Dinteles: Van sobre aberturas en muros de mampostería como puertas y ventanas.
3. Vigas de fachada: Estas soportan cargas de paredes exteriores de edificios.
4. Largueros de puente: Son vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento.

3.4.2 PERFILES USADOS COMO VIGAS²⁷

Los perfiles W resultan las secciones más económicamente aceptables al usarse como vigas (perfiles W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines, por ende mayores momentos de inercia) y han reemplazado casi por completo a canales y secciones S. Los canales se usan a veces como largueros cuando las cargas son pequeñas (tienen una resistencia a fuerzas laterales muy pobre y requieren de soporte lateral) y en lugares donde se requieran patines estrechos.

Perfiles S se utilizan en pocas ocasiones donde se requiere anchos de patines estrechos, cuando existen fuerzas cortantes grandes o cuando se requiere de mayores espesores de patín en la cercanía con el alma.

3.4.3 ESFUERZOS DE FLEXIÓN²⁸

Bajo cargas de trabajo (y hasta iniciar la fluencia) la distribución de esfuerzos en la sección transversal de una viga es lineal. En la Ilustración 3.43 se muestra que varía de una máxima compresión en las fibras del extremo superior, cero en la fibra neutral, o centroide, una máxima tensión en las fibras del extremo inferior.

La relación entre el momento y máximo esfuerzo de flexión (tensión o compresión) en la sección transversal dada es:

$$M = Sfb \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde

M: Momento de flexión debido a las cargas aplicadas, klb-pulg

S: $S = I/c$, Modulo de sección, en la dirección de la flexión, pulg³

fb: Esfuerzo máximo de flexión, ksi

I: Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje perpendicular a los momentos flexionantes, pulg⁴

²⁷ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 217

²⁸ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 2-28

c: Distancia desde el eje perpendicular a los momentos flexionantes hasta la fibra más alejada de la sección transversal, pulg

Esta expresión es aplicable solamente cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico.

Similarmente al inicio de la fluencia, donde empiezan a fluir las fibras extremas de la sección.

$$M_r = SF_y \quad \text{Ecuación 3.32}$$

Donde

M_r : Momento debido al esfuerzo de fluencia, klb-pulg

F_y : Esfuerzo de fluencia, ksi

Si el momento en una viga se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. En la plastificación total de la sección transversal:

$$M_p = ZF_y \quad \text{Ecuación 3.33}$$

Donde

M_p : Momento plástico, klb-pulg

Z : Modulo plástico de la sección, en la dirección de la flexión, pulg³

Cuando la distribución de momentos llega a esta etapa de plastificación se dice que se ha formado una articulación plástica porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección provocará una rotación en la viga con poco incremento del esfuerzo.

Debido a la presencia de esfuerzos residuales (cargas remanentes, como consecuencia de operaciones de rolado) la Ecuación 3.33 debe ser modificada de la siguiente manera:

$$M_r = Z (F_y - F_r) \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Donde

Fr: Máximo esfuerzo residual de compresión $F_r = 10$ ksi para perfiles rolados, $F_r = 16.5$ ksi para perfiles soldados

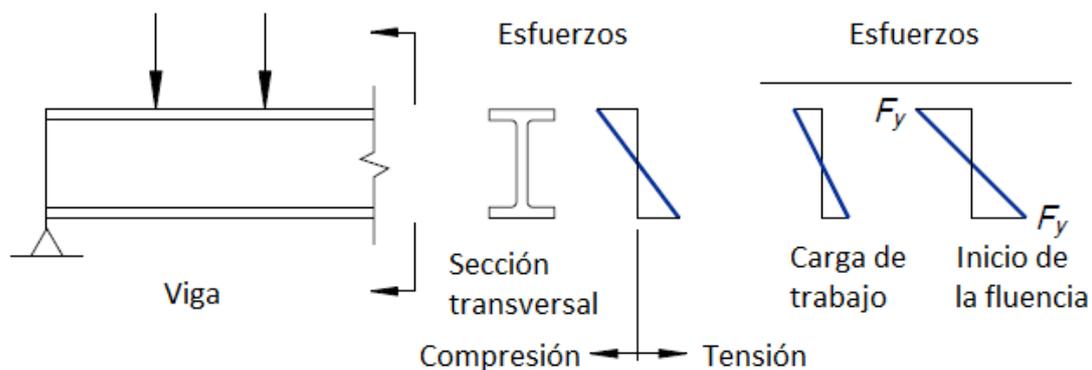


Ilustración 3.43 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA VIGA

La relación del momento plástico M_p con el momento de fluencia M_y se denomina Factor de forma. El valor del factor de forma en perfiles de sección rectangular es 1.5 y entre 1.1 y 1.2 para perfiles de secciones laminadas estándar.

3.4.4 DETERMINACIÓN DE COMPACTIBILIDAD DE UN PERFIL^{29 30}

Características geométricas de la sección (laminadas en caliente tipo I ó W). Para determinar si un perfil es compacto se debe utilizar las ecuaciones de la Tabla B5.1 de la AISC.

Para patines de vigas laminadas I y canales en flexión:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.35}$$

Para almas en compresión por flexión:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.36}$$

²⁹ AISC, "Code of Standard Practice", Estados Unidos, pp 6-38, 6-39

³⁰ Segui, William T., "Diseño de Estructuras de Acero con LRFD", Memphis, International Thomson Editores, 2da edición, 1999, pp 178.

Donde

b_f : Ancho del patín, pulg

t_f : Espesor del patín, pulg

h : Peralte de la viga, pulg

t_w : Espesor del alma, pulg

3.4.5 ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas no es tan estricto como el diseño de columnas visto en numerales anteriores. El esfuerzo de diseño a flexión en vigas, determinado por el estado límite de fluencia. Por lo que se establece las siguientes ecuaciones tomados de las AISC.

$$M_d = \phi_b M_n \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación 3.38}$$

Donde

M_d : Momento flexionante de diseño, klb-pulg

M_n : Momento flexionante nominal, klb-pulg

M_p : Momento flexionante plástico ($M_p = F_y Z_x \leq 1.5 M_y$ para secciones homogéneas), klb-pulg

Z_x : Modulo plástico de la sección, pulg³

ϕ_b : Factor de resistencia a la flexión $\phi_b = 0.9$ ³¹

3.4.5.1 Diseño de vigas por momentos³²

En la Ilustración 3.44 observamos que las vigas tienen tres intervalos de pandeo, que dependen de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en el intervalo de pandeo plástico. Cuando se incrementa la separación

³¹ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-52

³² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 242

entre los soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente. Y en el momento de tener longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente.

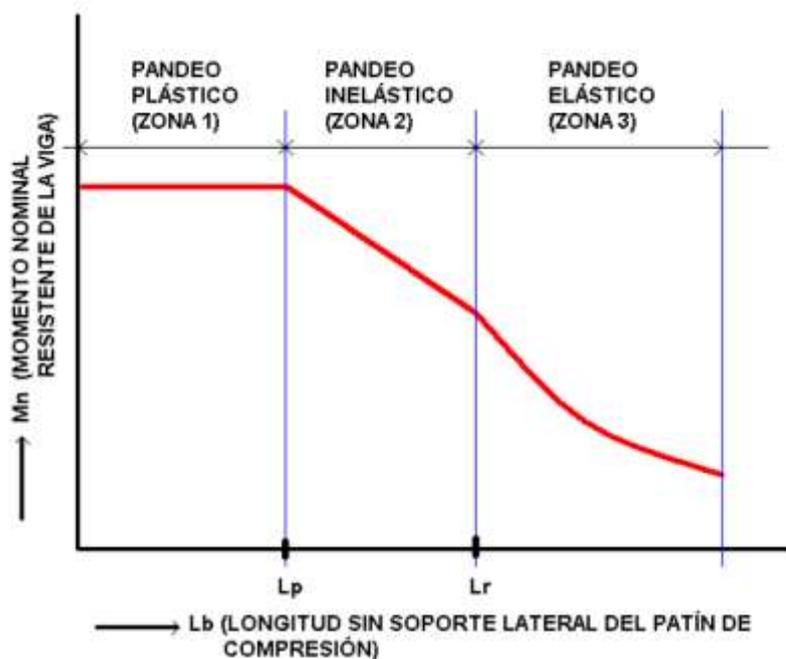


Ilustración 3.44 MOMENTO NOMINAL EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD, NO SOPORTADA LATERALMENTE, DEL PATÍN DE COMPRESIÓN.

La AISC no especifica el diseño de para longitudes de vigas menores que L_p , en este proyecto se analizará solo los dos intervalos restantes.

3.4.5.1.1 Pandeo inelástico

Un patín de compresión con soporte lateral intermitente, este soporte no es suficiente para que el elemento alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo.

Si la longitud sin soporte lateral, L_b , de una sección I o C es mayor que L_p , la viga fallará inelásticamente a menos que L_b sea mayor que L_r donde fallará elásticamente. En resumen $L_p \leq L_b \leq L_r$. Según la AISC se aplica la siguiente ecuación.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Donde

Mn: Momento flexionante nominal, klb-pulg

Mp: Momento flexionante plástico ($M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$ para secciones homogéneas), klb-pulg

Zx: Modulo plástico de la sección, klb-pulg

Mr: Momento debido al esfuerzo de fluencia $M_r = Z(F_y - F_r)$, klb-pulg

Lb: Distancia entre los puntos soportados para prevenir la torsión de la sección transversal, pulg

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

Donde

$$r_{ts}: r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

ho: Distancia entre los centroides de los patines, pulg

J: Constante torsional de la sección, pulg⁴

c: c=1, para vigas tipo I

Cw: Constante torsional, pulg⁶

Cb: Coeficiente de flexión

El coeficiente de flexión es un término que se incluye en las ecuaciones para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral. El pandeo lateral puede verse afectado de forma apreciable por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro.

$$C_b = \frac{12.5 M_{máx}}{2.5 M_{máx} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

Donde

$M_{\text{máx}}$: Momento más grande en un segmento no soportado de la viga

M_A , M_B , M_C : Valores absolutos de los momentos en los puntos $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, y $\frac{3}{4}$ respectivamente

El coeficiente C_b es igual a 1 para voladizos donde el extremo libre no está soportado lateralmente.

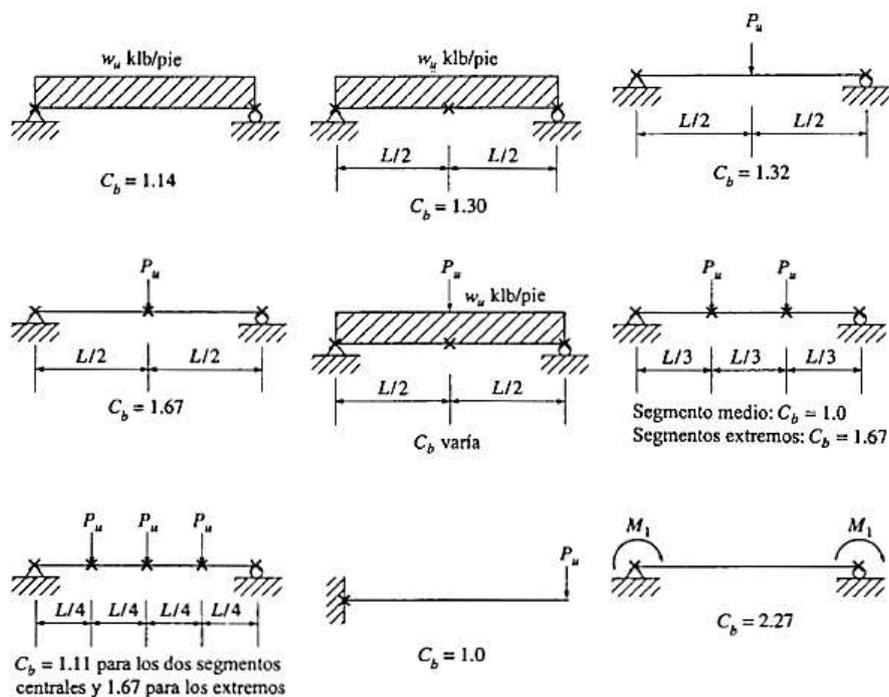


Ilustración 3.45 EJEMPLOS DE VALORES DE C_b

3.4.5.1.2 Pandeo elástico

Una viga que no tiene soporte lateral, puede fallar por pandeo lateral respecto al eje más débil entre los puntos de soporte lateral. No importa que la viga este cargada de modo que esta debería flexionarse con respecto a su eje fuerte.

Primero la viga se flexionará con respecto a su eje fuerte hasta que alcance un valor de momento crítico M_{cr} , en ese momento se producirá un pandeo lateral respecto al eje débil. La tensión que se produce en el otro patín tratará de mantener la viga recta. En conclusión el pandeo será la combinación de flexión lateral y torsión de la sección transversal de la viga.

La longitud sin soporte del patín de compresión debe ser mayor que L_r .

El momento crítico M_{cr} se calcula con la siguiente ecuación tomada de la norma AISC:

$$M_n = M_{cr}$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad \text{para } L_b > L_r \quad \text{Ecuación 3.43}$$

Donde

M_{cr} : Momento crítico de pandeo lateral, klb-pulg

G: Modulo de elasticidad por cortante, G= 11200 ksi

J: constante de torsión, pulg⁴

C_w : Constante de alabeo, pulg⁶

La Ecuación 3.43 es aplicable para elementos con secciones I compactas con doble simetría, a canales cargadas en el plano de sus almas y a secciones I con simetría simple con sus patines de compresión mayores que los de tensión.

3.4.6 ECUACIONES PARA EL DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

En la AISC se muestran las ecuaciones de interacción para perfiles simétricos sometidos a cargas que generan flexión y tensión axial.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \text{Ecuación 3.44}$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \text{Ecuación 3.45}$$

Donde

P_u : Carga requerida, es la máxima carga de tensión a la cual debe estar sometida la viga, klb

$\phi_c P_n$: Carga de tensión de diseño, klb

ϕ_c : Factor de resistencia a la tensión, $\phi_c=0.9$

P_n : Carga nominal de tensión, klb

M_u : Momento requerido, es el momento máximo de flexión al cual debe estar sometida la viga, klb-pulg ó klb-pie

$\phi_b M_n$: Momento de flexión de diseño, klb-pulg ó klb-pie

ϕ_b : Factor de resistencia a la flexión, $\phi_b=0.9$

M_n : $M_n=M_p$ =Momento nominal, klb-pulg ó klb-pie

3.4.7 FUERZA Y ESFUERZO CORTANTE

Si una viga es cargada por fuerzas o momentos esta se flexiona apareciendo esfuerzos cortantes debido al cambio de la longitud de sus fibras longitudinales. En la parte donde existe un esfuerzo de tensión (en vigas generalmente en el patín inferior) las fibras se alargan, en la parte donde existe un esfuerzo de compresión (en vigas generalmente en el patín superior) las fibras se acortan y existirá una zona intermedia donde las fibras no cambien su longitud.

En general el esfuerzo cortante no significa un problema en vigas de acero porque en los perfiles tipo W o I laminados en caliente, sus almas son capaces de soportar grandes esfuerzos cortantes, aunque existen situaciones donde los esfuerzos cortantes se deben tomar en cuenta, estas situaciones se detallan a continuación:³³

1. Cuando existen grandes cargas cerca de los apoyos de la viga, generándose grandes fuerzas cortantes sin incrementar los momentos flexionantes. Por ejemplo al ubicar una columna fuera del eje con respecto a las columnas del piso inferior.
2. Cuando las vigas están despatinadas, como se observa en la Ilustración 3.46. En este caso las fuerzas cortantes deben tomarse con el peralte reducido de la viga. Un caso parecido se presenta cuando las almas contienen agujeros para ductos o para otros fines.

³³ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 279

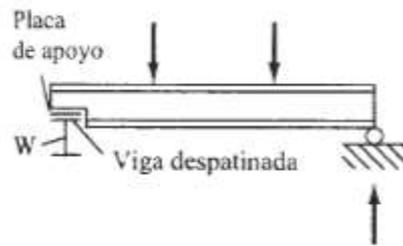


Ilustración 3.46 ESQUEMA DE UNA VIGA DE DESPATINADA SOMETIDA A ESFUERZOS CORTANTES

3. Cuando existen perfiles de alma delgada (perfiles laminados en frío), aun con cargas ordinarias se generan fuerzas cortantes considerables.

3.4.7.1 Ecuaciones para el diseño a corte

La norma AISC establece una serie de ecuaciones para el diseño a corte de vigas las cuales se establecen a continuación:

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r \quad \text{Ecuación 3.46}$$

Donde:

V_n : Carga nominal de corte de una viga, klb

F_y : Esfuerzo de fluencia, ksi

A_w : Área el alma ($d \cdot t_w$ donde d distancia entre el patín inferior y patín superior, y t_w espesor del alma), pulg²

V_d : Carga de corte de diseño, klb

ϕ_v : Factor de carga de corte (LRFD), $\phi_v=0.9$ ³⁴

V_u , V_r : Carga requerida, es la máxima carga de corte a la cual debe estar sometida la viga, klb

Para $h / t_w \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad \text{Ecuación 3.47}$$

³⁴ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-113

Para $2.24 \sqrt{E / F_y} < h / t_w \leq 234 \sqrt{k_v / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w (187 \sqrt{k_v / F_y}) / (h / t_w) \quad \text{Ecuación 3.48}$$

Para $h / t_w > 234 \sqrt{k_v / F_y}$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / t_w)^2 \quad \text{Ecuación 3.49}$$

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2 \quad \text{ó} \quad k_v = 5 \text{ cuando } a / h > 3 \text{ ó } a / h > [260 / (h / t_w)]^2$$

a: Distancia entre rigidizadores transversales, pulg

h: Para perfiles laminados, la distancia libre entre bridas menos el filete o radio de la esquina, pulg

Para perfiles soldados, la distancia libre entre bridas, pulg

3.4.8 DEFLEXIONES³⁵

Las vigas de acero tienen unas deflexiones limitadas por las siguientes razones:

1. Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por las vigas consideradas.
2. La estética de estructuras se ve drásticamente afectada por vigas con deflexiones excesivas, además de que se observa como insegura una edificación con estas características.

Se ha delimitado las deflexiones por carga viva a aproximadamente 1/360 de la longitud del claro, aunque hay delimitaciones más estrictas en el caso de que la edificación vaya a soportar maquinaria delicada o de precisión siendo estas entre valores de 1/1500 a 1/2000 de la longitud del claro.

Las especificaciones de AASHTO (1989), fijan las deflexiones de vigas de acero por efecto de cargas vivas e impacto a 1/800 de la longitud del claro.

³⁵ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp 283-284

En la misma especificación de AASHTO indica que para puentes de áreas urbanas y que también es de uso peatonal se recomienda un valor de 1/1000 de la longitud del claro.

La norma AISC no especifica un valor de deflexión máximo por el hecho de que las estructura en la actualidad tienen diferentes formas y utilizan diferentes materiales en su construcción por lo que es casi imposible predecir su comportamiento antes de un diseño.

Al utilizar los métodos teóricos de deflexión como el área de momentos y los de viga conjugada se obtiene la siguiente expresión que nos permite calcular la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente distribuida.

$$\Delta_L = \frac{5 wL^4}{384 EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

Donde

L: Longitud del claro de la viga, pulg

w: Carga a la cual está sometida la viga, klb/pulg

E: Modulo de elasticidad, kpsi

Otras ecuaciones para el cálculo de deflexiones:³⁶

1. Para una carga concentrada en el centro.

$$\Delta_L = \frac{QL^3}{48 EI} \quad \text{Ecuación 3.51}$$

2. Para dos cargas concentradas en los tercios del claro.

$$\Delta_L = \frac{23 QL^3}{648 EI} \quad \text{Ecuación 3.52}$$

3. Para una carga distribuida uniformemente.

$$\Delta_L = \frac{wL^4}{8 EI} \quad \text{Ecuación 3.53}$$

³⁶ Código de Práctica Ecuatoriano; CPE INEN 5; Parte 1:2001; Deflexiones; Capitulo 7; Literal 7.1; Tabla 7.1(a); Pagina 6

4. Para una carga concentrada en el extremo.

$$\Delta_L = \frac{QL^3}{3EI} \quad \text{Ecuación 3.54}$$

Donde

Q: Carga puntual, klb

3.5. DISEÑO DE PLACA BASE

Una columna cuando es montada en la parte superior de un cimiento, o de una zapata aislada, se requiere que la carga que genera esta se distribuya en un área grande para evitar que el concreto sufra un sobreesfuerzo.

Para esto se coloca una placa de acero donde las cargas que genera la columna se distribuyan en un área mayor, es decir el tamaño de la placa y no el tamaño del perfil. Esta placa puede soldarse directamente al perfil de la columna o unirse por medio de un ángulo remachado o soldado como se puede apreciar en la Ilustración 3.47.

Es muy importante la colocación de las placas de acero, si las mismas no están colocadas en sus elevaciones correctas se generarán cambios en los esfuerzos de vigas y columnas.

La carga que genera la columna se transfiere a la zapata de soporte mediante la placa base. Si el área del concreto de soporte A_2 es mayor que el área de la placa A_1 entonces la resistencia del concreto será mayor.

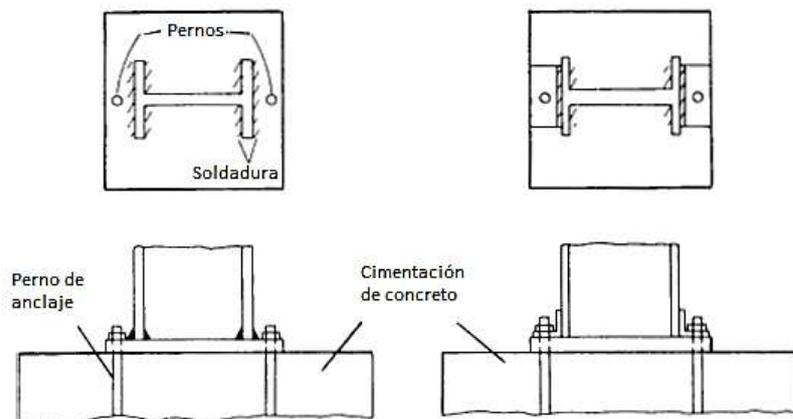


Ilustración 3.47 PLACAS BASE PARA COLUMNAS

Las placas base de una columna tienen sus medidas en el intervalo siguiente:

Longitudes: Múltiplos de pares de pulgada.

Espesores: En el intervalo de 1/8" a 1 1/4" en múltiplos de 1/8" y múltiplos 1/4 para valores mayores que el intervalo anterior.

Debe existir un contacto total entre la placa base y la columna para que la carga se distribuya uniformemente. Si se cumple la premisa anterior y el espesor de la placa base es menor de 2" la AISC estipula la misma no necesita ser maquinada, además si la superficie inferior de la placa base está en contacto total con la cimentación esta tampoco necesita ser maquinada.

La AISC establece las siguientes ecuaciones para determinar la resistencia de diseño de la placa base.³⁷

$$Pd = \phi_c Pp \geq Pu = Pr \quad \text{Ecuación 3.55}$$

Donde:

Pd: Carga de diseño de la placa base, klb

ϕ_c : Factor de carga (LRFD); $\phi_c = 0.6$

Pu, Pr: Carga requerida, es la máxima carga a la cual debe estar sometida la placa base, klb

Donde Pp se obtiene dependiendo de los siguientes casos:

1. La placa está apoyada sobre toda el área del concreto.

$$Pp = 0.85 f'_c A_1 \quad \text{Ecuación 3.56}$$

2. La placa está parcialmente apoyada sobre el área del concreto

$$Pp = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad \text{Ecuación 3.57}$$

Donde

f'_c : Resistencia a compresión a los 28 días del concreto, ksi

³⁷ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-90

A_1 : Área de la placa base apoyada en el concreto, pulg²

A_2 : Área máxima del concreto donde se coloca la placa base, pulg²

$$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$$

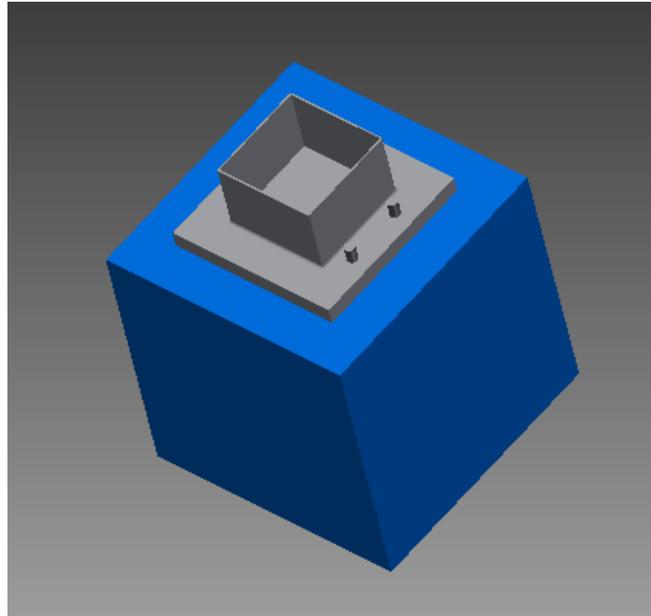


Ilustración 3.48 ESQUEMA CONEXIÓN COLUMNA PLACA BASE

3.5.1 ESPESOR DE LA PLACA BASE³⁸

El cálculo del espesor de la placa base, se consideran momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con dimensiones m y n , como se muestra en la Ilustración 3.49. Las ecuaciones para el cálculo del espesor t de la placa base son:

$$t = m \sqrt{\frac{2 P_{ueq}}{0.9 F_y B N}} \quad \text{ó} \quad t = n \sqrt{\frac{2 P_{ueq}}{0.9 F_y B N}} \quad \text{Ecuación 3.58}$$

Donde

P_{ueq} : Carga axial equivalente, klb

B y N : Dimensiones de la placa base (largo y ancho), pulg

³⁸ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp206

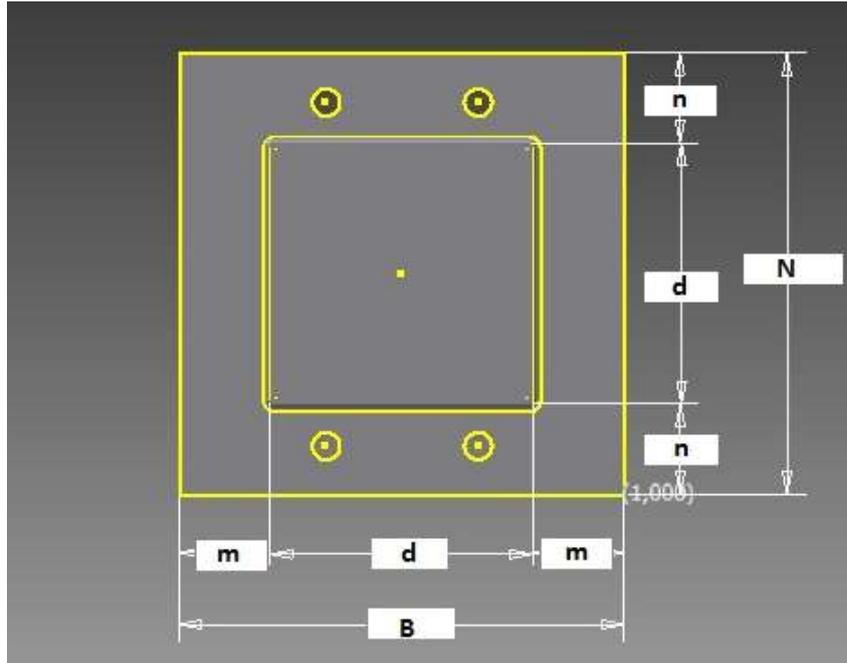


Ilustración 3.49 ESQUEMA DE LA PLACA BASE

3.6. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE³⁹

Los pernos de anclaje nos permiten unir el conjunto placa base-columna con la zapata, ya que estos se encuentran fijos en la zapata.

Las ecuaciones para el diseño de pernos de anclaje se exponen a continuación:

$$M = nFdo \quad \text{Ecuación 3.59}$$

Donde

M: Momento de volteo en la base de la columna, klb-pulg

F: Fuerza de tensión requerida para el perno de anclaje, klb

n: Numero de pernos de anclaje a cada lado

do: Distancia entre los centros de los pernos de anclaje, pulg

El siguiente procedimiento se lo realiza siguiendo la norma AISC

1. Determinar la carga requerida del perno de anclaje.

$$F = Tu = 0.75 \phi_t FuAg \quad \text{Ecuación 3.60}$$

³⁹ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 8-90, 11-54

Donde

ϕ_t : Factor de resistencia a la tracción, $\phi_t=0.9$

Fu: Esfuerzo a la ruptura de las varillas de acero, Fu= 79 ksi

Ag: Área del perno de anclaje, pulg²

2. Determinar la longitud del perno de anclaje dentro de la zapata.

$$L_h = \frac{T_u / 2}{0.7 f'_c d} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

Donde

f'_c : Resistencia a compresión a los 28 días del concreto, ksi

d: Diámetro del perno de anclaje, pulg

3.6.1 DISEÑO DEL ROSCADO DEL PERNO DE ANCLAJE

Para miembros a tensión se tiene:

$$T_{d1} = 0.9 F_y A_g = 0.9 F_y A_r \quad \text{Ecuación 3.62}$$

$$T_{d2} = 0.75 F_u A_e = 0.75 F_u (0.75 A_r) = 0.5625 F_u A_r \quad \text{Ecuación 3.63}$$

Donde

T_{d1}: Carga requerida del perno de anclaje, klb

T_{d2}: Carga de diseño de la parte roscada, klb

F_y: Esfuerzo de fluencia, kpsi

A_r: Área nominal de la sección transversal de la barra, pulg²

La Ecuación 3.63 es independiente del tipo de rosca (paso, número de hilos/pulg. etc.

3.7. CONEXIONES SOLDADAS

Las conexiones de placa base- columna, columna-viga, viga-vigas secundarias se las realizará por medio de soldadura.

El proceso de soldadura utilizado será el SMAW (soldadura de arco metálico protegido) en el cual se produce coalescencia del metal con calor del arco entre el electrodo y la pieza o material base, es uno de los procesos más utilizados para producción, mantenimiento, reparación y construcción en campo (excepto en la construcción de puentes debido a su baja velocidad de producción).

Ventajas del proceso SMAW

1. Equipo relativamente sencillo, económico y portátil.
2. Electrodo proporciona metal de aporte y la protección contra el medio externo.
3. No se requiere gas de protección auxiliar.
4. Es menos sensible al viento y corrientes de aire.
5. Se puede usar en áreas de acceso limitado.
6. Sirve para la mayoría de metales de uso común.

El electrodo está constituido por el núcleo que es una varilla trefilada de acero con una cobertura que cumple con las siguientes funciones:

1. Provee de un gas protector al cordón de soldadura.
2. Suministra: limpiadores, desoxidantes, fundentes, purifica la soldadura y evita el crecimiento excesivo de grano.
3. Establece las características eléctricas del electrodo.
4. Proporciona el manto de escoria que protege el metal de aporte del medio externo.
5. Es el medio para añadir elementos de aleación.

La cobertura puede tener:

1. Compuestos ionizantes: Como el sodio (Na) y el potasio (K) que permiten el paso de corriente cuando se invierte la polaridad en CA (corriente alterna).
2. Polvos de hierro: Aumenta la tasa de depósito y la velocidad de soldadura, se arrastra por toda la soldadura.

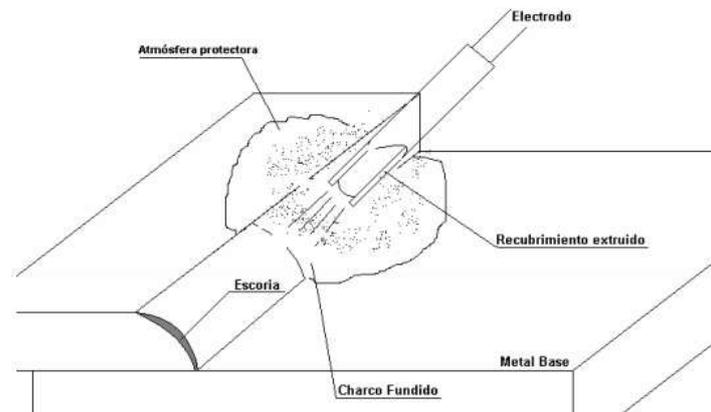


Ilustración 3.50 ESQUEMA DEL PROCESO DE SOLDADURA SMAW

La norma AWS A5.1 regula las especificaciones de los electrodos de acero al carbón, su denominación y clasificación. Ejemplos; E6010, E6011, E7018

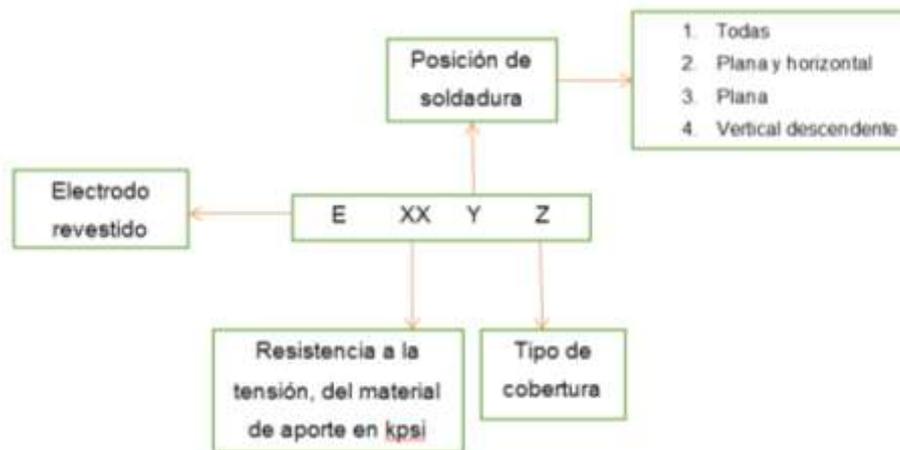


Ilustración 3.51 DENOMINACIÓN DE LOS ELECTRODOS SEGÚN LA AWS A5.1⁴⁰

⁴⁰ ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, END,2012, "Soldadura de producción y mantenimiento", Ecuador, pp66

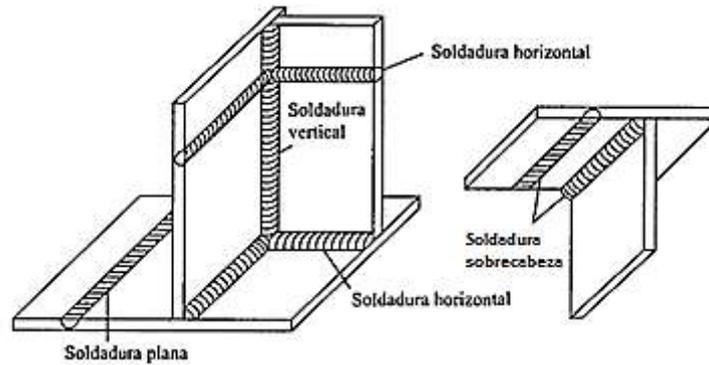


Ilustración 3.52 POSICIONES DE SOLDADURA

3.7.1 SÍMBOLOS PARA SOLDADURA⁴¹

La AWS especifica una forma de identificación de soldaduras que usa símbolos, en la identificación se da toda la información requerida con líneas y números, ocupando un pequeño lugar en los planos, eliminando así la necesidad de dibujos de soldaduras.

POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	RANURA O A TOPE						
			CUADRADO	V	BISEL	U	J	ENSANCHAMIENTO	ENSANCHAMIENTO DE BISEL
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				

Ilustración 3.53 SÍMBOLOS COMÚNMENTE USADOS EN SOLDADURA⁴²

⁴¹ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp444

⁴² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp444

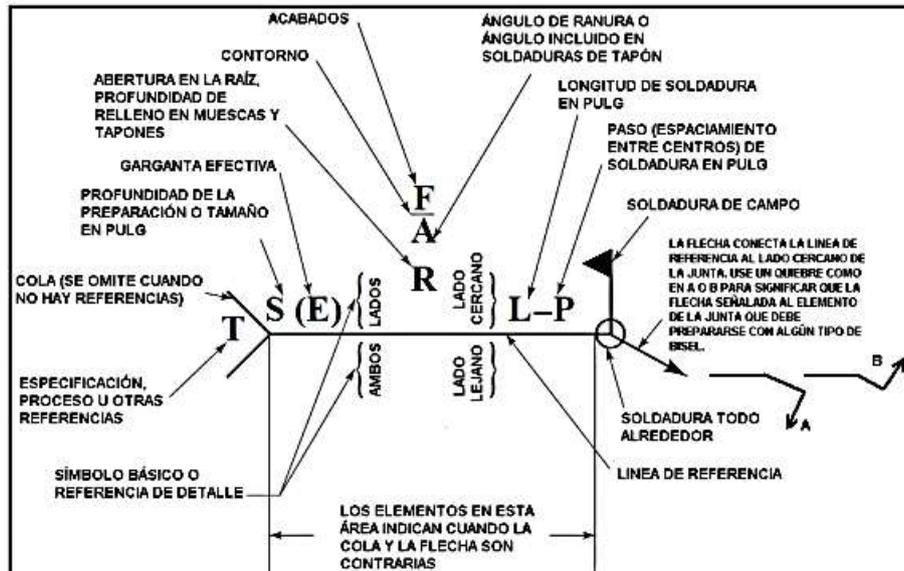


Ilustración 3.54 UBICACIÓN DE LOS SÍMBOLOS DE SOLDADURA⁴³

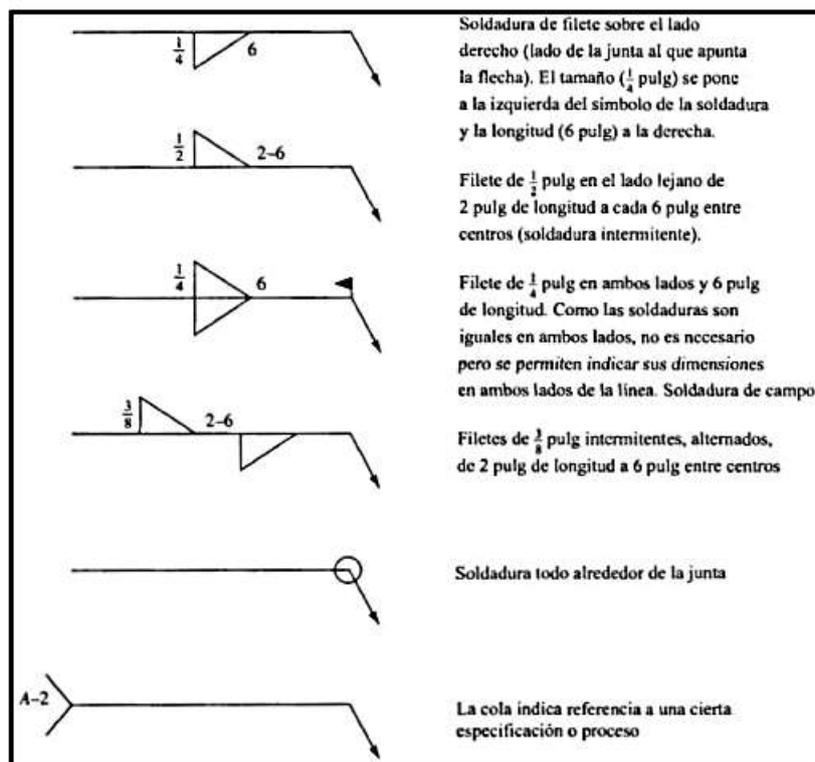


Ilustración 3.55 EJEMPLOS DE SOLDADURAS⁴⁴

⁴³ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp444

⁴⁴ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp445

3.7.2 SOLDADURA DE FILETE

Las soldadura de filete tienen una resistencia considerablemente mayor a la tensión y compresión que al corte, debido a esto los esfuerzos que deben ser tomados en cuenta son los esfuerzos de corte.

Las pruebas a la ruptura en soldaduras de filete demuestran que estas fallan en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta.

3.7.2.1 Área efectiva para la soldadura de filete

Para calcular la carga máxima que puede resistir la soldadura de filete se tiene que multiplicar el esfuerzo de corte permisible por el área efectiva de la soldadura de filete, y esta será igual a la longitud efectiva de la soldadura por la garganta efectiva de la misma, para una mejor apreciación se debe observar la Ilustración 3.56.

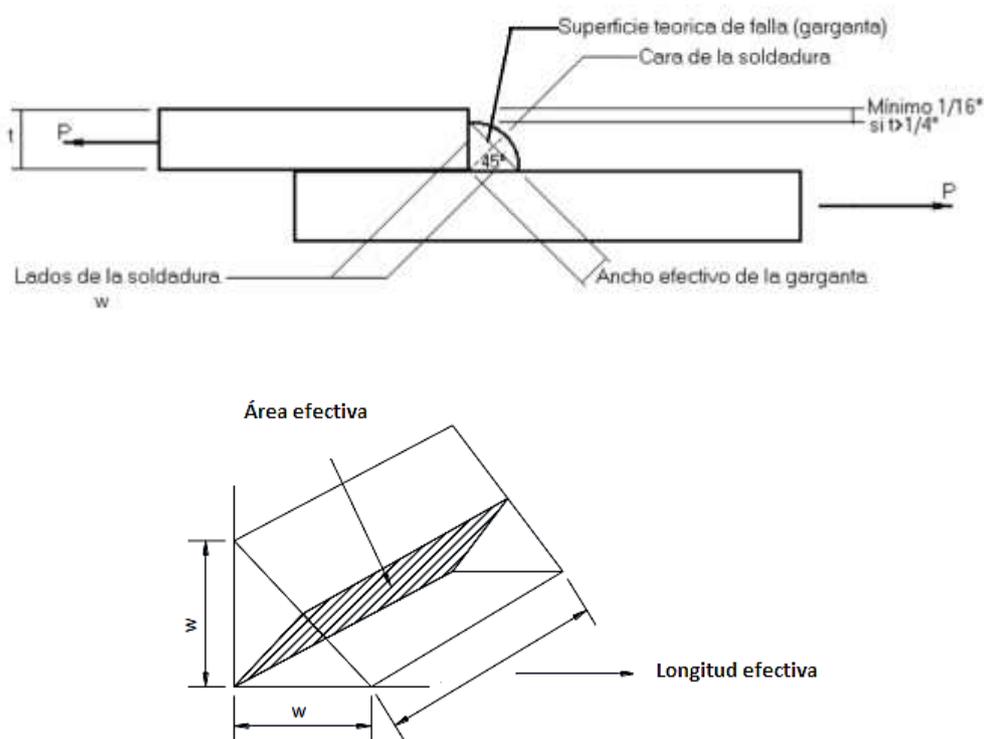


Ilustración 3.56 ESQUEMA DEL ÁREA EFECTIVA

Cuando los lados w de la soldadura de filete son iguales la garganta efectiva se la calcula de la siguiente manera:

$$ge = w \text{Sen } 45^\circ$$

Ecuación 3.64

Donde

ge: Garganta efectiva de la soldadura de filete, pulg

w: Lado de la soldadura, pulg

Por lo tanto el área efectiva queda de la siguiente manera:

$$A_w = geLe \quad \text{Ecuación 3.65}$$

Donde

A_w : Área efectiva, pulg²

Le: Longitud efectiva, pulg

3.7.2.2 Tamaño mínimo de la soldadura de filete

La AISC establece que el tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla 3.11.

Espesor del material de las partes unidas [pulg]	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [pulg]
Menor o igual a 1/4	1/8
Mayor a 1/4 y menor o igual a 1/2	3/16
Mayor a 1/2 y menor o igual a 3/4	1/4
Mayor a 3/4	5/16

Tabla 3.11 Tamaños de la soldadura de filete.⁴⁵

3.7.3 CARGA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURA DE FILETE

La carga de diseño de las soldaduras de filete deben tener un valor menor entre la carga del metal base determinado por los estados límites de tracción y corte y la carga del metal de aporte.

⁴⁵ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-75

Tipo de soldadura y esfuerzo	Material	Factor de resistencia ϕ	Esfuerzo nominal F_{BM} o F_w	Nivel de resistencia requerido
Soldaduras de filete				
Cortante en el área efectiva	Metal base Metal de aporte	0.75	F_y $0.6F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.9	F_y	

Tabla 3.12 DISEÑO DE ESFUERZOS DE SOLDADURA⁴⁶

El metal de aporte (electrodo) deberá tener propiedades similares al del metal base. Si lo anterior se cumple se dice que el metal de aporte es compatible con el metal base.

La AISC establece que la carga de diseño de una soldadura especifica ϕF_w y ϕF_{BM} .

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u \quad \text{Ecuación 3.66}$$

$$R_n = R_{dBM} = F_{BM} A_{BM} \quad \text{Ecuación 3.67}$$

$$R_n = R_{dw} = F_w A_w \quad \text{Ecuación 3.68}$$

Donde

R_n : Carga nominal, klb

R_{dBM} : Carga de diseño del metal base, klb

R_{dw} : Carga de diseño del metal de aportación, klb

F_{BM} : Esfuerzo nominal del metal base, ksi

F_w : Esfuerzo nominal del metal de aportación, ksi

⁴⁶ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-78

A_{BM} : Área de la sección transversal del metal base, pulg²

A_w : Área efectiva de la sección transversal del metal de aportación, pulg²

ϕ : Factor de resistencia

La resistencia de diseño R_d de un cordón de tamaño w , longitud L y resistencia del metal de aporte F_{EXX} también se puede establecer de la siguiente manera

$$\phi R_n = 0.75 w \text{Sen } 45^\circ L * 0.6 F_{EXX} \quad \text{Ecuación 3.69}$$

Donde

w : Tamaño de la soldadura, pulg

L : Longitud total de la soldadura, pulg

F_{EXX} : Resistencia del material de aporte (soldadura), ksi

Cabe recalcar que la Ecuación 3.69 es válida cuando existe un esfuerzo cortante en el área efectiva de la soldadura.

La resistencia de diseño R_d del material base adyacente a la soldadura con un esfuerzo de fluencia F_y también se puede establecer de la siguiente manera.

$$\phi R_n = 0.9 t_w L F_y \quad \text{Ecuación 3.70}$$

Donde

t_w : Espesor del material base adyacente a la soldadura, pulg

L : Longitud total de la soldadura, pulg

F_y : Esfuerzo de fluencia del material base adyacente a la soldadura, ksi

Cabe recalcar que la Ecuación 3.70 es válida cuando existe un esfuerzo cortante en la sección transversal del material base.

3.8. DESPATINAMIENTO⁴⁷

Cuando se necesita acoplar una viga secundaria al alma de la viga primaria, y la viga secundaria debe quedar al ras, el extremo de la viga soportada debe ranurarse en la parte superior como se ve en la Ilustración 3.57 para evitar

⁴⁷ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp798

interferencia con el patín de la viga principal. Esta ranura tiene una característica rectangular con una esquina con un radio de curvatura para evitar los concentradores de esfuerzos. La profundidad mínima del corte d_{corte} debe ser al menos igual a la distancia k de la viga principal, de modo que quede libre el filete de su alma.

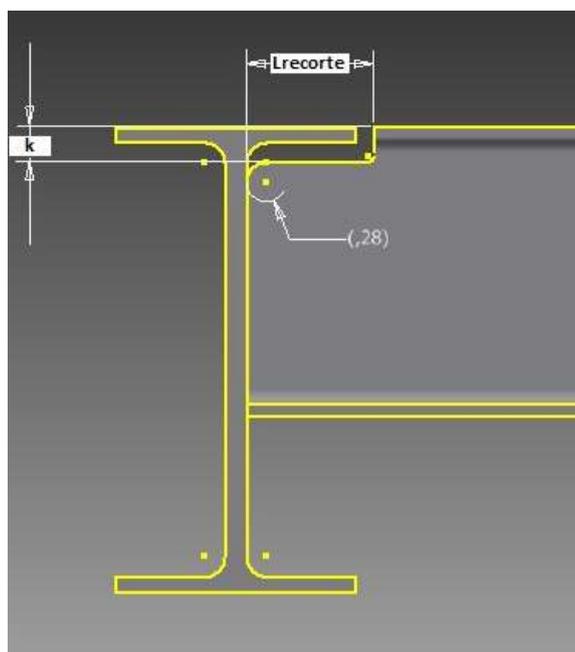


Ilustración 3.57 RECORTE DE VIGA O DESPATINAMIENTO

Así se tiene:

$$d_{\text{corte}} = k \quad \text{Ecuación 3.71}$$

$$k = \frac{h - d'}{2} \quad \text{Ecuación 3.72}$$

Donde

k : Para perfiles laminados se lo obtiene de la tabla 1-1 del LRFD

La longitud de corte es:

$$L_{\text{recorte}} = 1/2 bf - 1/2 tw - 1/2 + (1/2 \text{ a } 3/4) \quad \text{Ecuación 3.73}$$

Donde

bf : Ancho del patín de la viga principal, pulg

tw : Espesor del alma de la viga principal, pulg

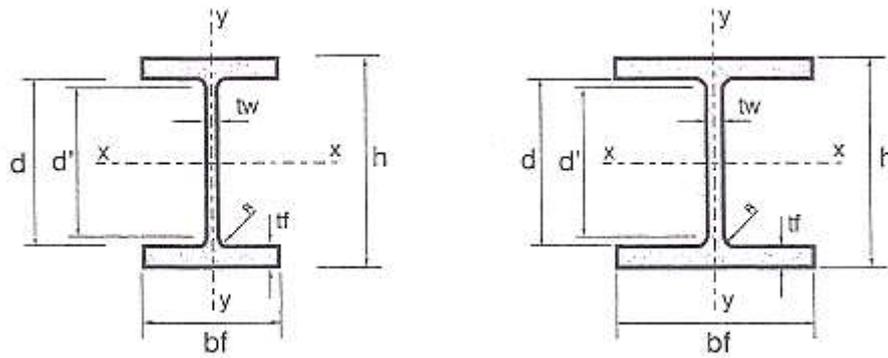


Ilustración 3.58 NOMENCLATURA DE LOS PERFILES LAMINADOS

3.9. DISEÑO DE CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS^{48 49}

Las especificaciones LRFD dividen las conexiones como totalmente restringidas (tipo FR) y como parcialmente restringidas (tipo PR).

1. Las conexiones tipo FR son conexiones rígidas, esto quiere decir que los ángulos entre los elementos permanecen relativamente sin cambio cuando se aplican cargas.
2. Las conexiones tipo PR presentan una rigidez insuficiente para mantener los ángulos entre los elementos sin variación cuando se aplican cargas.

En la realidad como se dijo en apartados anteriores no existen conexiones perfectamente rígidas o completamente flexibles, estableciéndose así que las conexiones son parcialmente restringidas PR en mayor o menor grado.

Las conexiones semirrígidas tienen una considerable resistencia a la rotación del extremo, desarrollándose así momentos en los extremos de consideración. En la práctica el diseñador o proyectista en un afán de simplificar el análisis considera todas las conexiones como rígidas o flexibles sin tomar en consideración situaciones intermedias, con esto se pierde una oportunidad de reducir los momentos en los extremos. Estas conexiones se utilizan a menudo pero por lo general al calcular no se aprovecha la ventaja de reducir los momentos debido a que las especificaciones LRFD son limitadas y solo permiten la consideración de conexiones semirrígidas, cuando se presenta evidencia de que son capaces de

⁴⁸ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp 6-25

⁴⁹ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp493, 495, 496

resistir un porcentaje del momento resistente que proporciona una conexión completamente rígida.

3.10. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO

Una soldadura utilizada para conectar los ángulos al alma de la viga se la denomina Soldadura A y una soldadura que sirve para conectar la viga a otro miembro se la denomina Soldadura B.

1. Generalmente se utilizan ángulos de $4 \times 3 \frac{1}{2}$ pulg con el lado de $3 \frac{1}{2}$ pulg conectado al alma de la viga.
2. El espesor del ángulo seleccionado es igual al tamaño de la soldadura mas $1/16$ pulg.

La Tabla 9-4 de la especificación LRFD, proporciona la información necesaria para diseñar conexiones estandar a base de ángulos soldados, o sea con soldadura A y B.

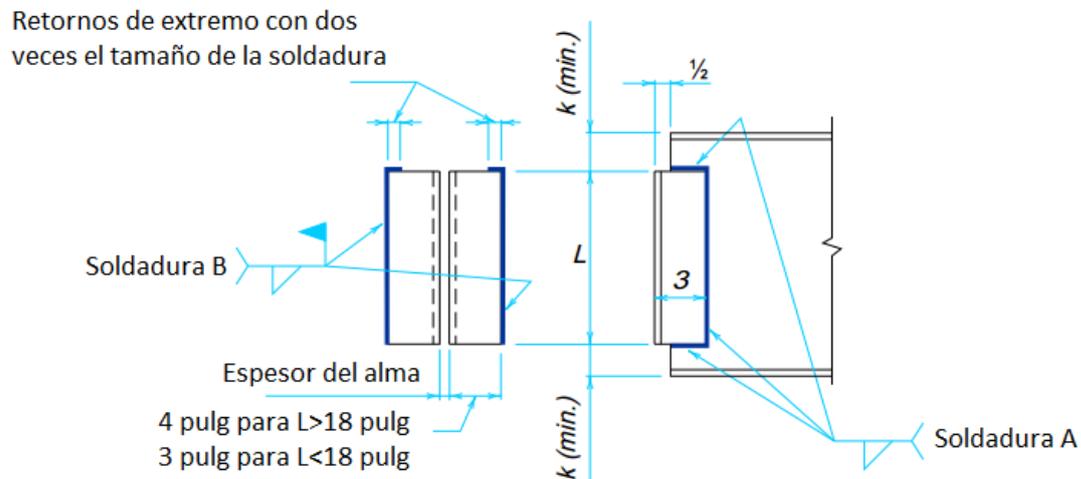


Ilustración 3.59 ESQUEMA DE SOLDADURAS A Y B

L	Soldadura A (ksi)				Soldadura B (ksi)			
	Tamaño sold. pulg.	ϕR_n klb	Espesor mínimo del alma de la viga		Tamaño sold. pulg.	ϕR_n klb	Espesor mínimo del alma de la viga	
			Fy=36 ksi	Fy=50 ksi			Fy=36 ksi	Fy=50 ksi
16	5/16	318	0.72	0.52	3/8	222	0.43	0.31
	1/4	255	0.57	0.41	5/16	185	0.36	0.26
	3/16	191	0.43	0.31	1/4	148	0.29	0.21
14	5/16	546	0.72	0.52	3/8	185	0.43	0.31
	1/4	437	0.57	0.41	5/16	154	0.36	0.26
	3/16	328	0.43	0.31	1/4	123	0.29	0.21
12	5/16	516	0.72	0.52	3/8	149	0.43	0.31
	1/4	413	0.57	0.41	5/16	124	0.36	0.26
	3/16	310	0.43	0.31	1/4	99.3	0.29	0.21
10	5/16	487	0.72	0.52	3/8	113	0.43	0.31
	1/4	390	0.57	0.41	5/16	94.6	0.36	0.26
	3/16	292	0.43	0.31	1/4	75.7	0.29	0.21
9	5/16	459	0.72	0.52	3/8	96.2	0.43	0.31
	1/4	367	0.57	0.41	5/16	80.2	0.36	0.26
	3/16	275	0.43	0.31	1/4	64.2	0.29	0.21
8	5/16	432	0.72	0.52	3/8	79.5	0.43	0.31
	1/4	346	0.57	0.41	5/16	66.3	0.36	0.26
	3/16	259	0.43	0.31	1/4	53.0	0.29	0.21
7	5/16	404	0.72	0.52	3/8	63.6	0.43	0.31
	1/4	323	0.57	0.41	5/16	53.0	0.36	0.26
	3/16	242	0.43	0.31	1/4	42.4	0.29	0.21
6	5/16	376	0.72	0.52	3/8	48.7	0.43	0.31
	1/4	301	0.57	0.41	5/16	40.6	0.36	0.26
	3/16	226	0.43	0.31	1/4	32.4	0.29	0.21
5	5/16	348	0.72	0.52	3/8	35.1	0.43	0.31
	1/4	278	0.57	0.41	5/16	29.2	0.36	0.26
	3/16	209	0.43	0.31	1/4	23.4	0.29	0.21
4	5/16	318	0.72	0.52	3/8	23.2	0.43	0.31
	1/4	255	0.57	0.41	5/16	19.3	0.36	0.26
	3/16	191	0.43	0.31	1/4	15.5	0.29	0.21

Tabla 3.13 VALORES DE DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO⁵⁰

Para el diseño de la soldadura B se utilizará los valores de la Tabla 3.13, y para el diseño de la soldadura A se dispondrá de la siguiente expresión.

$$twb \geq \frac{0.088 F_{EXX} D}{F_{ub}} \quad \text{Ecuación 3.74}$$

Donde

twb: Espesor del alma de la viga, pulg

F_{EXX}: Resistencia del material de aporte (soldadura), ksi

⁵⁰ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp9-89, 9-90

Fub: Esfuerzo último del material base, ksi

D: Tamaño de la soldadura (w) expresada en dieciseisavos de pulg

3.11. DISEÑO DE ASIENTO PARA VIGAS PRINCIPALES (SIN ATIESAR)⁵¹

Los asientos para las vigas son una considerable ventaja para el personal encargado del montaje, para estos asientos se utiliza un ángulo, al hacer esto se obtiene una conexión flexible. En general los asientos se sueldan a la columna en taller y en campo a las vigas.

También puede usarse una conexión con asiento solo cuando se usa conjuntamente un ángulo en la parte superior, como el ángulo superior no resiste ninguna carga, el tamaño queda a criterio del diseñador. Se utiliza ángulos flexibles que se flexionan junto a la viga cuando la misma rota por acción de las cargas.

Los asientos sin atiesar pueden resistir solo cargas factorizadas de hasta 128 klb, utilizando espesores de 1 pulg con acero A-36, para cargas similares es suficiente dos cordones verticales a los extremos del ángulo, mientras que el ángulo superior se suelda en los bordes horizontales lo cual le permite rotar junto con la viga.

Para obtener los valores de longitud, espesor de los ángulos para aceros con valores esfuerzos de fluencia de 36 y 50 ksi se utiliza la Tabla 9-7 de la especificación LRFD.

⁵¹ AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, pp9-128

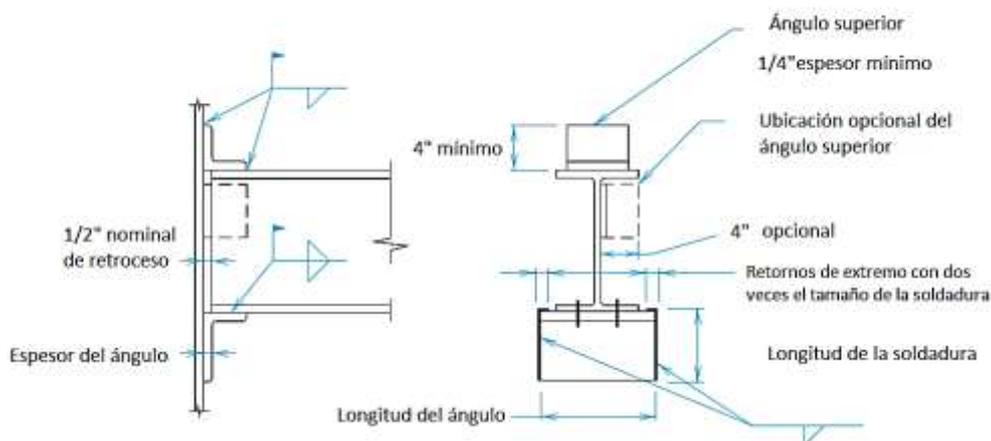


Ilustración 3.60 ESQUEMA DE LA CONEXIÓN FLEXIBLE CON UN ÁNGULO NO ATIESADO

Viga Fy, ksi	Longitud ángulo, pulg	6					8					
		Espesor ángulo, pulg										
		3/8	1/2	5/8	3/4	1	3/8	1/2	5/8	3/4	1	
36	Espesor del alma de la viga, pulg	3/16	13.6	18.5	22.6	26.8	29.8	15.7	20.3	25.0	29.6	29.8
		1/4	15.7	23.3	30.0	34.9	43.3	18.1	26.5	32.6	38.1	43.3
		5/16	17.5	26.4	35.4	44.5 ^a	57.3	20.3	30.0	39.8	49.3 ^a	60.7
		3/8	19.2	29.2	39.5	49.9 ^a	70.3	22.2	33.1	44.3	55.6 ^a	75.0
		7/16	20.8	31.9	43.3	55.0 ^a	78.4 ^a	24.0	36.1	48.6	61.2 ^a	86.5
		1/2	22.2	34.4	47.1	59.9 ^a	85.8 ^a	25.6	38.9	52.6	66.5 ^a	94.4 ^a
		9/16	23.5	36.8	50.6	64.6 ^a	93.0 ^a	27.2	41.6	56.5	71.6 ^a	102 ^a

Tabla 3.14 VALORES DE LONGITUD Y ESPESOR DE LOS ÁNGULOS NO ATIESADOS⁵²

3.12. DISEÑO DE COLUMNAS

3.12.1 DISEÑO COLUMNA CRÍTICA

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la columna crítica la cual es la C10, ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta columna, y se presentan a continuación.

$$P_u = 236.19 \text{ kN} = 52.97 \text{ klb}$$

⁵² AISC, "Code of Standar Practice", Estados Unidos, 9-137

$$M_{uxmax} = 18.27 \text{ kN-m} = 162.59 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{uxmin} = 0.79 \text{ kN-m} = 7.03 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{uymax} = 16.6 \text{ kN-m} = 147.74 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{uymin} = 1.72 \text{ kN-m} = 15.31 \text{ klb-pulg}$$

$$L = 2.8 \text{ m} = 110.23 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil HBE 160 (perfil W laminado en caliente) que se escogió para los cálculos iniciales.

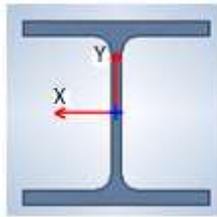


Ilustración 3.61 PERFIL DE LA COLUMNA

$$A = 54.3 \text{ cm}^2 = 8.42 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 2492 \text{ cm}^4 = 59.87 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 889 \text{ cm}^4 = 21.35 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 311.5 \text{ cm}^3 = 19 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 111.1 \text{ cm}^3 = 6.78 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.77 \text{ cm} = 2.67 \text{ pulg}$$

$$r_y = 4.05 \text{ cm} = 1.59 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 354 \text{ cm}^3 = 21.6 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 170 \text{ cm}^3 = 10.37 \text{ pulg}^3$$

Valor de la inercia de las vigas IPE 160.

$$I = 869 \text{ cm}^4 = 20.87 \text{ pulg}^2$$

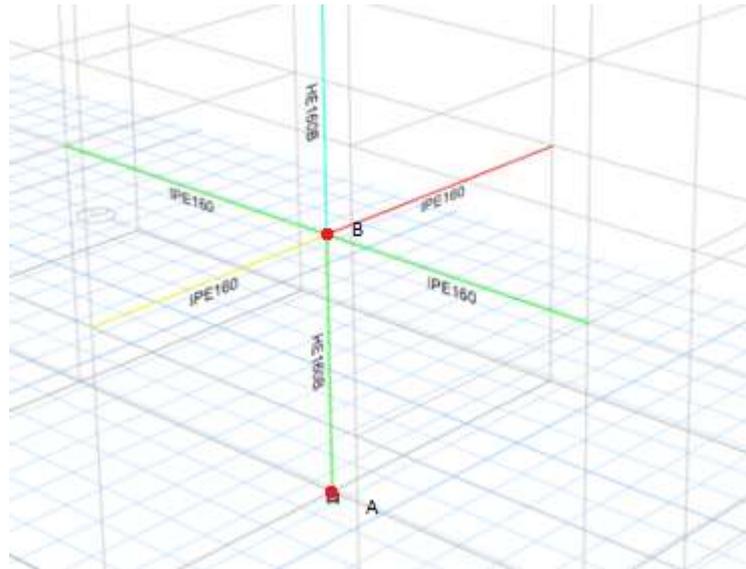


Ilustración 3.62 CONDICIONES DE EXTREMO DE LA COLUMNA

PARA EL EJE X

Se procede a calcular el valor de K, pero previamente se determinará los valores GA y GB con la Ecuación 3.16 de acuerdo a las condiciones de extremo de la columna.

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_v / L_v)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Como la base de la columna esta empotrada, GA=1 obtenido de la Tabla 3.8

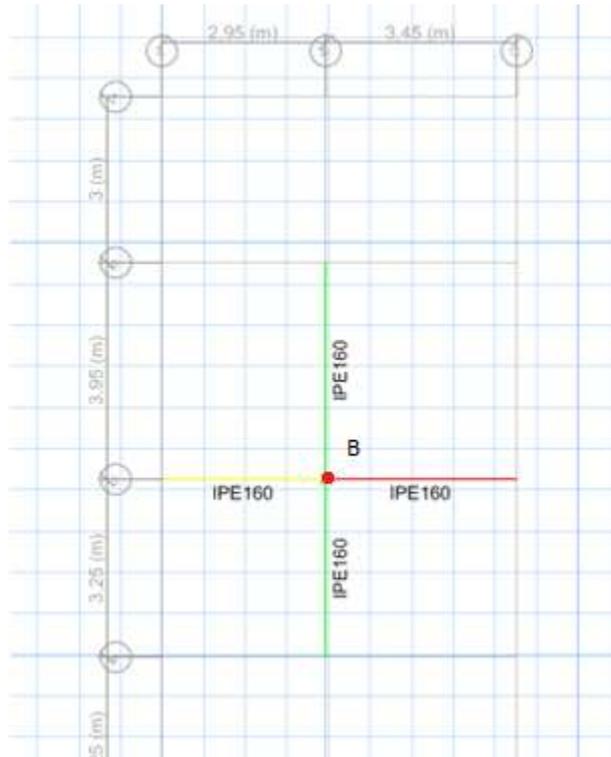


Ilustración 3.63 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B

$$GB = \frac{\frac{2492}{280} + \frac{2492}{250}}{0.67 * 869 * \left(\frac{1}{325} + \frac{1}{395} + \frac{1}{295} + \frac{1}{345} \right)}$$

$$GB = 2.72$$

Donde los valores de la inercia I y longitud L están en cm^4 y cm respectivamente.

Los valores GA y GB se ubican en el nomograma y se une con una línea recta los puntos y se determina el valor de K como se ve en la Ilustración 3.64.

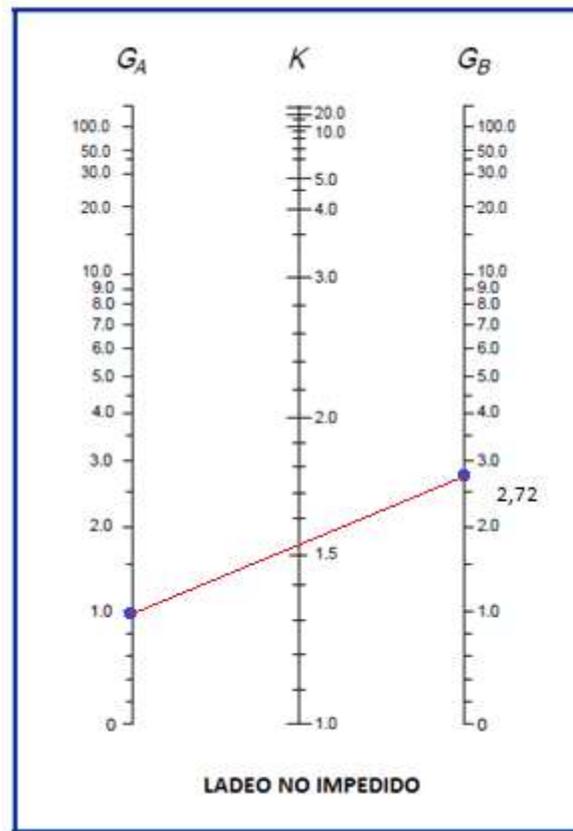


Ilustración 3.64 DETERMINACIÓN DE K

Se puede apreciar que $K = 1.5$.

Ahora se determina el comportamiento de la columna.

1. Rango de comportamiento inelástico.

$$F_{cr} = (0.628 \frac{F_y}{F_e}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

2. Rango de comportamiento elástico.

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Entonces

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.5 * 110.23}{2.67} = 61.93$$

Por lo tanto; $E = 29000$ ksi

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

Como $\frac{KL}{r_x} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ esta en el rango inelástico

Así que se utiliza la Ecuación 3.21.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{E_e}}) F_y$$

Donde

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{61.93^2} = 74.63 \text{ ksi}$$

Entonces

$$F_{cr} = 0.628 \sqrt{\frac{36}{74.63}} * 36 = 29.42 \text{ ksi}$$

La carga nominal de diseño de un elemento se presenta de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Y la carga de diseño se define en la siguiente ecuación.

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_r \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$P_n = 8.42 * 29.42 = 247.72 \text{ ksi}$$

$$P_d = 0.85 * 247.72 = 210.56 \text{ ksi} > 52.97 \text{ ksi} = P_r$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a compresión de la columna P_d sea mayor que la carga requerida a compresión entonces la sección establecida al principio, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

La combinación de cargas de compresión y momentos que provocan flexión en vigas-columnas con una sección transversal simétrica simple y doble según la AISC obedecen a las ecuaciones siguientes:

$$\frac{Pu}{\phi_c Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{Pu}{\phi_c Pn} \geq 0.2 \quad \text{Ecuación 3.23}$$

$$\frac{Pu}{2\phi_c Pn} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{Pu}{\phi_c Pn} < 0.2 \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Ahora se calcula

$$\frac{Pu}{\phi_c Pn} = \frac{52.97}{210.56} = 0.25$$

Como $\frac{Pu}{\phi_c Pn} > 0.2$ entonces se debe utilizar la Ecuación 3.23

Donde $M_n = ZF_y$ y $\phi_b=0.9$

$$\frac{52.97}{210.56} + \frac{8}{9} \left(\frac{162.39}{0.9 * 21.6 * 36} + \frac{7.03}{0.9 * 21.6 * 36} \right) = 0.47 < 1$$

Entonces la sección escogida cumple con la condición para los esfuerzos combinados de carga axial y flexión.

PARA EL EJE Y

Para calcular el valor de K, previamente se determinará los valores GA y GB con la Ecuación 3.16 de acuerdo a las condiciones de extremo de la columna.

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_v / L_v)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Como la base de la columna esta empotrada, GA=1 obtenido de la Tabla 3.8

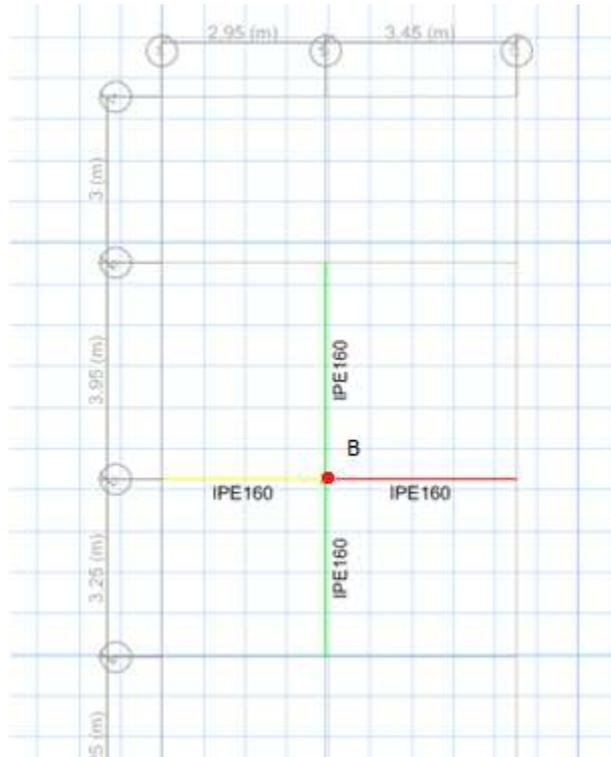


Ilustración 3.65 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B

$$GB = \frac{\frac{889}{280} + \frac{889}{250}}{0.67 * 869 * \left(\frac{1}{325} + \frac{1}{395} + \frac{1}{295} + \frac{1}{345} \right)}$$

$$GB = 0.97$$

Donde los valores de la inercia I y longitud L están en cm^4 y cm respectivamente.

Los valores GA y GB se ubican en el nomograma y se une con una línea recta los puntos y se determina el valor de K como se ve en la Ilustración 3.66.

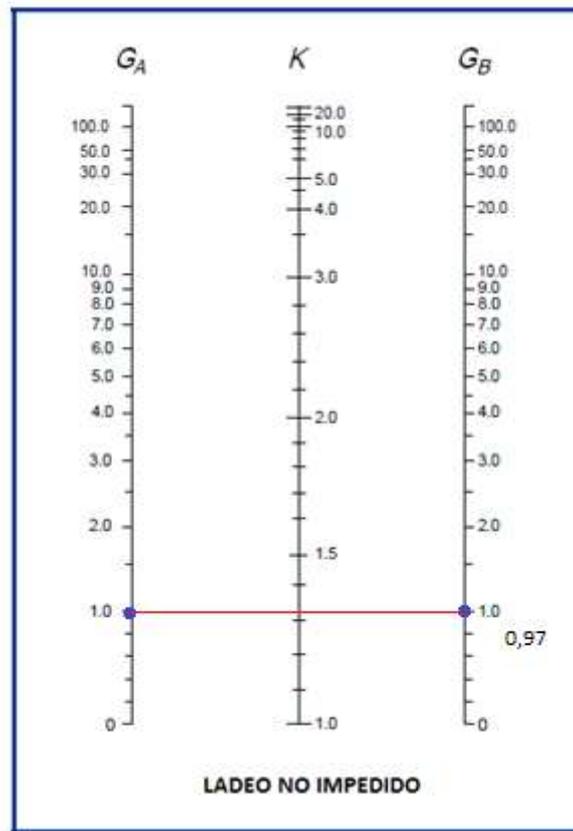


Ilustración 3.66 DETERMINACIÓN DE K

Se puede apreciar que $K = 1.32$.

Ahora se determina el comportamiento de la columna.

1. Rango de comportamiento inelástico.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

2. Rango de comportamiento elástico.

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Entonces

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.32 * 110.23}{1.59} = 91.51$$

Por lo tanto; $E = 29000$ ksi

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

Como $\frac{KL}{r_y} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ esta en el rango inelástico

Así que se utiliza la Ecuación 3.21.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$$

Donde

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{91.51^2} = 34.18 \text{ ksi}$$

Entonces

$$F_{cr} = 0.628 \sqrt{\frac{36}{34.18}} * 36 = 23.17 \text{ ksi}$$

La carga nominal de diseño de un elemento se presenta de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Y la carga de diseño se define en la siguiente ecuación.

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_r \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$P_n = 8.42 * 23.17 = 195 \text{ ksi}$$

$$P_d = 0.85 * 195 = 165.75 \text{ ksi} > 52.97 \text{ ksi} = P_r$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a compresión de la columna P_d sea mayor que la carga requerida a compresión entonces la sección establecida al principio, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

La combinación de cargas de compresión y momentos que provocan flexión en vigas-columnas con una sección transversal simétrica simple y doble según la AISC obedecen a las ecuaciones siguientes:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \text{Ecuación 3.23}$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Ahora se calcula

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{52.97}{165.75} = 0.32$$

Como $\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.2$ entonces se debe utilizar la Ecuación 3.23

Donde $M_n = ZF_y$ y $\phi_b=0.9$

$$\frac{52.97}{165.75} + \frac{8}{9} \left(\frac{147.74}{0.9 * 10.37 * 36} + \frac{15.31}{0.9 * 10.37 * 36} \right) = 0.75 < 1$$

Entonces la sección escogida cumple con la condición para los esfuerzos combinados de carga axial y flexión.

3.12.1.1. Optimización del diseño y cambio del perfil escogido

En el apartado anterior se calculó las cargas de diseño y se comprobó las condiciones de esfuerzos combinados de carga axial y flexión para las cargas con respecto a cada eje (X y Y), obteniéndose resultados positivos garantizándose que la columna no sufrirá pandeo debido a la carga axial de compresión ni por los momentos actuantes.

Se puede notar que las cargas actuantes en el eje X son comparables en valor a las cargas en el eje Y, además se conoce que la inercia en el eje Y es mucho menor que la inercia del eje X, entonces se puede concluir que una inercia en el eje X del mismo valor que la inercia en el eje Y puede tranquilamente resistir las cargas del eje X.

Con la premisa anterior se puede escoger un perfil tipo cajón (3 perfiles G laminados en caliente unidos) con una valor de inercia tanto en el eje X como en el eje Y, semejante a 889 cm^4 .

El perfil establecido en el programa ETABs es un perfil tipo cajón de dimensiones 150X150X4 con las siguientes propiedades.

$$A = 25.4 \text{ cm}^2 = 3.94 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = I_y = 891.4 \text{ cm}^4 = 21.42 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = S_y = 118.9 \text{ cm}^3 = 7.26 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = r_y = 5.93 \text{ cm} = 2.33 \text{ pulg}$$

$$Z_x = Z_y = 138 \text{ cm}^3 = 8.42 \text{ pulg}^3$$

Para calcular el valor de K, previamente se determinará los valores GA y GB con la Ecuación 3.16 de acuerdo a las condiciones de extremo de la columna.

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_v / L_v)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Como la base de la columna esta empotrada, GA=1 obtenido de la Tabla 3.8

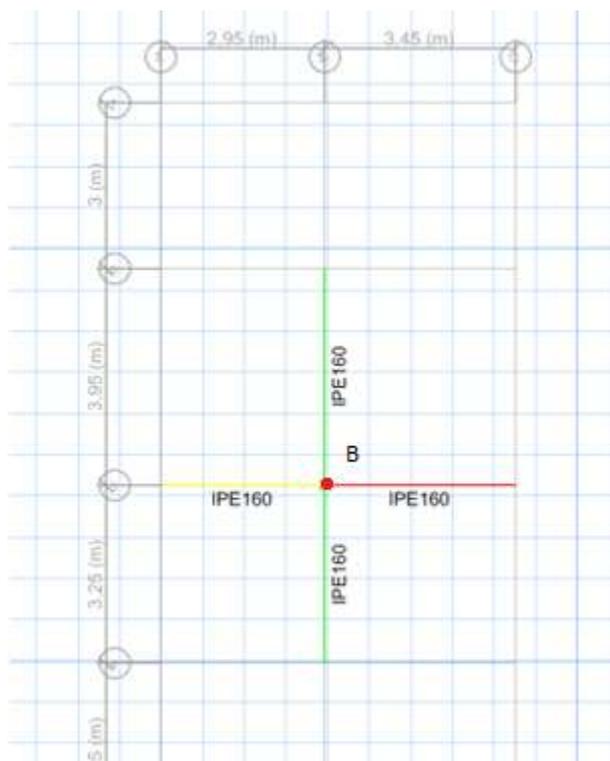


Ilustración 3.67 LONGITUDES DE LAS VIGAS EN EL PUNTO B

$$GB = \frac{\frac{891 \cdot 4}{280} + \frac{891 \cdot 4}{250}}{0.67 * 869 * \left(\frac{1}{325} + \frac{1}{395} + \frac{1}{295} + \frac{1}{345} \right)}$$

$$GB = 0.97$$

Donde los valores de la inercia I y longitud L están en cm^4 y cm respectivamente.

Los valores GA y GB se ubican en el nomograma y se une con una línea recta los puntos y se determina el valor de K como se ve en la Ilustración 3.68.

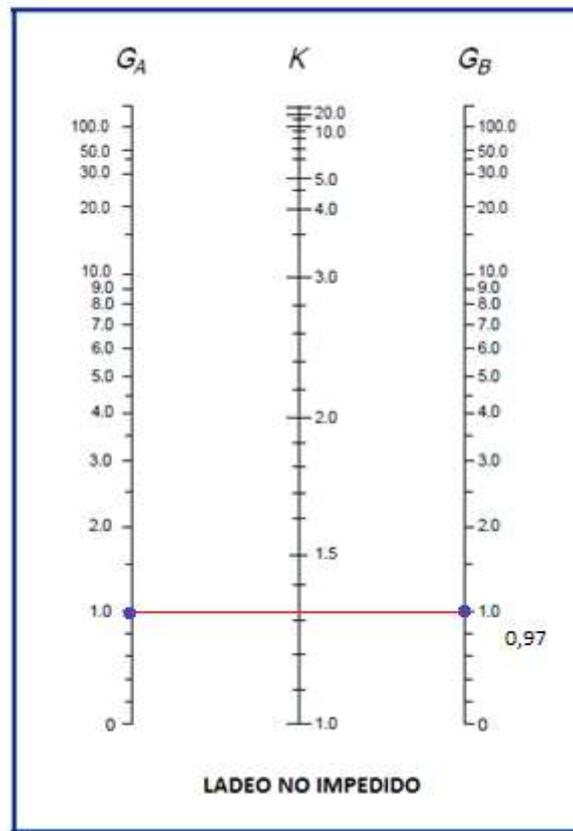


Ilustración 3.68 DETERMINACIÓN DE K

Se puede apreciar que $K = 1.32$.

Ahora se determina el comportamiento de la columna.

1. Rango de comportamiento inelástico.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

2. Rango de comportamiento elástico.

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{ó} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Entonces

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.32 * 110 .23}{2.33} = 62 .45$$

Por lo tanto; $E = 29000$ ksi

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

Como $\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ esta en el rango inelástico

Se utiliza la Ecuación 3.21.

$$F_{cr} = (0.628 \sqrt{\frac{F_y}{E}}) F_y$$

Donde

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{62.45^2} = 73.39 \text{ ksi}$$

Entonces

$$F_{cr} = 0.658 \sqrt{\frac{36}{73.39}} * 36 = 29.32 \text{ ksi}$$

La carga nominal de diseño de un elemento se presenta de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Y la carga de diseño se define en la siguiente ecuación.

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_r \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$P_n = 3.94 * 29.32 = 115.5 \text{ ksi}$$

$$P_d = 0.85 * 115.5 = 98.19 \text{ ksi} > 52.97 \text{ ksi} = P_r$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a compresión de la columna P_d sea mayor que la carga requerida a compresión entonces la sección establecida al principio, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

La combinación de cargas de compresión y momentos que provocan flexión en vigas-columnas con una sección transversal simétrica simple y doble según la AISC obedecen a las ecuaciones siguientes:

$$\frac{Pu}{\phi_c Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{Pu}{\phi_c Pn} \geq 0.2 \quad \text{Ecuación 3.23}$$

$$\frac{Pu}{2\phi_c Pn} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad \text{para} \quad \frac{Pu}{\phi_c Pn} < 0.2 \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Ahora se calcula

$$\frac{Pu}{\phi_c Pn} = \frac{52.97}{98.19} = 0.54$$

Como $\frac{Pu}{\phi_c Pn} > 0.2$ entonces se debe utilizar la Ecuación 3.23

Donde $M_n = ZF_y$ y $\phi_b = 0.9$

$$\frac{52.97}{98.19} + \frac{8}{9} \left(\frac{162.59}{0.9 * 8.42 * 36} + \frac{7.03}{0.9 * 8.42 * 36} \right) = 1$$

Entonces la sección escogida cumple con para los esfuerzos combinados de carga axial y flexión.

3.13. DISEÑO DE VIGAS

3.13.1 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA L = 3.45 M

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la viga principal crítica de longitud igual a 3.45 m, la cual es la B28 (perfil W laminado en caliente IPE 160), ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta viga, y se presentan a continuación.

$$V_{uy} = 40.21 \text{ kN} = 9.02 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 29.73 \text{ kN-m} = 264.56 \text{ klb-pulg}$$

$$L_b = 3.45 \text{ m} = 135.83 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil IPE 160 que se escogió para los cálculos iniciales.

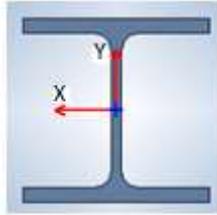


Ilustración 3.69 PERFIL DE LA VIGA

$$A = 20.1 \text{ cm}^2 = 3.12 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 = 20.88 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4 = 1.64 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 108.6 \text{ cm}^3 = 6.63 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 16.7 \text{ cm}^3 = 1.02 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.58 \text{ cm} = 2.59 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1.84 \text{ cm} = 0.72 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 124 \text{ cm}^3 = 7.57 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 26.1 \text{ cm}^3 = 1.59 \text{ pulg}^3$$

$$J = 3.5 \text{ cm}^4 = 0.084 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 3958.9 \text{ cm}^6 = 14.74 \text{ pulg}^6$$

Dimensiones del perfil de la viga

$$h_o = 15.5 \text{ cm} = 6.1 \text{ pulg}$$

$$h = 16 \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.74 \text{ cm} = 0.29 \text{ pulg}$$

$$d = 15 \text{ cm} = 5.9 \text{ pulg}$$

3.13.1.1 Diseño de la viga a los momentos

Primero se debe determinar que tipo de pandeo tendrá la viga (los tipos de pandeo se observan en la Ilustración 3.44) para ello se debe determinar el L_p y L_r con las siguientes ecuaciones.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

$$L_p = \frac{300 * 0.72}{\sqrt{36}} = 36 \text{ pu lg}$$

$$L_r = 1.95 * 0.742 \frac{29000}{0.7 * 36} \sqrt{\frac{0.084}{6.63 * 6.1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 36 * 6.63 * 6.1}{29000 * 0.084} \right)}} = 130.48 \text{ pu lg}$$

Como $L_b > L_r$ entonces la viga tendrá un pandeo elástico y se utilizará la Ecuación 3.43.

$$M_n = M_{cr}$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad \text{para } L_b > L_r \quad \text{Ecuación 3.43}$$

Donde

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

El valor de M_{max} es proporcionado por el programa además los valores de M_A , M_B , M_C , que son los momentos a 1/4, 1/2, 3/4 de la longitud de total de la viga, también son proporcionados por el programa.

$$M_{\text{max}} = 29.73 \text{ kN-m} = 264.56 \text{ klb-pulg}$$

$$M_A = 1.67 \text{ kN-m} = 14.86 \text{ klb-pulg}$$

$$M_B = 16.28 \text{ kN-m} = 144.87 \text{ klb-pulg}$$

$$M_C = 10.86 \text{ kN-m} = 96.64 \text{ klb-pulg}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 264.56}{2.5 * 264.56 + 3 * 14.86 + 4 * 144.87 + 3 * 96.64} = 2.1$$

$$M_{cr} = 2.1 * \frac{\pi}{135.83} \sqrt{29000 * 1.64 * 11200 * 0.084 + \left(\frac{\pi * 29000}{135.83} \right)^2 * 1.64 * 14.74} = 362.23 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Ahora se determina el momento de diseño con la Ecuación 3.37

$$M_d = \phi_b M_n \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$M_d = 0.9 * 362.23 = 326 \text{ klb} - \text{pu lg} > 264.56 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Como se cumple la condición de que el momento de diseño de la viga M_d sea mayor que el momento requerido entonces la sección establecida cumple con las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.1.2 Diseño de la viga a corte

Primero se debe determinar que condición de las siguientes cumple el perfil de la viga.

$$\text{Para } h / tw \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Ecuación 3.47

$$\text{Para } 2.24 \sqrt{E / F_y} < h / tw \leq 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w (187 \sqrt{k_v / F_y}) / (h / tw)$$

Ecuación 3.48

$$\text{Para } h / tw > 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / tw)^2$$

Ecuación 3.49

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2$$

Entonces se tiene

$$h / tw = 6,3 / 0,29 = 21,72$$

$$2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{29000 / 36} = 63.58$$

Como $h / t_w < 2.24 \sqrt{E / F_y}$

Entonces se utiliza la Ecuación 3.47

$$V_n = 0.6 * 36 * 5.9 * 0.29 = 36.96 \text{ klb}$$

Con la ecuación para el diseño a corte

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r \quad \text{Ecuación 3.46}$$

$$V_d = 0.9 * 36.96 = 33.26 \text{ klb} > 9.02 \text{ klb}$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a corte de la viga V_d sea mayor que la carga requerida a corte entonces la sección establecida, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.1.3 Deflexión

La máxima deflexión que puede sufrir una viga está determinada por la siguiente expresión.

$$L / 360 = 3450 / 360 = 9.6 \text{ mm}$$

Ahora se calculará la deflexión ocasionada por la carga distribuida en la viga con la Ecuación 3.50.

$$\Delta_L = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

El valor de $w = 0.052 \text{ klb/pulg}$ es proporcionado por el programa ETABS.

$$\Delta_L = \frac{5 * 0.052 * 135.83^4}{384 * 29000 * 20.88} = 0.38 \text{ pulg} = 9.6 \text{ mm}$$

Con lo cual se comprueba que la sección IPE 160 se encuentra en el límite de deflexión.

3.13.2 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA $L = 2.95 \text{ M}$

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la viga principal crítica de longitud igual a 2.95 m, la cual es la B29 (perfil W laminado en

caliente IPE 160), ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta viga, y se presentan a continuación.

$$V_{uy} = 42.24 \text{ kN} = 9.47 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 28.91 \text{ kN-m} = 257.26 \text{ klb-pulg}$$

$$L_b = 2.95 \text{ m} = 116.14 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil IPE 160 que se escogió para los cálculos iniciales.

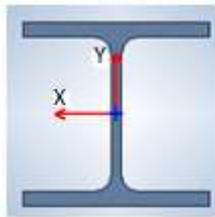


Ilustración 3.70 PERFIL DE LA VIGA

$$A = 20.1 \text{ cm}^2 = 3.12 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 = 20.88 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4 = 1.64 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 108.6 \text{ cm}^3 = 6.63 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 16.7 \text{ cm}^3 = 1.02 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.58 \text{ cm} = 2.59 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1.84 \text{ cm} = 0.72 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 124 \text{ cm}^3 = 7.57 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 26.1 \text{ cm}^3 = 1.59 \text{ pulg}^3$$

$$J = 3.5 \text{ cm}^4 = 0.084 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 3958.9 \text{ cm}^6 = 14.74 \text{ pulg}^6$$

Dimensiones del perfil de la viga

$$h_o = 15.5 \text{ cm} = 6.1 \text{ pulg}$$

$$h = 16 \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.74 \text{ cm} = 0.29 \text{ pulg}$$

$$d = 15 \text{ cm} = 5.9 \text{ pulg}$$

3.13.2.1 Diseño de la viga a los momentos

Primero se debe determinar que tipo de pandeo tendrá la viga (los tipos de pandeo se observan en la Ilustración 3.44) para ello se debe determinar el L_p y L_r con las siguientes ecuaciones.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

$$L_p = \frac{300 * 0.72}{\sqrt{36}} = 36 \text{ pu lg}$$

$$L_r = 1.95 * 0.742 \frac{29000}{0.7 * 36} \sqrt{\frac{0.084}{6.63 * 6.1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 36 * 6.63 * 6.1}{29000 * 0.084} \right)}} = 130.48 \text{ pu lg}$$

Como $L_p < L_b < L_r$ entonces la viga tendrá un pandeo inelástico y se utilizará la Ecuación 3.39.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Donde

$$M_p = Z F_y \quad \text{Ecuación 3.33}$$

$$M_p = 7.57 * 36 = 272.52 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$M_r = Z (F_y - F_r) \quad \text{Ecuación 3.34}$$

$$M_r = 7.57 (36 - 10) = 196.82 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

El valor de M_{max} es proporcionado por el programa además los valores de M_A , M_B , M_C , que son los momentos a 1/4, 1/2, 3/4 de la longitud de total de la viga, también son proporcionados por el programa.

$$M_{max} = 28.91 \text{ kN-m} = 257.26 \text{ klb-pulg}$$

$$M_A = 11.59 \text{ kN-m} = 103.14 \text{ klb-pulg}$$

$$M_B = 12.79 \text{ kN-m} = 113.81 \text{ klb-pulg}$$

$$M_C = 1.84 \text{ kN-m} = 16.37 \text{ klb-pulg}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 257.26}{2.5 * 257.26 + 3 * 103.14 + 4 * 113.81 + 3 * 16.37} = 2.21$$

$$M_n = 2.21 \left[272.52 - (272.52 - 196.82) \left(\frac{116.14 - 36}{130.48 - 36} \right) \right] = 460.36 \text{ klb-pulg}$$

Ahora se determina el momento de diseño con la Ecuación 3.37

$$M_d = \phi_b M_n \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$M_d = 0.9 * 460.36 = 414.32 \text{ klb-pulg} > 257.26 \text{ klb-pulg}$$

Como se cumple la condición de que el momento de diseño de la viga M_d sea mayor que el momento requerido entonces la sección establecida cumple con las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.2.2 Diseño de la viga a corte

Primero se determina que condición de las siguientes cumple el perfil de la viga.

$$\text{Para } h / tw \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad \text{Ecuación 3.47}$$

$$\text{Para } 2.24 \sqrt{E / F_y} < h / tw \leq 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w (187 \sqrt{k_v / F_y}) / (h / tw) \quad \text{Ecuación 3.48}$$

$$\text{Para } h / tw > 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / tw)^2 \quad \text{Ecuación 3.49}$$

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2$$

Entonces se tiene

$$h / tw = 6.3 / 0.29 = 21.72$$

$$2.24 \sqrt{E / Fy} = 2.24 \sqrt{29000 / 36} = 63.58$$

Como $h / tw < 2.24 \sqrt{E / Fy}$

Entonces se utiliza la Ecuación 3.47

$$V_n = 0.6 * 36 * 5.9 * 0.29 = 36.96 \text{ klb}$$

Con la ecuación para el diseño a corte

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r \quad \text{Ecuación 3.46}$$

$$V_d = 0.9 * 36.96 = 33.26 \text{ klb} > 9.47 \text{ klb}$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a corte de la viga V_d sea mayor que la carga requerida a corte entonces la sección establecida, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.2.3 Deflexión

La máxima deflexión que puede sufrir una viga está determinada por la siguiente expresión.

$$L / 360 = 2950 / 360 = 8.2 \text{ mm}$$

Ahora se calculará la deflexión ocasionada por la carga distribuida en la viga con la Ecuación 3.50.

$$\Delta_L = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

El valor de $w = 0.052 \text{ klb/pulg}$ es proporcionado por el programa ETABS.

$$\Delta_L = \frac{5 * 0.052 * 116.14^4}{384 * 29000 * 20.88} = 0.2 \text{ pulg} = 5.2 \text{ mm}$$

Con lo cual se comprueba que la sección IPE 160 cumple con el estado límite de deflexión.

3.13.3 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA $L = 3 \text{ M}$

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la viga principal crítica de longitud igual a 3 m, la cual es la B12 (perfil W laminado en caliente IPE 160), ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta viga, y se presentan a continuación.

$$V_{uy} = 18.29 \text{ kN} = 4.1 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 17.21 \text{ kN-m} = 153.15 \text{ klb-pulg}$$

$$L_b = 3 \text{ m} = 118.11 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil IPE 160 que se escogió para los cálculos iniciales.

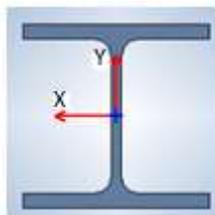


Ilustración 3.71 PERFIL DE LA VIGA

$$A = 20.1 \text{ cm}^2 = 3.12 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 = 20.88 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4 = 1.64 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 108.6 \text{ cm}^3 = 6.63 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 16.7 \text{ cm}^3 = 1.02 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.58 \text{ cm} = 2.59 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1.84 \text{ cm} = 0.72 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 124 \text{ cm}^3 = 7.57 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 26.1 \text{ cm}^3 = 1.59 \text{ pulg}^3$$

$$J = 3.5 \text{ cm}^4 = 0.084 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 3958.9 \text{ cm}^6 = 14.74 \text{ pulg}^6$$

Dimensiones del perfil de la viga

$$h_o = 15.5 \text{ cm} = 6.1 \text{ pulg}$$

$$h = 16 \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.74 \text{ cm} = 0.29 \text{ pulg}$$

$$d = 15 \text{ cm} = 5.9 \text{ pulg}$$

3.13.3.1 Diseño de la viga a los momentos

Primero se debe determinar que tipo de pandeo tendrá la viga (los tipos de pandeo se observan en la Ilustración 3.44) para ello se debe determinar el L_p y L_r con las siguientes ecuaciones.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

$$L_p = \frac{300 * 0.72}{\sqrt{36}} = 36 \text{ pu lg}$$

$$L_r = 1.95 * 0.742 \frac{29000}{0.7 * 36} \sqrt{\frac{0.084}{6.63 * 6.1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 36 * 6.63 * 6.1}{29000 * 0.084} \right)}} = 130.48 \text{ pu lg}$$

Como $L_p < L_b < L_r$ entonces la viga tendrá un pandeo inelástico y se utilizará la Ecuación 3.39.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Donde

$$M_p = ZF_y$$

Ecuación 3.33

$$M_p = 7.57 * 36 = 272.52 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$M_r = Z (F_y - F_r)$$

Ecuación 3.34

$$M_r = 7.57 (36 - 10) = 196.82 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Ecuación 3.42

El valor de Mmax es proporcionado por el programa además los valores de MA, MB, MC, que son los momentos a 1/4, 1/2, 3/4 de la longitud de total de la viga, también son proporcionados por el programa.

$$M_{\text{max}} = 17.21 \text{ kN-m} = 153.15 \text{ klb-pulg}$$

$$M_A = 6.45 \text{ kN-m} = 57.4 \text{ klb-pulg}$$

$$M_B = 2.77 \text{ kN-m} = 24.65 \text{ klb-pulg}$$

$$M_C = 8.32 \text{ kN-m} = 74.04 \text{ klb-pulg}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 153.15}{2.5 * 153.15 + 3 * 57.4 + 4 * 24.65 + 3 * 74.04} = 2.19$$

$$M_n = 2.19 \left[272.52 - (272.52 - 196.82) \left(\frac{118.11 - 36}{130.48 - 36} \right) \right] = 452.74 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Ahora se determina el momento de diseño con la Ecuación 3.37

$$M_d = \phi_b M_n$$

Ecuación 3.37

$$M_d = 0.9 * 452.74 = 407.47 \text{ klb} - \text{pu lg} > 153.15 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Como se cumple la condición de que el momento de diseño de la viga Md sea mayor que el momento requerido entonces la sección establecida cumple con las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.3.2 Diseño de la viga a corte

Primero se determina que condición de las siguientes cumple el perfil de la viga.

$$\text{Para } h / t_w \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Ecuación 3.47

Para $2.24 \sqrt{E / F_y} < h / t_w \leq 234 \sqrt{k_v / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w (187 \sqrt{k_v / F_y}) / (h / t_w)$$

Ecuación 3.48

Para $h / t_w > 234 \sqrt{k_v / F_y}$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / t_w)^2$$

Ecuación 3.49

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2$$

Entonces

$$h / t_w = 6.3 / 0.29 = 21.72$$

$$2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{29000 / 36} = 63.58$$

Como $h / t_w < 2.24 \sqrt{E / F_y}$

Entonces se utiliza la Ecuación 3.47

$$V_n = 0.6 * 36 * 5.9 * 0.29 = 36.96 \text{ klb}$$

Con la ecuación para el diseño a corte

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r$$

Ecuación 3.46

$$V_d = 0.9 * 36.96 = 33.26 \text{ klb} > 4.1 \text{ klb}$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a corte de la viga V_d sea mayor que la carga requerida a corte entonces la sección establecida, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.3.3 Deflexión

La máxima deflexión que puede sufrir una viga está determinada por la siguiente expresión.

$$L / 360 = 3000 / 360 = 8.3 \text{ mm}$$

Ahora se calculará la deflexión ocasionada por la carga distribuida en la viga con la Ecuación 3.50.

$$\Delta_L = \frac{5wL^4}{384EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

El valor de $w = 0.052$ klb/pulg es proporcionado por el programa ETABS.

$$\Delta_L = \frac{5 * 0.052 * 118.11^4}{384 * 29000 * 20.88} = 0.22 \text{ pulg} = 5.5 \text{ mm}$$

Con lo cual se comprueba que la sección IPE 160 cumple con el estado límite de deflexión.

3.13.4 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA $L = 3.25$ M

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la viga principal crítica de longitud igual a 3.25 m, la cual es la B10 (perfil W laminado en caliente IPE 160), ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta viga, y se presentan a continuación.

$$V_{uy} = 16.97 \text{ kN} = 3.81 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 16.38 \text{ kN-m} = 145.76 \text{ klb-pulg}$$

$$L_b = 3.25 \text{ m} = 127.95 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil IPE 160 que se escogió para los cálculos iniciales.

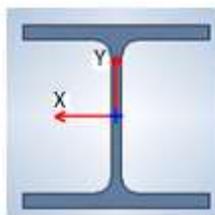


Ilustración 3.72 PERFIL DE LA VIGA

$$A = 20.1 \text{ cm}^2 = 3.12 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 = 20.88 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4 = 1.64 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 108.6 \text{ cm}^3 = 6.63 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 16.7 \text{ cm}^3 = 1.02 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.58 \text{ cm} = 2.59 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1.84 \text{ cm} = 0.72 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 124 \text{ cm}^3 = 7.57 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 26.1 \text{ cm}^3 = 1.59 \text{ pulg}^3$$

$$J = 3.5 \text{ cm}^4 = 0.084 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 3958.9 \text{ cm}^6 = 14.74 \text{ pulg}^6$$

Dimensiones del perfil de la viga

$$h_o = 15.5 \text{ cm} = 6.1 \text{ pulg}$$

$$h = 16 \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.74 \text{ cm} = 0.29 \text{ pulg}$$

$$d = 15 \text{ cm} = 5.9 \text{ pulg}$$

3.13.4.1 Diseño de la viga a los momentos

Primero se debe determinar que tipo de pandeo tendrá la viga (los tipos de pandeo se observan en la Ilustración 3.44) para ello se debe determinar el L_p y L_r con las siguientes ecuaciones.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

$$L_p = \frac{300 * 0.72}{\sqrt{36}} = 36 \text{ pu lg}$$

$$L_r = 1.95 * 0.742 \frac{29000}{0.7 * 36} \sqrt{\frac{0.084}{6.63 * 6.1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 36 * 6.63 * 6.1}{29000 * 0.084} \right)}} = 130.48 \text{ pu lg}$$

Como $L_p < L_b < L_r$ entonces la viga tendrá un pandeo inelástico y se utilizará la Ecuación 3.39.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Donde

$$M_p = ZF_y \quad \text{Ecuación 3.33}$$

$$M_p = 7.57 * 36 = 272.52 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$M_r = Z(F_y - F_r) \quad \text{Ecuación 3.34}$$

$$M_r = 7.57 (36 - 10) = 196.82 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

El valor de $M_{\text{máx}}$ es proporcionado por el programa además los valores de M_A , M_B , M_C , que son los momentos a 1/4, 1/2, 3/4 de la longitud de total de la viga, también son proporcionados por el programa.

$$M_{\text{máx}} = 16.38 \text{ kN-m} = 145.76 \text{ klb-pulg}$$

$$M_A = 5.69 \text{ kN-m} = 50.63 \text{ klb-pulg}$$

$$M_B = 2.04 \text{ kN-m} = 18.15 \text{ klb-pulg}$$

$$M_C = 5.81 \text{ kN-m} = 51.7 \text{ klb-pulg}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 145.76}{2.5 * 145.76 + 3 * 50.63 + 4 * 18.15 + 3 * 51.7} = 2.45$$

$$M_n = 2.45 \left[272.52 - (272.52 - 196.82) \left(\frac{127.95 - 36}{130.48 - 36} \right) \right] = 487.18 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Ahora se determina el momento de diseño con la Ecuación 3.37

$$M_d = \phi_b M_n \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$M_d = 0.9 * 487.18 = 438.46 \text{ klb} - pu \text{ lg} > 145.76 \text{ klb} - pu \text{ lg}$$

Como se cumple la condición de que el momento de diseño de la viga M_d sea mayor que el momento requerido entonces la sección establecida cumple con las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.4.2 Diseño de la viga a corte

Primero se determina que condición de las siguientes cumple el perfil de la viga.

$$\text{Para } h / tw \leq 2.24 \sqrt{E / Fy}$$

$$V_n = 0.6 Fy A_w$$

Ecuación 3.47

$$\text{Para } 2.24 \sqrt{E / Fy} < h / tw \leq 234 \sqrt{k_v / Fy}$$

$$V_n = 0.6 Fy A_w (187 \sqrt{k_v / Fy}) / (h / tw)$$

Ecuación 3.48

$$\text{Para } h / tw > 234 \sqrt{k_v / Fy}$$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / tw)^2$$

Ecuación 3.49

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2$$

Entonces se tiene

$$h / tw = 6.3 / 0.29 = 21.72$$

$$2.24 \sqrt{E / Fy} = 2.24 \sqrt{29000 / 36} = 63.58$$

$$\text{Como } h / tw < 2.24 \sqrt{E / Fy}$$

Entonces se utiliza la Ecuación 3.47

$$V_n = 0.6 * 36 * 5.9 * 0.29 = 36.96 \text{ klb}$$

Con la ecuación para el diseño a corte

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r$$

Ecuación 3.46

$$V_d = 0.9 * 36.96 = 33.26 \text{ klb} > 3.81 \text{ klb}$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a corte de la viga V_d sea mayor que la carga requerida a corte entonces la sección establecida, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.4.3 Deflexión

La máxima deflexión que puede sufrir una viga está determinada por la siguiente expresión.

$$L / 360 = 3250 / 360 = 9.1 \text{ mm}$$

Ahora se calculará la deflexión ocasionada por la carga distribuida en la viga con la Ecuación 3.50.

$$\Delta_L = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

El valor de $w = 0.052$ klb/pulg es proporcionado por el programa ETABS.

$$\Delta_L = \frac{5 * 0.052 * 127.95^4}{384 * 29000 * 20.88} = 0.3 \text{ pulg} = 7.6 \text{ mm}$$

Con lo cual se comprueba que la sección IPE 160 cumple con el estado límite de deflexión.

3.13.5 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL CRÍTICA $L = 3.95$ M

El programa utilizado para el diseño de la estructura, nos especifica la viga principal crítica de longitud igual a 3.95 m, la cual es la B11 (perfil W laminado en caliente IPE 160), ubicada en el primer piso, además el programa nos da los valores de las cargas actuantes en esta viga, y se presentan a continuación.

$$V_{uy} = 21.8 \text{ kN} = 4.89 \text{ klb}$$

$$M_{ux} = 18.53 \text{ kN-m} = 164.89 \text{ klb-pulg}$$

$$L_b = 3.95 \text{ m} = 155.51 \text{ pulg}$$

La combinación de cargas LRFD utilizada es la número 5 de la Tabla 1.3.

También se presentan los valores de las características del perfil IPE 160 que se escogió para los cálculos iniciales.

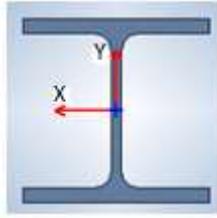


Ilustración 3.73 PERFIL DE LA VIGA

$$A = 20.1 \text{ cm}^2 = 3.12 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 = 20.88 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4 = 1.64 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = 108.6 \text{ cm}^3 = 6.63 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 16.7 \text{ cm}^3 = 1.02 \text{ pulg}^3$$

$$r_x = 6.58 \text{ cm} = 2.59 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1.84 \text{ cm} = 0.72 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 124 \text{ cm}^3 = 7.57 \text{ pulg}^3$$

$$Z_y = 26.1 \text{ cm}^3 = 1.59 \text{ pulg}^3$$

$$J = 3.5 \text{ cm}^4 = 0.084 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 3958.9 \text{ cm}^6 = 14.74 \text{ pulg}^6$$

Dimensiones del perfil de la viga

$$h_o = 15.5 \text{ cm} = 6.1 \text{ pulg}$$

$$h = 16 \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.74 \text{ cm} = 0.29 \text{ pulg}$$

$$d = 15 \text{ cm} = 5.9 \text{ pulg}$$

3.13.5.1 Diseño de la viga a los momentos

Primero se debe determinar que tipo de pandeo tendrá la viga (los tipos de pandeo se observan en la Ilustración 3.44) para ello se debe determinar el L_p y L_r con las siguientes ecuaciones.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)}} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

$$L_p = \frac{300 * 0.72}{\sqrt{36}} = 36 \text{ pu lg}$$

$$L_r = 1.95 * 0.742 \frac{29000}{0.7 * 36} \sqrt{\frac{0.084}{6.63 * 6.1}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 36 * 6.63 * 6.1}{29000 * 0.084} \right)}} = 130.48 \text{ pu lg}$$

Como $L_b > L_r$ entonces la viga tendrá un pandeo elástico y se utilizará la Ecuación 3.43.

$$M_n = M_{cr}$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad \text{para } L_b > L_r \quad \text{Ecuación 3.43}$$

Donde

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad \text{Ecuación 3.42}$$

El valor de $M_{\text{máx}}$ es proporcionado por el programa además los valores de M_A , M_B , M_C , que son los momentos a 1/4, 1/2, 3/4 de la longitud de total de la viga, también son proporcionados por el programa.

$$M_{\text{máx}} = 18.53 \text{ kN-m} = 164.89 \text{ klb-pulg}$$

$$M_A = 2.58 \text{ kN-m} = 22.96 \text{ klb-pulg}$$

$$M_B = 6.44 \text{ kN-m} = 57.31 \text{ klb-pulg}$$

$$M_C = 6.43 \text{ kN-m} = 57.22 \text{ klb-pulg}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 164.89}{2.5 * 164.89 + 3 * 22.96 + 4 * 57.31 + 3 * 57.22} = 2.34$$

$$M_{cr} = 2.34 * \frac{\pi}{155.51} \sqrt{29000 * 1.64 * 11200 * 0.084 + \left(\frac{\pi * 29000}{155.51} \right)^2 * 1.64 * 14.74} = 344.28 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Ahora se determina el momento de diseño con la Ecuación 3.37

$$M_d = \phi_b M_n \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$M_d = 0.9 * 344.28 = 309.85 \text{ klb} - \text{pu lg} > 164.89 \text{ klb} - \text{pu lg}$$

Como se cumple la condición de que el momento de diseño de la viga M_d sea mayor que el momento requerido entonces la sección establecida cumple con las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.5.2 Diseño de la viga a corte

Primero se determina que condición de las siguientes cumple el perfil de la viga.

$$\text{Para } h / tw \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Ecuación 3.47

$$\text{Para } 2.24 \sqrt{E / F_y} < h / tw \leq 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w (187 \sqrt{k_v / F_y}) / (h / tw)$$

Ecuación 3.48

$$\text{Para } h / tw > 234 \sqrt{k_v / F_y}$$

$$V_n = A_w (26400 k_v) / (h / tw)^2$$

Ecuación 3.49

Donde

$$k_v = 5 + 5 / (a / h)^2$$

Entonces se tiene

$$h / tw = 6.3 / 0.29 = 21.72$$

$$2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{29000 / 36} = 63.58$$

$$\text{Como } h / tw < 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

Entonces se utiliza la Ecuación 3.47

$$V_n = 0.6 * 36 * 5.9 * 0.29 = 36.96 \text{ klb}$$

Con la ecuación para el diseño a corte

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_r \quad \text{Ecuación 3.46}$$

$$V_d = 0.9 * 36.96 = 33.26 \text{ klb} > 4.89 \text{ klb}$$

Como se cumple la condición de que la carga de diseño a corte de la viga V_d sea mayor que la carga requerida a corte entonces la sección establecida, resiste las solicitaciones a la cual está sometida.

3.13.5.3 Deflexión

La máxima deflexión que puede sufrir una viga está determinada por la siguiente expresión.

$$L / 360 = 3950 / 360 = 11 \text{ mm}$$

Ahora se calculará la deflexión ocasionada por la carga distribuida en la viga con la Ecuación 3.50.

$$\Delta_L = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

El valor de $w = 0.042 \text{ klb/pulg}$ es proporcionado por el programa ETABs.

$$\Delta_L = \frac{5 * 0.042 * 150^4}{384 * 29000 * 20.88} = 0.45 \text{ pulg} = 11 \text{ mm}$$

Con lo cual se comprueba que la sección IPE 160 cumple está en el límite de deflexión.

3.14. DISEÑO DE LA PLACA BASE

Para las placas base se utilizará acero ASTM A-36. Además para el diseño de las placas base se utilizará las cargas a la cual está sometida la columna crítica, estas se mostraron anteriormente y se vuelven a indicar a continuación.

$$P_u = 236.19 \text{ kN} = 52.97 \text{ klb}$$

$$M_{u\max} = 18.27 \text{ kN-m} = 162.59 \text{ klb-pulg} = 13.55 \text{ klb-pie}$$

$$M_{uy\max} = 16.6 \text{ kN-m} = 147.74 \text{ klb-pulg} = 12.31 \text{ klb-pie}$$

También se introduce el valor de la resistencia a compresión a los 28 días del concreto.

$$f'_c = 2.98 \text{ ksi}$$

Ahora se debe hallar una carga de compresión ficticia equivalente, por el hecho de existir momentos actuantes en la columna crítica. La carga equivalente se la determina con la Ecuación 3.30.

$$P_{ueq} = P_u + M_{ux} m + M_{uy} mu \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Donde el valor de m se lo toma de la Tabla 3.10 y el valor de u se lo toma de las tablas de los perfiles de la AISC.

$$KL = 1.32 * 110.24 = 145.5 \text{ pu lg} = 12.13 \text{ pies}$$

Interpolando en la Tabla 3.10 con el valor obtenido anteriormente se puede encontrar el valor de m.

$$m = 1.89$$

$$u = 2$$

$$P_{ueq} = 52.97 + 1.89 * 13.55 + 2 * 1.89 * 12.31 = 125.11 \text{ klb}$$

Ahora se procede a encontrar el área total de la placa asumiendo que la misma estará totalmente apoyada sobre el concreto y se utilizará la Ecuación 3.55 y Ecuación 3.56.

$$P_d = \phi_c P_p \geq P_u = P_r \quad \text{Ecuación 3.55}$$

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad \text{Ecuación 3.56}$$

Despejando el área A_1

$$A_1 = \frac{P_u}{0.85 \phi_c f'_c} = \frac{125.11}{0.85 * 0.6 * 2.98} = 82.32 \text{ pu lg}^2$$

Como la placa es cuadrada entonces sus lados B y N serán iguales por lo tanto se puede encontrar el valor de los mismos a partir del área A_1 .

$$B = N = \sqrt{A_1} = \sqrt{82.32} = 9.07 \text{ pu lg}$$

Las recomendaciones establecen que las longitudes de la placa base sean en pares de pulgada así se aproxima el valor obtenido de B y N a:

$$B = N = 10 \text{ pu lg}$$

Ahora se determina las dimensiones de m y n con la siguiente expresión.

$$m = n = \frac{B - d}{2} = \frac{10 - 5,9}{2} = 2,05 \text{ pu lg}$$

Se determina el espesor de la placa base con la Ecuación 3.58.

$$t = m \sqrt{\frac{2 P_{ueq}}{0.9 F_y B N}} \quad \text{ó} \quad t = n \sqrt{\frac{2 P_{ueq}}{0.9 F_y B N}} \quad \text{Ecuación 3.58}$$

$$t = 2.05 \sqrt{\frac{2 * 125 \cdot 1}{0.9 * 36 * 10^2}} = 0.57 \text{ pu lg}$$

Ahora siguiendo la recomendación que los espesores de la placa base tienen que estar en el intervalo de 1/8" a 1 1/4" en múltiplos de 1/8", se establece el espesor de la placa.

$$t = 0.625 \text{ pu lg} = 16 \text{ mm}$$

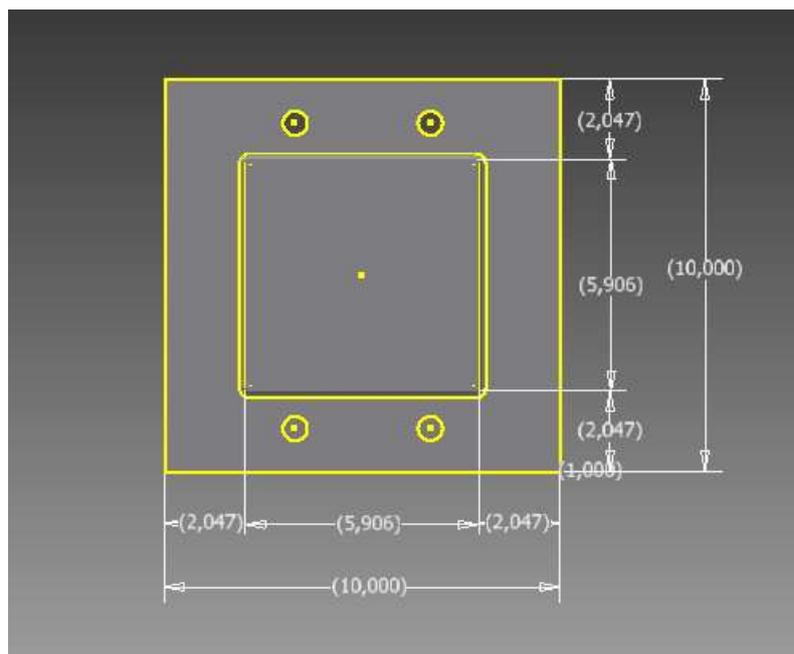


Ilustración 3.74 DIMENSIONES DE LA PLACA BASE

3.15. DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

En el diseño de los pernos de anclaje se calcula la fuerza de tensión F que provoca el momento de volteo en la base de la columna M , para ello se usa la Ecuación 3.59.

$$M = nFdo \quad \text{Ecuación 3.59}$$

Despejando la fuerza F

$$F = \frac{M}{ndo} = \frac{162 \cdot 59}{2 \cdot 7.95} = 10.23 \text{ klb}$$

Ahora se determina la carga requerida del perno de anclaje con la siguiente expresión.

$$F = Tu = 0.75 \phi_t FuAg \quad \text{Ecuación 3.60}$$

Para saber el área del perno se requiere saber el diámetro del mismo, previa consulta en catálogos de proveedores de acero, se tiene que $F_u = 79 \text{ ksi}$ y el diámetro $d = 15 \text{ mm} = 0.59 \text{ pulg}$, por lo tanto el área $A_g = 0.274 \text{ pulg}^2$.

$$F = Tu = 0.75 \cdot 0.9 \cdot 79 \cdot 0.274 = 14.61 \text{ klb}$$

Con esto se verifica que el perno establecido resiste la carga de tensión provocada por el momento de volteo en la base de la columna.

La longitud del perno de anclaje dentro de la zapata es:

$$L_h = \frac{Tu/2}{0.7 f_c' d} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

$$L_h = \frac{14.6/2}{0.7 \cdot 2.98 \cdot 0.59} = 5.93 \text{ pulg} = 151 \text{ mm}$$

3.15.1 DISEÑO DE LA ROSCA DEL PERNO DE ANCLAJE

Para el diseño de la parte roscada del perno de anclaje se utilizará la Ecuación 3.63, como resultado el valor obtenido debe ser mayor a la carga de tensión $F = 10.23 \text{ klb}$.

$$T_{d2} = 0.75 FuAe = 0.75 Fu (0.75 Ar) = 0.5625 FuAr \quad \text{Ecuación 3.63}$$

$$T_{d_2} = 0.5625 * 79 * 0.274 = 12.18 \text{ klb}$$

Por lo tanto el perno roscado de 15 mm de diámetro escogido, resiste las cargas a las que está sometido.

3.16. DESPATINAMIENTO DE LAS VIGAS SECUNDARIAS

Para calcular la profundidad mínima del corte d_{corte} que debe ser al menos igual a la distancia k de la viga principal, de modo que quede libre el filete de su alma, según la Ecuación 3.72.

$$k = \frac{h - d'}{2} \quad \text{Ecuación 3.72}$$

Para utilizar la Ecuación 3.72 los valores de h y d' de la viga principal que se detalla a continuación.

$$h = 6.3 \text{ pulg}$$

$$d' = 5.35 \text{ pulg}$$

$$k = \frac{6.3 - 5.35}{2} = 0.475 \text{ pulg}$$

Para la longitud de corte se utiliza la Ecuación 3.73.

$$L_{\text{recorte}} = 1/2 bf - 1/2 tw - 1/2 + (1/2 \text{ a } 3/4) \quad \text{Ecuación 3.73}$$

Para utilizar la Ecuación 3.73 los valores de bf y tw de la viga principal se detallan a continuación.

$$bf = 3.23 \text{ pulg}$$

$$tw = 0.29 \text{ pulg}$$

$$L_{\text{recorte}} = 1/2 * 3.23 - 1/2 * 0.29 - 1/2 + 3/4 = 1.72 \text{ pulg}$$

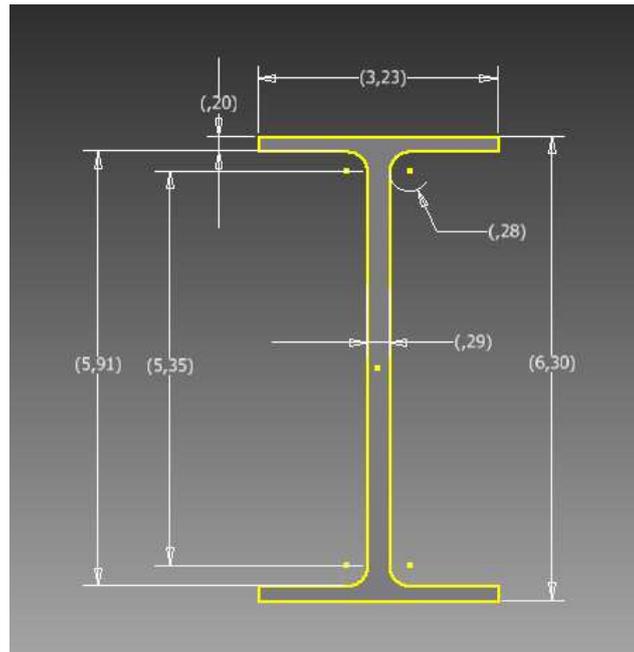


Ilustración 3.75 DIMENSIONES DE LA VIGA PRINCIPAL IPE 160

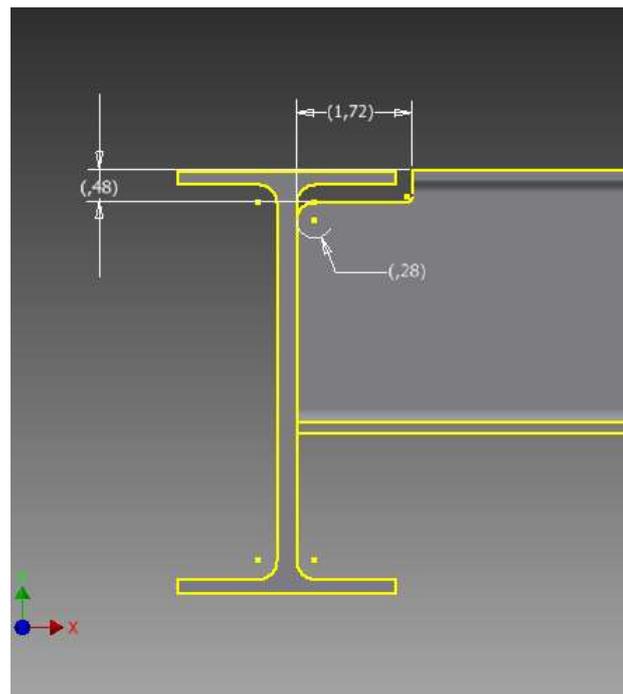


Ilustración 3.76 ESQUEMA DE VALORES DEL d_{corte} Y L_{recorte}

3.17. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO ENTRE COLUMNA Y VIGA PRINCIPAL CRÍTICA $L=2,95$ M

Para el diseño de la soldadura de doble ángulo es necesario saber el valor de la carga de corte que se encuentra en el extremo de la viga (elemento B29) para ello se utiliza el programa ETABS que proporciona el dato.

$$R_u = V_u = 42.25 \text{ kN} = 9.48 \text{ klb}$$

Además se requiere las diferentes medidas del perfil IPE 160 (tipo W) que se muestran en la Ilustración 3.75.

$$t_w = 0.291 \text{ pulg}$$

$$d = 5.9 \text{ pulg}$$

Ahora se muestra un esquema de la conexión de doble ángulo con sus respectivas medidas.

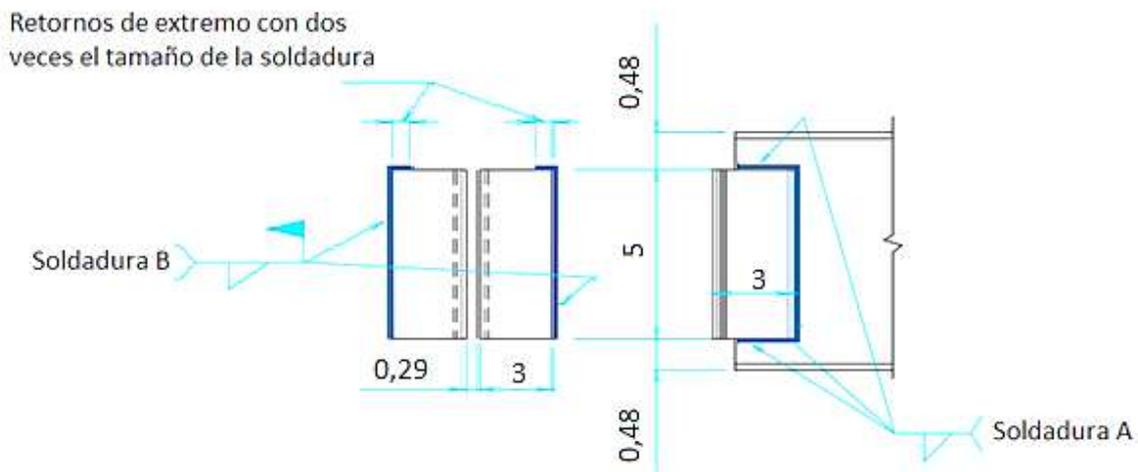


Ilustración 3.77 DIMENSIONES DE LA SOLDADURA A Y B

3.17.1 DISEÑO DE LA SOLDADURA B

Como se dijo en el apartado 3.10 para el diseño de la soldadura B, se utiliza los valores de la Tabla 3.13.

Como

$$L = 5 \text{ pulg}$$

En la Tabla 3.13 se verifica el espesor mínimo del alma de la viga que es $t_{wmin} = 0.29$ pulg para un acero con esfuerzo de fluencia de 36 ksi y como $t_{wmin} < t_w$ entonces cumple con las condiciones y se procede a tomar los valores de carga de diseño R_d y tamaño de la soldadura w .

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u$$

Ecuación 3.66

$$Rd = \phi Rn = 23.4 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

$$w = 1/4 \text{ pulg} = 6.4 \text{ mm}$$

El valor de carga de diseño Rd también se lo puede encontrar con la Ecuación 3.69.

$$\phi Rn = 0.75 w \text{Sen } 45^\circ L * 0.6 F_{EXX} \quad \text{Ecuación 3.69}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 1/4 * \text{Sen } 45^\circ * 5 * 0.6 * 70 = 27.8 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

Además el tamaño de soldadura w está restringido por la Tabla 3.11 la cual indica que para espesores mayores a $1/4$ pulg y menores o iguales a $1/2$ pulg de las partes unidas, el tamaño mínimo de soldadura de filete es de $3/16$ pulg, como el espesor del alma de la viga está dentro del intervalo ($tw = 0.291$ pulg) y el tamaño de la soldadura ($w = 1/4$ pulg) es mayor que $3/16$ pulg entonces se cumple con las condiciones.

Con esto se verifica que una soldadura de filete de tamaño $w = 1/4$ pulg resiste, por el hecho de cumplir la condición de que la carga última de corte sea menor que la carga de diseño.

3.17.2 DISEÑO DE LA SOLDADURA A

Para el diseño de la soldadura A se utiliza la Ecuación 3.74, de la cual se despeja el termino D que es el tamaño de la soldadura (w) en dieciseisavos de pulgada.

$$twb \geq \frac{0.088 F_{EXX} D}{Fub} \quad \text{Ecuación 3.74}$$

Despejando el termino D

$$D = \frac{twFub}{0.088 F_{EXX}}$$

Se tiene que el esfuerzo último $Fub = 58$ ksi para el acero A-36 y $F_{EXX} = 70$ ksi ya que para las soldaduras se utilizará un electrodo E7018.

$$D = \frac{0.291 * 58}{0.088 * 70} = 2.74 \text{ dieciseisavos de pulg}$$

$$w = 0.17 \text{ pulg} = 4.4 \text{ mm}$$

Como se dijo anteriormente el tamaño de soldadura w está restringido por la Tabla 3.11 la cual indica que para espesores mayores a $\frac{1}{4}$ pulg y menores o iguales a $\frac{1}{2}$ pulg de las partes unidas el tamaño mínimo de soldadura de filete es de $\frac{3}{16}$ pulg, como el espesor del alma de la viga está dentro del intervalo ($t_w = 0.291$ pulg) y el tamaño de la soldadura ($w = 0.17$ pulg), el tamaño de la soldadura es menor que $\frac{3}{16}$ pulg entonces no se cumple con la última de las condiciones, así que se procederá a cambiar el tamaño de la soldadura a $w = 0.2$ pulg que es mayor a $\frac{3}{16}$ pulg.

$$w = 0.2 \text{ pulg} = 5.1 \text{ mm}$$

Ahora para encontrar la carga de diseño R_d mediante la Ecuación 2.58.

$$\phi R_n = 0.75 w \text{ Sen } 45^\circ L * 0.6 F_{EXX} \quad \text{Ecuación 3.75}$$

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u \quad \text{Ecuación 3.76}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.2 * \text{Sen } 45^\circ * 5 * 0.6 * 70 = 22.3 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

Con lo anterior expuesto quedan satisfechas las condiciones de restricción del tamaño de la soldadura y la soldadura de filete de tamaño $w = 0,2$ pulg resiste la carga última de corte ya que esta es menor a la carga de diseño.

3.17.3 ESPECIFICACIONES DEL ÁNGULO PARA LA SOLDADURA DE DOBLE ÁNGULO

Para las especificaciones de los ángulos para la conexión de soldadura de doble ángulo se sigue las disposiciones de norma LRFD son:

1. Generalmente se utilizan angulos de $4 \times 3 \frac{1}{2}$ pulg con el lado de $3 \frac{1}{2}$ pulg conectado al alma de la viga.
2. El espesor del ángulo seleccionado es igual al tamaño de la soldadura más $\frac{1}{16}$ pulg.

Las medidas del ángulo serán de $2 \frac{1}{2} \times 3 \frac{1}{2}$ ya que la norma indica que si la longitud de la soldadura L es menor a 18 pulg, en nuestro caso $L = 5$ pulg, entonces la dimensión del lado que no se ubica en el alma de la viga será igual o menor a 3 pulg y el lado restante como se indica arriba que estará conectado al alma de la viga será $3 \frac{1}{2}$.

En cuanto al espesor del ángulo t_a será igual al tamaño de la soldadura $w = \frac{1}{4}$ más $\frac{1}{16}$ estableciéndose así que $t_a = 0,3125$ pulg.

Y la longitud del ángulo será lógicamente igual a la longitud L de la soldadura es decir 5 pulg.

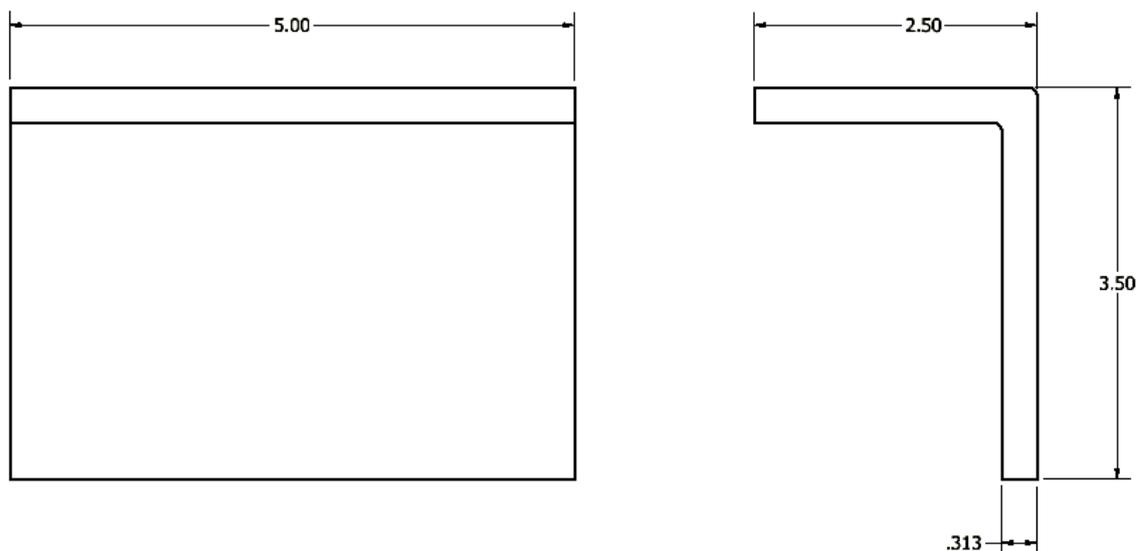


Ilustración 3.78 DIMENSIONES DEL ÁNGULO PARA LA CONEXIÓN SOLDADA DE DOBLE ÁNGULO

3.17.4 DISEÑO A LA RUPTURA POR CORTANTE DEL MATERIAL BASE ADYACENTE A LA SOLDADURA

Para el diseño de a la ruptura por cortante del material base adyacente a la soldadura se aplicará la Ecuación 3.70.

$$\phi R_n = 0.9 t_w L F_y$$

Ecuación 3.70

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u$$

Ecuación 3.66

$$\phi R_n = 0.9 * 0.291 * 5 * 36 = 47.14 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

Como la carga de diseño de corte del material base adyacente a la soldadura es mayor que la carga última de corte entonces el material base cumple con las condiciones de resistencia.

3.18. DISEÑO DE ASIENTOS PARA VIGAS PRINCIPALES

Generalmente se utilizan para los asientos de vigas ángulos de 4x4 y en este proyecto se acogerá esta frecuente práctica.

Para el diseño de los asientos para vigas se utilizará la Tabla 3.14 la cual proporciona la carga de diseño R_d de un ángulo especificando el espesor del alma de la viga la cual es $t_w = 0.291$ pulg, en la tabla indica un espesor mínimo de alma, con un espesor de $\frac{1}{4}$ pulg ya que este es menor al espesor del alma de la viga.

A continuación se escoge una longitud de ángulo igual a 5 pulg y con un espesor del mismo igual a $\frac{3}{8}$ pulg, se obtiene una carga de diseño indicada a continuación.

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u$$

Ecuación 3.66

$$\phi R_n = 15.7 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

Como la carga de diseño es mayor que la carga última de corte entonces el ángulo cumple con las condiciones de resistencia.

En resumen el ángulo será de 4x4 con una longitud de 5 pulg y un espesor de $\frac{3}{8}$ pulg.

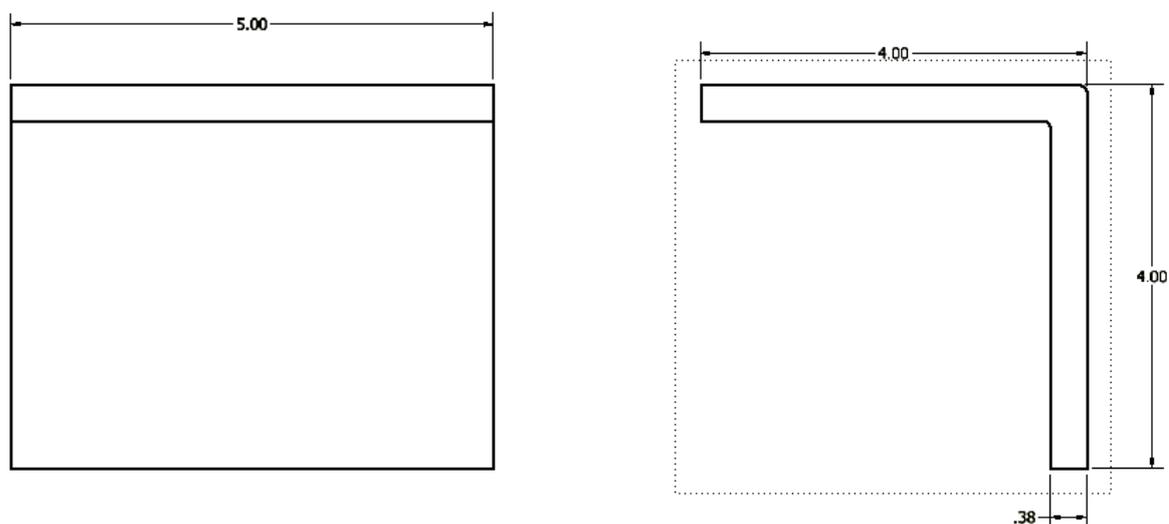


Ilustración 3.79 DIMENSIONES DEL ASIENTO NO ATIESADO

3.18.1 DISEÑO DE LA SOLDADURA DE FILETE A LOS LADOS DEL ÁNGULO DE ASIENTO PARA VIGAS

Para el diseño de la soldadura de filete en los ángulos de asiento la norma LRFD dice que es suficiente con dos cordones verticales a los extremos del ángulo.

Con la premisa anterior se puede establecer que la longitud de la soldadura de filete será igual a 4 pulg. El tamaño de la soldadura w será igual al espesor del ángulo de asiento para la viga menos 1/16 pulg obteniéndose $w = 5/16$ pulg.

El tamaño de soldadura w está restringido por la Tabla 3.11 la cual indica que para espesores menores a 1/4 pulg de las partes unidas el tamaño mínimo de soldadura de filete es de 1/8 pulg, como el espesor de la columna y el espesor del patín de la viga están dentro del intervalo ($t_c = 0,16$ pulg y $t_f = 0,2$ pulg) y el tamaño de la soldadura ($w = 5/16$ pulg) es mucho mayor que 1/8 pulg entonces se cumple con las condiciones.

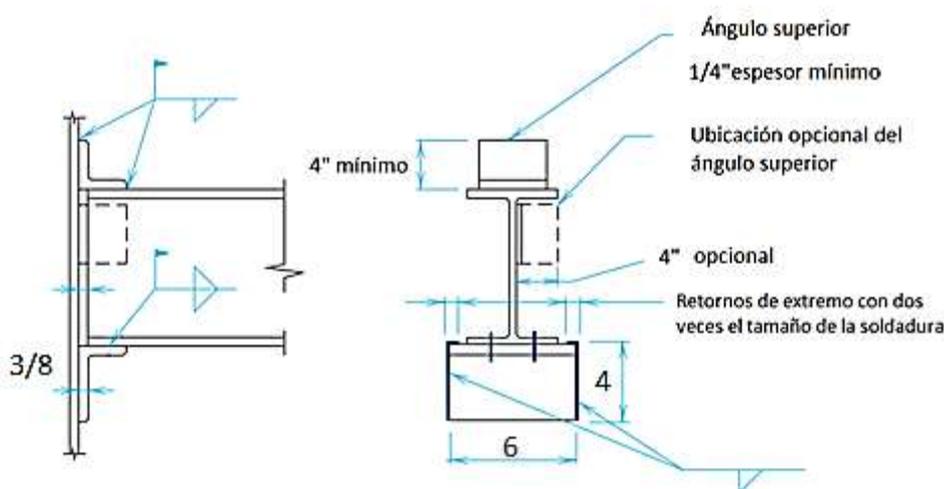


Ilustración 3.80 DIMENSIONES DE LA SOLDADURA PARA EL ASIENTO DE VIGAS

Ahora para calcular la carga de diseño de la soldadura de filete se utilizará la Ecuación 3.69.

$$R_d = \phi R_n \geq R_{req} = R_u \quad \text{Ecuación 3.66}$$

$$\phi R_n = 0.75 w \text{Sen } 45^\circ L * 0.6 F_{EXX} \quad \text{Ecuación 3.69}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 7/16 * \text{Sen } 45^\circ * 4 * 0.6 * 70 = 38.97 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

La carga de diseño es mayor que la carga última de corte lo cual indica que la soldadura resiste las condiciones de carga.

3.19. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS SIN ÁNGULOS

Para el diseño de las soldaduras de filete de las conexiones en las cuales no se utiliza ángulos se usará la Ecuación 3.69.

$$Rd = \phi Rn \geq Rreq = Ru$$

Ecuación 3.66

$$\phi Rn = 0.75 w \text{Sen } 45^\circ L * 0.6 F_{EXX}$$

Ecuación 3.69

Para visualizar de mejor forma este tipo de conexión se muestra un esquema de la misma en la Ilustración 3.81.

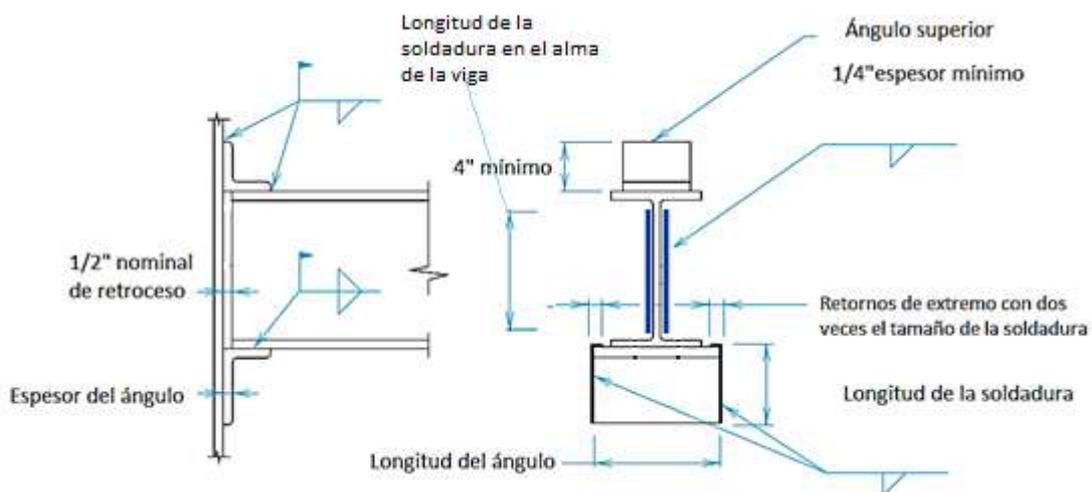


Ilustración 3.81 ESQUEMA DE LA CONEXIÓN SIN UTILIZAR ÁNGULOS

La longitud de la soldadura en el alma de la viga es igual a $L = 5.35$ pulg la cual se obtiene de la Ilustración 3.75, además el tamaño de la soldadura w que será igual al espesor del material base menos $1/16$ pulg, quedando un valor de $w = 0.23$ pulg. El valor w se verifica utilizando la Tabla 3.11 la cual dice que para espesores de las partes unidas mayores a $1/4$ pulg y menores o iguales a $1/2$ pulg, el tamaño de la soldadura debe ser mayor a $3/16$ pulg.

En conclusión el valor calculado del tamaño de la soldadura cumple con las condiciones establecidas en la Tabla 3.11.

$$\phi Rn = 0.75 * 0.23 * \text{Sen } 45^\circ * 5.35 * 0.6 * 70 = 27.4 \text{ klb} > 9.48 \text{ klb}$$

La carga de diseño es mayor que la carga última de corte lo cual no indica que la soldadura resiste las condiciones de carga.

CAPÍTULO 4

PROCESO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

4.1. PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

Las actividades de un proyecto de estructura la conforman: Proyecto de Ingeniería, Proyecto de Fabricación, Proyecto de montaje.

4.1.1 PROYECTO DE INGENIERÍA

En esta actividad se propone un tipo de estructura de acero y en esta se definen las cargas, tipo de perfiles más convenientes a utilizarse, si estos son laminados o soldados, con sus correspondientes formas geométricas (tipo W o tipo cajón dependiendo de su finalidad si es para vigas o columnas) así como sus dimensiones, el diseño de conexiones (soldadas o atornilladas), cálculos de cargas y esfuerzos en las partes más críticas de toda la estructura, el diseño de la cimentación, el consumo de acero y materiales a usarse.

Tras todos estos pasos se debe confeccionar planos o dibujos de acuerdo al nivel deseado de proyecto, así como ingeniería de detalle de los elementos componentes de la estructura fabricados o armados. Dependiendo del caso, las piezas se mostrarán aisladas o en conjunto.

En fin el Proyecto de Ingeniería es una tarea que se designa a proyectistas o ingenieros especializados en estructuras metálicas.

4.1.2 PROYECTO DE FABRICACIÓN

Una vez realizado toda el Proyecto de Ingeniería, donde se ha seleccionado perfiles que fabricar, con un específico material (en nuestro caso se ha seleccionado un acero ASTM A 36), el cual debe ser suministrado por un proveedor local para evitar gastos innecesarios por motivo de transporte, en el Ecuador más específicamente en Quito existen varios proveedores de perfiles de acero entre ellos por citar algunos ejemplos DIPAC, IPAC, KUBIEC los cuales brindan proformas las cuales ayudan al proyectista a escoger el más conveniente que se ajuste al presupuesto.

Una vez escogido el proveedor y realizada la compra, se debe trasladar los perfiles hacia el taller, donde con los planos procederán a fabricar los perfiles que necesitan ser armados y agregarles un capa de pintura anticorrosiva.

4.1.2.1 Recibimiento y almacenaje de materia prima

En este punto se recibe el material o los perfiles solicitados al proveedor, los cuales se trasladan a un punto de almacenaje mediante la ayuda de grúas o si los perfiles no son muy pesados se los lleva de forma manual con ayuda de los trabajadores.



Ilustración 4.1 ALMACENAJE DE LOS PERFILES TIPO W

4.1.2.2 Medición

Una vez recibidos los perfiles, se procede a medirlos para posteriormente cortarlos a la medida que se encuentra en el plano estructural, además se deben tomar medidas en campo, ya que no siempre las medidas en los planos corresponden a los que se encuentran en el sitio donde se montará la estructura.

Estas incongruencias en medidas no son significativas pero originan cambios en cuanto al corte que se debe realizar a los perfiles, estos errores se generan por la perspectiva de la persona a la hora de tomar las medidas del terreno, fallas en los instrumentos de medición, elementos ambientales como frío o calor, etc.



Ilustración 4.2 TOMA DE MEDIDAS EN CAMPO Y ANTES DEL CORTE DE LOS PERFILES

4.1.2.3 Corte

Los perfiles laminados de acero que se obtienen en el mercado son comercializados en dimensiones estándar de longitud, ancho y espesor, por tal razón es necesario el corte de los mismos para su utilización.

Los métodos comunes para el corte de los perfiles se los realiza con cizallas, sierras circulares de baja velocidad, disco, corte a gas (oxicorte), además se prohíbe el corte por arco eléctrico según indica la norma RTE INEN 037:2009 Reglamento Técnico Ecuatoriano, Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras de Acero.

Las superficies de los cortes serán planos perpendiculares a las caras de los elementos, se debe eliminar las rebabas, filos y aristas vivas.

El corte por cizalla se lo puede realizar en perfiles de espesores menores o iguales a 15 mm.

Los cortes por oxicorte serán hechos con una sobremedida de 3 mm, para luego ser ajustados mediante moladora.

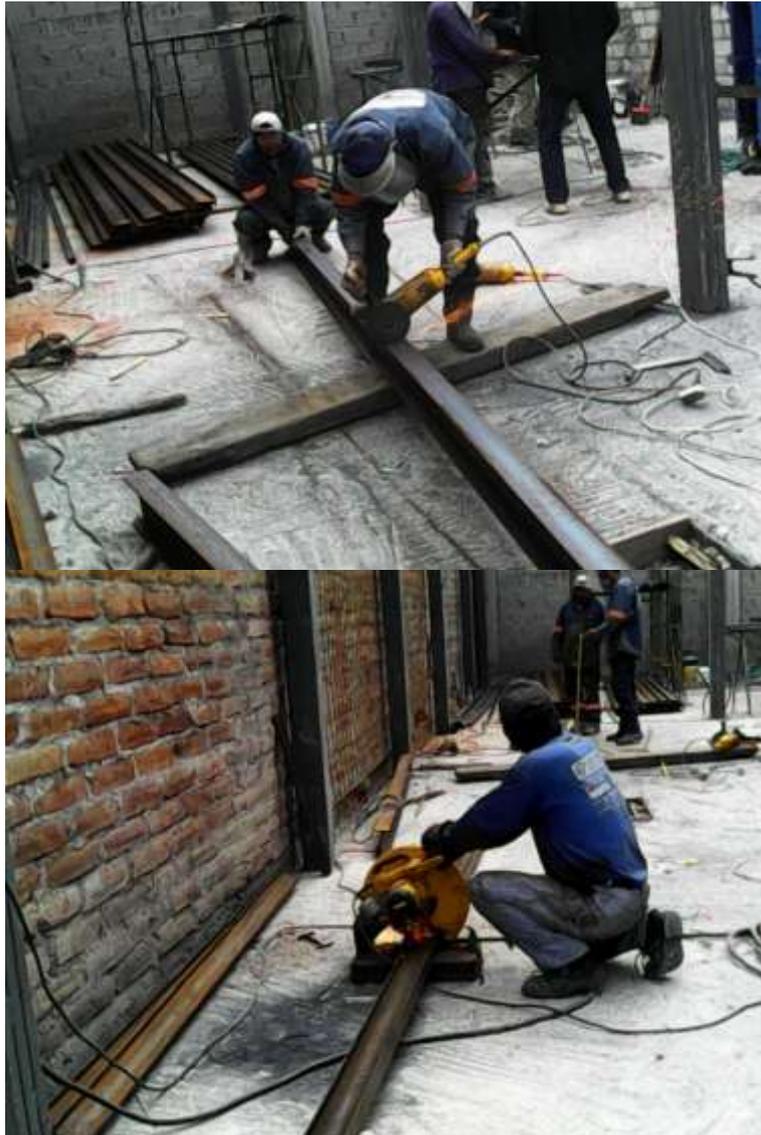


Ilustración 4.3 CORTE DE PERFILES USANDO AMOLADORA Y DISCO DE CORTE

4.1.2.4 Armado de los perfiles tipo cajón

Una vez cortado los elementos de los perfiles armados se procederán a soldar dichos elementos, según se especifica en los planos, además se debe utilizar el proceso de adecuado de soldadura (SMAW) así como los correspondientes electrodos. En este proceso se necesita un contingente considerable de soldadores, pues estas operaciones son casi siempre muy laboriosas y lentas.

Se debe mencionar que el proceso de soldadura provoca deformaciones en los elementos que están siendo soldados, por tal motivo, al terminar las conexiones entre los elementos se debe realizar una inspección para poder realizar ajustes y

alineaciones con la ayuda de una prensa enderezadora o por la acción de calor (proceso alternativo de calentar y enfriar el perfil).

4.1.2.5 Limpieza y preparación de la superficie

Después del corte y la eliminación de filos, aristas vivas, y soldadura si son perfiles armados, se procede a limpiar las superficies de los mismos, el objetivo de esta limpieza es la eliminación de polvo, óxido y/o grasa, presente en las caras de los perfiles debido a la atmósfera del medio de trabajo.

El acero suministrado por el proveedor casi siempre se encuentra cubierto por una cascarilla de laminación, además que este puede presentar oxidación debido a un periodo prolongado de almacenamiento o por estar expuesto al aire libre luego de su fabricación en los patios de las siderúrgicas.

La importancia de la preparación de la superficie se debe a que si un sistema de pintura de alta resistencia química o mecánica puede tener un desempeño mediocre si es aplicada en una superficie inadecuadamente preparada, mientras que una adecuada preparación de la superficie puede suplir en parte una ineficiente aplicación de la pintura y su baja calidad.

Por tal motivo cerca de un 60% del costo de un trabajo de pintura está en la preparación de la superficie.⁵³

Existen una gran variedad de procesos de limpieza y pueden ser clasificados según tipo e intensidad de aplicación (según la norma SSPC-Steel Structures Painting Council) entre los cuales están:

1. Desengrasado por disolventes
2. Limpieza manual
3. Limpieza mecánica
4. Limpieza a fuego
5. Chorro abrasivo al metal blanco
6. Chorro abrasivo comercial
7. Chorro abrasivo ligero
8. Decapado químico

⁵³ Mattos Dias, 2006, "Estructuras de acero", 1ª Edición, Editorial Zigurate, pp127

9. Chorro abrasivo al metal casi blanco
10. Chorro con agua a alta presión
11. Chorro con abrasivo mojado o chorro húmedo



Ilustración 4.4 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE Y LIMPIEZA MANUAL

4.1.2.6 Pintura

La pintura es un elemento que permite conservar las superficies del acero, retardando la corrosión, evitando el contacto de los elementos corrosivos con la superficie de la estructura y por su acción inhibidora de la oxidación debida a las propiedades electroquímicas del material de la pintura.

Después de una aplicación de una delgada capa de pintura sobre la superficie, esta forma una película que se solidifica por ciertos mecanismos de secado o curado, transformándose en una película continua, flexible, impermeable y adherente a esa superficie.



Ilustración 4.5 PROCESO DE PINTADO Y PERFILES YA PINTADOS

4.1.3 PROYECTO DE MONTAJE

Una vez obtenidos todos los perfiles y materiales necesarios para realizar la estructura de acero, se trasladan al lugar donde se realizará el proyecto.

Con una representación esquemática en forma de diagrama donde se muestra la estructura, así como la identificación o código de cada pieza, la posición donde se colocará y secuencia en el montaje.

Además se puede poner información adicional para el encarado del montaje como peso del elemento más masivo, el radio máximo de operación del equipo de montaje, la forma de montaje, etc.

4.1.3.1 Montaje

Para poder montar los diferentes elementos de la estructura de debe tener equipos para poder levantar carga como son tecles, puentes grúas, etc., además se necesita de andamios o elevadores.



Ilustración 4.6 EQUIPOS UTILIZADOS PARA LEVANTAR CARGA



Ilustración 4.7 PROCESO DE MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

4.1.3.2 Soldadura de los elementos montados

Antes de proceder a soldar los elementos montados, se debe retirar parte de la pintura en las zonas de soldadura y adyacentes a ella para garantizar la calidad de soldadura.



Ilustración 4.8 SOLDADURA DE LOS ELEMENTOS MONTADOS

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE COSTOS

5.1. ANÁLISIS DE COSTOS

El costo es la suma de gastos necesarios o factores que integran una actividad económica destinada para obtener un producto, servicio o trabajo final.

En este capítulo se tratará los costos empleados para el desarrollo del presente proyecto tomando en cuenta como elementos principales las: columnas, vigas primarias, vigas secundarias, piso colaborante y sus respectivos gastos vinculados a estos, considerando costos directos e indirectos.

La investigación de precios se realizará mediante cotizaciones en diferentes empresas proveedoras de servicios y materiales de construcción, además de la realización de tablas donde se desarrollarán los precios unitarios.

5.1.1. COSTOS DIRECTOS

Estos costos están asociados de forma directa con el producto como: materia prima utilizada, mano de obra que está involucrada directamente en la fabricación del producto, servicio o trabajo final.

Para el presente proyecto, los costos directos son: la adquisición de la materia prima (vigas primarias, secundarias, perfiles, placas base, piso colaborante, malla electrosoldada) y mano de obra utilizada en el montaje.

Cabe recalcar que los costos directos representan el mayor rubro dentro de los costos totales.

5.1.2. COSTOS INDIRECTOS

Son costos que no afectan directamente en el proceso productivo de un bien o producto, como por ejemplo el alquiler de un galpón, salario administrativo, gasto de electricidad, agua, teléfono, climatización, etc. de un proceso de producción, para el presente proyecto se ha tomado en cuenta el 15% de los costos directos. Además dentro de estos valores también se toma en cuenta la utilidad del producto para nuestro caso será el 15%, sumando un valor total del 30% de costos adicionales.

5.1.2.1. Materiales a utilizar

Se conoce que el terreno donde se desarrollará el proyecto se encuentra ya con cimentaciones, fundido el contrapiso y colocado placas base por lo tanto se realizará solamente la fabricación y montaje de la estructura metálica.

Para obtener un número aproximado de materiales a utilizar entre perfiles, vigas, correas, pisos colaborantes entre otras, se utiliza el comando tablas de nuestro proyecto desarrollado en ETAB`S.

The screenshot shows the ETABS 2013 interface. On the left is the 'Model Explorer' tree with 'Material List by Element Type' selected. The main window displays a 3D wireframe model of a steel structure. Below the model is a 'Material List by Section' table with the following data:

Section	Element Type	# Pieces	Total Length	Total Weight	# Studs
IPE100	Beam	48	174.3	13.8205	0
IPE160	Beam	52	189.8	25.1366	0
COLUMNA150X	Column	34	89.99	17.4863	
ARRIOST_2X2	Brace	8	32.6735	0.7689	
P_COLABORAN	Floor			426.6098	
P_COLABORAN	Metal Deck			11.7208	
ELE_NULO	Wall			1.5895	

Ilustración 5.1 CANTIDADES DE LOS ELEMENTOS BÁSICOS UTILIZADOS EN LA ESTRUCTURA

Elemento A Usar	Tipo	Longitud Total (m)	Longitud Std. Perfil	# Piezas	Unidades Calculadas
IPE 160	Viga-Principal V1	169.8	6m/u	52	28.3
IPE 100	Viga-Secund. V2	174.3	6m/u	48	29.05
G150x50x4	Columna	102*	6m/u	34	51**
Tub.est.2x2mm	Arriostamientos	32.57	6m/u	8	5.42
PL300x300	Placa base	-	-	-	17
PL200x200	Placa arriestra	-	-	-	6
ANG 2 1/2x1/4	Asiento vigas	8.32	6m/u	-	1.37***

Tabla 5.1 MATERIAL UTILIZADO EN LA ESTRUCTURA

Nota*: son 17 columnas cuya altura en nuestro plano bordea los 5.6 m, para mayor facilidad en la construcción de estas y tomando en cuenta que se tiene proyectado una tercera planta se consideró que tienen que ser de 6m cada columna.

Nota**: cada columna está formada por tres perfiles G150x50x4 obteniendo en total 51 perfiles resultado de 17column*3perfiles.

Nota***: los asientos de las vigas se utilizará solamente para las vigas-primarias. El tamaño de los asientos es aproximadamente la longitud del patín cuyo valor es de 82mm (Ver Anexo E) por lo tanto si existen 52 V1 se tiene 104 asientos a utilizar por 80mm de longitud da un valor de 8320mm.

5.1.3. COSTOS PARCIALES DE MATERIALES

En las siguientes tablas se detallará el costo unitario⁵⁴ de los materiales que conformarán la estructura.

⁵⁴ Costo unitario obtenido de proformas Anexo I ,precios referenciales Julio 2015

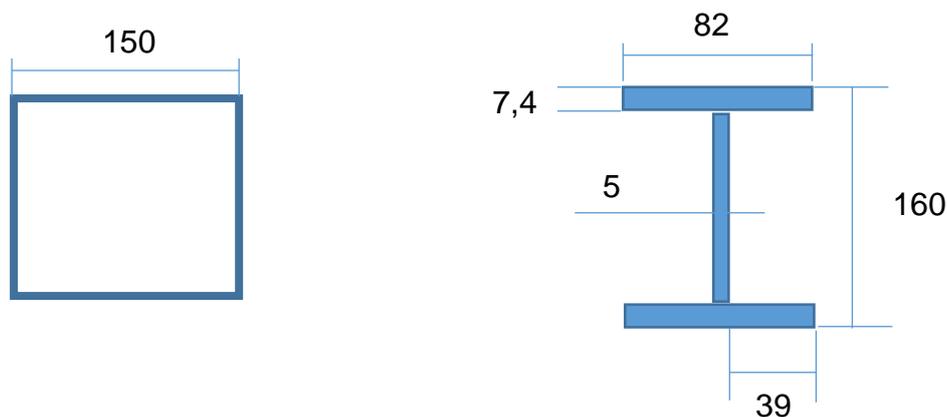
Elemento a usar	Longitud Total (m)	#Unidades Calculadas	# Unidades real	Sobra (m)	Cost. Unit. (usd/u)	Costo Total	Fuente
IPE 160	169.8	28.3	29	4.2	117.42	3405.1	Dipac
IPE 100	174.3	29.05	30	5.7	57.47	1724.1	Dipac
G150x50x4	102	51	51	0	34.3	1749.3	Dipac
Tub.est.2x2mm	32.57	5.42	6	3.48	10.62	84.96	Dipac
PL200x200	-	6	6	0	5	30	M.I.Orell.
ANG 2x1/4	8.32	1.37	2	3.6	28.81	57.62	F. Stalin

Tabla 5.2 DETALLE DE MATERIALES A COMPRAR COSTO POR UNIDADES

Pintura	Área Total (m ²)	Rendimiento (m ² /gal)	Unidades cal. (gal)	Unidades real (gal)	Sobra (gal)	Costo Unit.(gal)	Costo Total	Fuente
Anticorr.	500*	20-25	25	25	0	11.43	285.75	Dipac
Thinner	500	40-50	12.5	12.5	0	14.72	184	Kywi

Tabla 5.3 DETALLE DE PINTURA A COMPRAR

*Para obtener el área a pintar se necesita el perímetro de cada elemento y se lo multiplica por su longitud y número de elementos.



Para la columna el perímetro es 600mm entonces $0,6\text{m} \times 17\text{columnas} \times 6\text{m}$ de longitud = $61,2\text{m}^2$

Para la viga V1 el perímetro sería: $[82+160+2(39)] \times 2 = 644\text{mm}$ entonces $0,644\text{m} \times 29\text{vigas} \times 6\text{m} = 112\text{m}^2$

Para la viga V2 y con el mismo cálculo anterior se tiene 74m^2

Por lo tanto $61,2(\text{columna})+74(\text{viga2})+112(\text{viga1}) = 247,2 \text{ m}^2$ con una mano de pintura pero como son dos manos de pintura son aproximadamente 500 m^2 a pintar.

Elemento	Área Total (m2)	Área. Std. (m2)	m2 utilizable	Unidades cal. (u)	Unid. Real	Costo Unit.(gal)	Costo Total	Fuente
Steel panel	186	6	5	37.2	38	46.62	1771.56	Hidmaco
Malla 5x15	186	15	15	12.4	13	31.85	414.05	Dipac

Tabla 5.4 DETALLE DE STEEL PANEL Y MALLA ELECTROSOLDADA

Pesos Totales			
Elementos	Peso unid. (kg/6m)	Cantidad	Peso total (kg)
IPE 160	94.8	29	2749.2
IPE 100	48.6	30	1458
G150x50x4	49.68	51	2533.68
Tub.est.2x2mm	14.46	8	115.68
PL200x200	1.57	6	9.42
ANG 2 1/2x1/4	26.58	2	53.16
Steel panel	38.28kg/6m ² .	38	1454.64
Malla 5x15	30.95kg/plan.	13	402.35
		Total	7318.13

Tabla 5.5 PESO TOTAL DE MATERIALES

Costos Totales	
Elementos	Costo (usd)
IPE 160	3405.1
IPE 100	1724.1
G150x50x4	1749.3
Tub.est.2x2mm	84.96
PL200x200	30
ANG 2 1/2x1/4	57.62
Anticorrosivo gris	285.75
Thinner	184
Steel panel	1771.56
Malla 5x15	414.05
Subtotal	9706.44
IVA 12%	1164.77
Total	10871.21

Tabla 5.6 COSTO TOTAL DE MATERIA PRIMA

5.1.4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El presente análisis de precios unitarios se realizará a rubros que forman parte del proyecto como son: fabricación de columnas, montaje, pintado de los perfiles, instalación de Steel Deck e instalación de malla electrosoldada.

5.1.4.1. Rendimiento

El rendimiento es una variable establecida por el técnico, en función de los recursos y mano de obra con los que cuenta, el rendimiento puede estar expresado en distintas unidades: kg, m, u, entre otros.

5.1.4.2. Detalle de precios unitarios⁵⁵

RUBRO:			R=(unid./hora)	845kg/8h*=	105,63	
UNIDAD:	Kg		K= (hora/unid.)		0,00947	
DETALLE:	Fabricación de columnas					
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Herramienta menor	2.00		0.83	1.66	0.016	3.41
Soldadora 300 A	2.00		1.98	3.96	0.037	8.13
Amoladora	2.00		1.15	2.30	0.022	4.72
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0.075	16.25
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Soldador calificado	2.00		4.50	9.00	0.085	18.47
Ayudante soldador	2.00		2.50	5.00	0.047	10.26
Ayudante	2.00		2.21	4.42	0.042	9.07
MATERIALES				PARCIAL N	0.174	37.80
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
Electrodo 7018	kg	0.005	5.53	0.028	5.99	
Discos de corte	u	0.003	3.76	0.011	2.45	
Gratas	u	0.003	6.00	0.018	3.90	
TRANSPORTE				PARCIAL O	0.057	12.34
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
Plataforma	u	1.00	0.01	0.012	2.57	
				PARCIAL P	0.012	2.57
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)					0.32	68.97
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDAD (30%)					0.12	26.21
IMPUESTOS (2%)					0.01	1.38
FISCALIZACIÓN (5%)					0.02	3.45
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.46	100.00

Tabla 5.7 FABRICACIÓN DE COLUMNAS

⁵⁵ Serán determinados bajo los precios referenciales de la revista de la cámara de construcción: boletín técnico N° 241, agosto – septiembre 2015.

Nota: son 17 columnas, las cuales se estima realizar en 3 días. Si cada columna está compuesta de tres perfiles G 150x50x4 cuyo peso es de 49.68 kg/6m entonces se tendría un peso por columna de 149 kg en total sería 2533 kg.

RUBRO:		R=(unid./hora)	167m ² /8h*=	20.88	
UNIDAD:	m2	K=(hora/unid.)		0.04790	
DETALLE:	Pintura estructura				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Herramienta menor	1.00	0.83	0.83	0.040	7.61
Compresor 4HP	1.00	1.98	1.98	0.095	18.16
MANO DE OBRA			PARCIAL M	0.135	25.77
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Pintor	1.00	2.50	2.50	0.120	22.93
Ayudante pintor	1.00	2.21	2.21	0.106	20.27
MATERIALES			PARCIAL N	0.226	43.20
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
TRANSPORTE			PARCIAL O	0.000	0.00
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
				0.000	
			PARCIAL P	0.000	0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0.36	68.97
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDAD (30%)				0.14	26.21
IMPUESTOS (2%)				0.01	1.38
FISCALIZACIÓN (5%)				0.02	3.45
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.52	100.00

Tabla 5.8 PINTURA ESTRUCTURAL

*Nota: se estima pintar 500 m2 en tres días

RUBRO:		R=(unid./hora)	1708.75kg/8h*=	213.59	
UNIDAD:	kg	K=(hora/unid.)		0.00468	
DETALLE:	Montaje estructura				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Herramienta menor	4.00	0.83	3.32	0.016	3.52
Motosoldadora 6 salidas	1.00	7.50	7.50	0.035	7.95
Soldadora 300 A	2.00	1.98	3.96	0.019	4.20
andamios	2.00	0.15	0.30	0.001	0.32
Amoladora	4.00	1.15	4.60	0.022	4.88
MANO DE OBRA			PARCIAL M	0.092	20.86
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Soldador calificado	2.00	4.50	9.00	0.042	9.54
Ayudante soldador	2.00	2.50	5.00	0.023	5.30
Ayudante	2.00	2.21	4.42	0.021	4.68
Cortador	2.00	2.50	5.00	0.023	5.30
MATERIALES			PARCIAL N	0.110	24.82
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
Electrodo 7018	kg	0.005	5.53	0.028	6.26
Electrodo 6011	kg	0.005	4.08	0.020	4.62
Discos de corte	u	0.005	3.76	0.019	4.26
Gratas	u	0.005	6.00	0.030	6.79
TRANSPORTE			PARCIAL O	0.097	21.93
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
Plataforma	u	1.00	0.006	0.006	1.36
			PARCIAL P	0.006	1.36
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0.305	68.97
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDAD (30%)				0.116	26.21
IMPUESTOS (2%)				0.006	1.38
FISCALIZACIÓN (5%)				0.015	3.45
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.44	100.00

Tabla 5.9 MONTAJE ESTRUCTURA

Nota: se estima realizar el montaje de la estructura en 4 días si se conoce que el peso de vigas es 4302 kg y el de columnas es de 2533 kg, con un total de 6835 kg por lo tanto $6835\text{kg}/4\text{días} = 1708.75$ entonces por hora se avanzaría 213.6 kg.

RUBRO:		R=(unid./hora)	$37.2\text{m}^2/8\text{h}^* =$	4.65	
UNIDAD:	m2	K=(hora/unid.)		0.21505	
DETALLE:	Colocación Piso Colaborante y malla electrosoldada				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Herramienta menor	1.00	0.83	0.83	0.178	3.48
Amoladora	2.00	1.15	2.30	0.495	9.65
Taladro	2.00	1.15	2.30	0.495	9.65
MANO DE OBRA			PARCIAL M	1.168	22.78
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Ayudante	2.00	2.21	4.42	0.951	18.54
Cortador. armador	1.00	2.75	2.75	0.591	11.54
MATERIALES			PARCIAL N	1.542	30.08
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
Discos de corte	u	0.060	3.76	0.226	4.40
Tornillos autoenroscables	u	3.000	0.20	0.600	11.70
TRANSPORTE			PARCIAL O	0.826	16.11
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
			PARCIAL P	0.000	0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS $X=(M+N+O+P)$				3.535	68.97
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDAD (30%)				1.343	26.21
IMPUESTOS (2%)				0.071	1.38
FISCALIZACIÓN (5%)				0.177	3.45
COSTO TOTAL DEL RUBRO				5.13	100.00

**Tabla 5.10 COLOCACIÓN PISO COLABORANTE Y MALLA
ELECTROSOLDADA**

Nota: se estima realizar la colocación del Deck y la malla electrosoldada en 5 días, se conoce que el proyecto tiene un área de 186 m² por lo tanto se debería avanzar 4,65 m² por hora.

PRESUPUESTO					
Nº	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Fabricación Columnas	kg	2533	0.46	1165.18
2	Pintura Estructura	m ²	500	0.52	260.00
3	Montaje Estructura	kg	6835	0.44	3007.40
4	Colocación Deck y malla	m ²	186	5.13	954.18
5	Suministro Materia Prima	-	-	-	10871.21
TOTAL					16257.97

Tabla 5.11 DETALLE DE PRESUPUESTO

CRONOGRAMA																				
Nº	Rubro	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total	SEMANAS														
						1					2					3				
Estructura Metálica						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Suministro materia prima	-	-	-	10871,21	10871,21														
2	Fabricación Columnas	kg	2533	0,46	1165,18				388,4	388,4	388,4									
3	Pintura de estructura	m ²	500	0,52	260							260								
4	Montaje de estructura	kg	6835	0,44	3007,4							751,9	751,9	751,9	751,9					
5	Colocación deck y malla	m ²	186	5,13	954,18											954,18				
TOTAL																				
INVERSIÓN MENSUAL						11648,0					2903,9					1706,0				
AVANCE PARCIAL EN %						71,6					17,9					10,5				
INVERSIÓN ACUMULADA						11648,0					14551,9					16258,0				
AVANCE ACUMULADO EN %						71,6					89,5					100,0				

Tabla 5.12 DETALLE CRONOGRAMA DE PRESUPUESTO

CAPÍTULO 6

6.1. CONCLUSIONES

1. La NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) regula el diseño, construcción y montaje de la estructura de acero. Específica de manera adecuada basada en la realidad del país las cargas que pueden actuar en una estructura de acero, dependiendo de factores como: la zona de construcción, tipo de terreno, condiciones climáticas, zona sísmica y tipo de finalidad o uso que va a tener el edificio.
2. Actualmente la utilización de programas ingenieriles (ETAB'S, SAP, REVIT) para el diseño de estructuras en general, es una enorme ayuda para estimar o conocer las variables estructurales que se generan en las mismas, lo que permite agilizar y optimizar los diseños llegando a obtener hasta un 95% de cercanía a la realidad.
3. La utilización de Arriostramientos en el diseño de la estructura fue una parte fundamental para rigidizar o estabilizar la estructura ya que impide el desplazamiento o deformación de la misma ante una carga sísmica o de viento, reduciendo el desplazamiento hasta un 70%.
4. Las edificaciones en estructura metálica permiten un ahorro sustancial en tiempo de construcción debido al rápido montaje de sus elementos, por lo tanto en comparación a sus similares en hormigón el tiempo de ahorro es aproximadamente un 75 %.
5. Los costos de construcción de una vivienda de acero con respecto a una vivienda de hormigón es más barata en un 10% ya que se ahorra en mano de obra y consumo de materiales, ya que es más rápida en su montaje y más liviana respectivamente.

6.2. RECOMENDACIONES

1. Se debe verificar que las partes soldadas de la estructura se encuentren en buen estado, aplicando criterios de aceptación y rechazo establecidos en la norma AWS D1.1, código estándar de Soldadura Estructural-Acero. Ver Anexo H.
2. Verificar que los contratistas de la obra realicen las soldaduras de acuerdo a los planos emitidos.
3. Controlar que los soldadores utilicen termos para los electrodos 7018 ya que estos evitan la concentración de hidrogeno y así evitar soldaduras con porosidades.
4. Verificar que toda la estructura se encuentre con un acabado superficial de pintura anticorrosiva.
5. Controlar que los contratistas utilicen las normas básicas de seguridad ocupacional para evitar accidentes e incidentes.
6. Para la construcción de una estructura de acero se debe tomar muy en cuenta el hacer un estudio topográfico del suelo ya que un suelo blando o una falla en el terreno comprometerán la estabilidad y la seguridad de la estructura.
7. Se recomienda utilizar perfiles laminados en caliente tipo IPE/IPN, UPN, HEB/HEA ya que estos no presentan esfuerzos residuales en comparación con los perfiles similares pero laminados en frío.
8. Para proyectos de mayor envergadura en la construcción de edificaciones con estructura de acero se debe hacer un equipo multidisciplinario compuesto por ingenieros mecánicos, civiles, arquitectos, topógrafos, fiscalizadores ya que todos se complementan entre sí.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC. (2010). *Code of Standar Practice For Steel Buildings*. Chicago.
- ASCE. (2002). *Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: SEI.
- AWS D1.1 Structural Welding Code-Steel*. (2006). American Welding Society.
- Chain, N. S., & Chain, R. S. (2008). *Preparacion y evaluacion de proyectos*. Bogota: McGrawHill.
- Chusín, A., & Reimundo, R. (2008). *Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero*. Quito: EPN.
- Correa, M., & Machado, L. (2012). *Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y uns sistema constructivo alternativo liviano*. Quito: EPN.
- CPE INEN 5 Código de Práctica Ecuatoriana*. (2001).
- Crisafulli, F. J. (2008). *Diseño sismoresistente de construcciones de acero*. Santiago: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Dias, L. A. (2006). *Estructuras de acero*. Ziguarte.
- Enseñanzas Técnicas*. (2015, Junio). Retrieved from <http://ocw.usal.es/ensenanzas-tecnicas/resistencia-de-materiales-ingeniero-tecnico-en-obras-publicas/contenidos/%20Tema6-Flexion-Deformaciones.pdf>
- Erazo, D., & Ordóñez, L. (2013). *Diseño del entramado de acero de la estructura soporte del edificio Diamante Premium Corp*. Quito: EPN.
- Gere, J. M. (2002). *Resistencia de Materiales*. Madrid: Thomson.
- Gestión de Calidad*. (2015, Septiembre). Retrieved from http://www.gestiondecalidadtotal.com/casa_de_la_calidad.html
- Gonzalez, C. (1997). *Analisis Estructural*. Mexico: Limusa Noriega.

- Manual construcción.* (2015, Julio). Retrieved from http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013/Capitulo_2d.pdf
- McCormac, J. (2002). *Diseño de estructuras de acero Método LRFD*. México: AlfaOmega.
- MIDUVI. (2014). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*. QUITO: MIDUVI.
- NEC-SE-CG. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas No Sísmicas*.
- NEC-SE-DS. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas Sísmicas*.
- Reglamento Técnico Ecuatoriano RTE INEN 037 Diseño Fabricación y Montaje de Estructuras de Acero.* (2009).
- Resistencia de materiales.* (2014, Noviembre 24). Retrieved from Enseñanzas técnicas : <http://ocw.usal.es/enseñanzas-tecnicas/resistencia-de-materiales-ingeniero-tecnico-en-obras-publicas/contenidos/%20Tema6-Flexion-Deformaciones.pdf>
- Ruiz, R. (2013). *Elaboración y Evaluación de Proyectos*. Quito: EPN.
- Segui, W. T. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*. Memphis: Thomson.
- Sriramulu, V. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. Mexico: McGraw-Hill.
- Tupiza, C. (2011). *Diseño de una casa sismoresistente de dos niveles en estructura metálica*. Quito: EPN.
- Villacres, M. (2012). *Soldadura de produccion y mantenimiento*. Quito: EPN.

ANEXOS

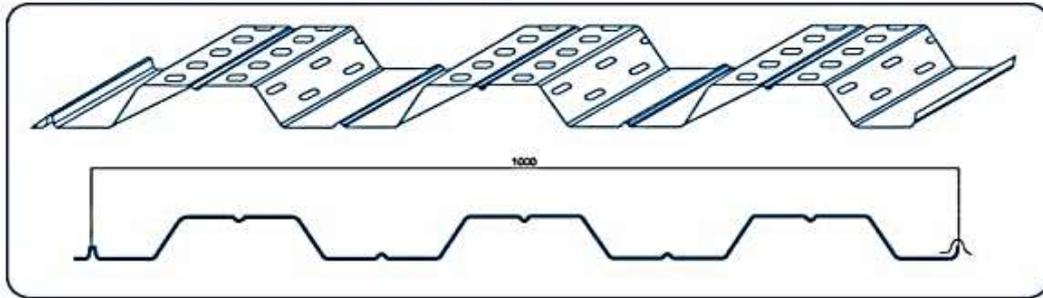
ANEXO A
PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ANEXO B
PLANOS ESTRUCTURALES

ANEXO C

CARACTERÍSTICAS DEL PISO COLABORANTE

Geometría LOSACERO DIPAC



Propiedades de la sección sin concreto

Espesor mm	Peso Kg /m ²	I ⁺ (cm ⁴ /m)	I ⁻ (cm ⁴ /m)	S ⁺ (cm ³ /m)	S ⁻ (cm ³ /m)
0.65	6.22	37.38	34.39	14.16	15.39
0.74	7.08	42.53	39.13	16.08	17.47

Ancho útil: 1000 mm

Largo: Estándar y a medida

Espesores: 0.65 y 0.74mm

Acabados: Galvanizado

Distancia entre apoyos (sin apuntalamiento)

Espesor LOSACERO	tipo apoyo	5cm	6cm	8cm	10cm	12cm
0.65	simple	1.825	1.717	1.548	1.421	1.312
0.65	doble	2.061	1.956	1.787	1.655	1.548
0.65	triple	2.130	2.022	1.847	1.710	1.600
0.74	simple	1.990	1.872	1.689	1.550	1.441
0.74	doble	2.248	2.133	1.948	1.805	1.689
0.74	triple	2.323	2.205	2.014	1.865	1.745

ANEXO D

PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE

COLUMNA Y VIGA PRINCIPAL

ANEXO E

**PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE VIGA
PRINCIPAL Y VIGA SECUNDARIA**

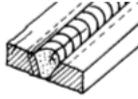
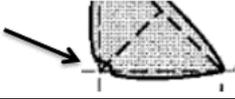
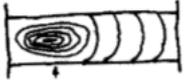
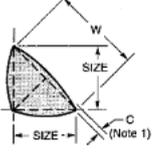
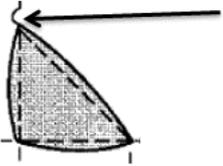
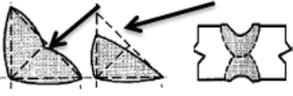
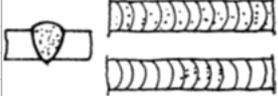
ANEXO F

PLANO DE DETALLE DE SOLDADURA ENTRE PLACA

BASE Y COLUMNA

ANEXO G
CÓDIGO AWS D1.1

AWS D1.1; código estándar de Soldadura Estructural-Acero

DRAWINGS AND / OR PHOTO OF COMMON DEFECTS IN WELDING					
Defect	Name	Initial	CRITERIA FOR ACCEPTANCE AND REJECTION IN AWS D1.1		
			Load - No Tubular	Dynamic load - No Tubular	Any Burden - Tubular
	Fisura	F	No se acepta	No se acepta	No se acepta
	Falta de Fusión entre soldadura y material base	IF	No se acepta	No se acepta	No se acepta
	Crater	CR	No se acepta	No se acepta	No se acepta
	Concavidad	CC	No se acepta	No se acepta	No se acepta
	Convexidad	C	<p>W</p> <p>W ≤ 5/16 in. (8 mm)</p> <p>W ≤ 5/16 in. (8 mm) hasta W < 1 in. (25 mm)</p> <p>W ≥ 1 in. (25 mm)</p>	<p>MAX CONVEXIDAD</p> <p>1/16 in. (2 mm)</p> <p>1/8 in. (3 mm)</p> <p>3/16 in. (5 mm)</p>	
	Mordeduras	M	<p>- Para espesores < 1 in. (25 mm) La mordedura no debe exceder de 1/32 in. (1mm)</p> <p>- Excepto mordeduras hasta 1/16 in. (2 mm) max hasta 2 in (51 mm) en 12 in. de longitud.</p> <p>- Para espesores ≥ 1 in. (25 mm) La mordedura no debe exceder de 1/16 in. (2 mm)</p>	<p>En miembros primarios las mordeduras no deben ser mayores a 0,01 in. (0,25 mm) cuando la soldadura es transversal a la tensión.</p> <p>En otros caso no mayor a 1/32 in. (1mm)</p>	
	Soldadura Baja	SB	<p>Espesor Material Base (T)</p> <p>T ≤ 1/4 in (6 mm)</p> <p>1/4 in (6 mm) < T ≤ 1/2 in (12 mm)</p> <p>1/2 in (12 mm) < T ≤ 3/4 in (20 mm)</p> <p>3/4 in (20 mm) < T</p>	<p>Mínimo Tamaño de Filete</p> <p>1/8 in (3 mm) En carga ciclica min 5 mm</p> <p>3/16 in (5 mm)</p> <p>1/4 in (6 mm)</p> <p>5/16 in (8 mm)</p>	
	Reforzamiento en soldaduras a tope	R	No debe exceder de 1/8 in. (3 mm)		
	Porosidad	P	<p>En juntas a penetración total CJP, a tope transversales a la tensión. Cero porosidad.</p> <p>Soldaduras a filete la suma de porosidades de 1/32 in. (1mm) y mayores no excedan 3/8 in. (10mm) en 1 in. de long. y no exceda 3/4 in.(10mm) en 12 in. (300 mm) de long. soldadura.</p>	<p>En soldaduras a filete el poro no debe exceder 1 poro por cada 4 in.(100mm) y no mayor 3/32 in. (2.5 mm)</p> <p>En juntas a penetración total CJP, a tope transversales a la tensión. Cero porosidad.</p> <p>En soldaduras a ranura el poro no debe exceder 1 poro por cada 4 in.(100mm) y no mayor 3/32 in. (2.5 mm)</p>	

ANEXO H
PROFORMAS

PROVEEDOR DIPAC



DIPAC
PRODUCTOS DE ACERO

www.dipacmanta.com

• La mercadería viaja por cuenta y riesgo del comprador.
• Salida la mercadería de nuestros almacenes no se aceptan reclamos.
• Los pagos deben realizarse con cheque cruzado a nombre de DIPAC MANTA S. A.

• Somos contribuyentes especiales favor no retener el IVA.
• Emitir los comprobantes de retención a nombre de DIPAC MANTA S. A.

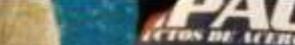
Factura
006-010-000002552
Autorización S.R.I. No.
Fec. Caducidad 31/12/2027
Fecha Autorización

NOMBRE/RAZÓN SOCIAL: PAVON ANGEL
 RUC o CI: 1722991591
 DIRECCION: CHILLOGALLO
 CODIGO CLIENTE: 006999999
 PAIS: CANTO
 PEDIDO: 060112799 Fac. Exvendedor:
 GUIA DE REMISION: 006-010-000002677

FECHA: 10/07/2015
 CIUDAD: QUITO
 VENDEDOR: 494
 RUIZ NARVAZ ADRIANA GISELA
 PAG: 1

CODIGO ITEM	DESCRIPCION ITEM	CANTIDAD	PRECIO UNI	TOTAL USD
IFE10006	PERFIL IPE 100mmx55x4.1x6mt.	27.00 u-	57.47	1,551.69
IFE10012	PERFIL IPE 100X120T9	1.50 u-	114.94	172.41
IFE16006	PERFIL IPE 160mmx82x5x6mt	30.00 u-	117.42	3,522.60
EFRE2002	TUB. EST. NEG. RED. 2 x 2mm"	8.00 u-	10.62	84.96
BANVICID	CANECA ANTIC. GRIS MATE	1.00 can -	52.75	52.75
DISCOR140D	RD DISCO CORTE 14 X 1/8"	5.00 u-	5.80	29.00
FEF15005204	PERFIL CANAL G 150X50X20X4MM	51.00 u -	34.30	1,749.30
AL05006	ANG. DHP. 50mmx6mm (2x1/4)"	1.00 u -	26.01	26.01
MALLAEL15015	MALLA ELEC R121 5.0MM X15X15	1.00 u -	21.85	21.85

Pico total: 6974,3 Kg
 99.157,463



DIPAC
PRODUCTOS DE ACERO

www.dipacmanta.com

• La mercadería viaja por cuenta y riesgo del comprador.
• Salida la mercadería de nuestros almacenes no se aceptan reclamos.
• Los pagos deben realizarse con cheque cruzado a nombre de DIPAC MANTA S. A.

• Somos contribuyentes especiales favor no retener el IVA.
• Emitir los comprobantes de retención a nombre de DIPAC MANTA S. A.

QUITO SUR, 10-06-15

NUMERO DE OFERTA: 060018229
 NOMBRE/RAZÓN SOCIAL: PAVON BRAVO DAVID
 CODIGO DE CLIENTE: 006999999 TELEFONO: 3700-921
 CODIGO DE DIRECCION: 002021033 AV. CHONE Y A.CALASACON

PROFORMA

Pos	Artículo	Descripción	Cantidad	Precio	Total USD.	Una
18	IFE10006	PERFIL IPE 100mmx55x4.1x6mt.	30.00	61.15	1834.50	u
28	IFE16006	PERFIL IPE 160mmx82x5x6mt	30.00	123.66	3709.80	u 2534,54
30	FEF15005204	PERFIL CANAL G 150X50X20X4MM	51.00	34.50	1759.50	u
40	EFRE2002	TUB. EST. GALV. RED. 2 X 2.0MM"	8.00	16.03	128.24	u 42,63
78	DISCOR140D	RD DISCO CORTE 14 X 1/8"	12.00	2.80	33.60	u
80	DISCOR140D	RD DISCO CORTE 14 X 1/8"	12.00	6.00	72.00	u
90	BANVICID	CANECA ANTIC. GRIS MATE	2.00	55.39	110.78	can 13,60
100	TIRENS	TIRER GALVA	2.00	10.82	21.64	u

PROVEEDOR HIDMACONS

Ciente
0244
 HIDMACONS CIA. LTDA.
 PANAMERICANA SUR KM14
 3007090 3006002
 PICHINCHA QUITO

Enviado a
 IMPORTADORA DE MATERIALES EN HIERROS
 PANAMERICANA SUR KM14
 Telf.: 3007090 3006002 Fax:
 PICHINCHA QUITO
 Att.

Proforma: 15076
 CI/RUC: 1792201578001
 Es exportación

Lista Prec: 1 Tiempo entrega: Su referencia: Fecha: 06/07/2015
 Vendr.: 007 Lugar entrega: Tipo de crédito: Bodega: 01-PRINCIPAL

Código: Descripción: Cantidad: Peso: Prec. Unit.: IVA

Código	Descripción	Und	Anc	Cantidad	Peso	Prec. Ori.	%	IVA	Prec. Unit.	Sub-total
COG-008	CORR G 150 X 50 X 15 X 3 36	UND	0.00	38.0000		25.7500		12	25.7500	978.50
COG-005	CORR G 125 X 50 X 15 X 2 22	UND	0.00	37.0000		15.9600		12	15.9600	590.52
ANG-012	ANGULO 2 X 1/8 13.71	UND	0.00	5.0000		15.4200		12	15.4200	77.10
SUE-001	KILO SUELDA 6011 1/8 AGA	UND	0.00	20.0000		4.0800		12	4.0800	81.60
SUE-009	KILO SUELDA 7018 1/8 AGA	UND	0.00	20.0000		5.5310		12	5.5310	110.62
DAD-006A	SIEA CORTE 9" CD	UND	0.00	6.0000		3.7642		12	3.7642	22.59
NOV-006	NOVALOSA 6MTR- 37.56kg	UND	0.00	25.0000		46.6200		12	46.6200	1165.50
MAL-003	MALLA ELECTROSOLDA 4.15	UND	0.00	9.0000		21.7840		12	21.7840	196.06

Comentarios

IMPORTADORA DE MATERIALES EN HIERROS
PANAMERICANA SUR KM14
 3007090 3006002 Fax:
 PICHINCHA QUITO

Proforma:
 CI/RUC: 1792201578001
 Es exportación

Lista Prec: 1 Tiempo entrega: Su referencia: Fecha: 10/07/2015
 Vendr.: 007 Lugar entrega: Tipo de crédito: Bodega: 01-PRINCIPAL

Código: Descripción: Cantidad: Peso: Prec. Unit.: IVA

Código	Descripción	Und	Anc	Cantidad	Peso	Prec. Ori.	%	IVA	Prec. Unit.	Sub-total
15	TUBO REDONDO 2 X 2	UND	0.00	8.0000		13.2400		12	13.2400	105.92
14	ANTICO GL CONDOR GRIS B	UND	0.00	5.0000		20.8000		12	20.8000	104.00
05A	SIEA CORTE 7" CD	UND	0.00	12.0000		2.5488		12	2.5488	30.59
	PE 100 X 6 48.60	UND	0.00	30.0000		59.5500	3	12	57.7600	1732.80
	PE 160 X 6 94.80	UND	0.00	30.0000		122.7300	3	12	119.0500	3571.50

Comentarios

PROFORMA ACEROCENTER

CANTIDAD	CODIGO	DETALLE	TIPO	DES.	FABR.	UNID.	TOTAL
10.00	040424	/// CIERRE 200x50x15x1.0mm	290200			2.00	186.70
2.00	040430	/// CIERRE 170x30x15x1.0mm	290210			2.00	46.02
2.00	030200	/// TUBO 40x40x4 x 2	121210			0.00	53.22
4.00	011445	/// HERRAJE 1.0x0.77x0.25mm				0.00	106.52
2.00	010200	/// H.C. 8x12mm HERRAJE	010200			0.00	8.84
9.00	040200	/// CARRIL 100x50x2mm	260210			2.00	105.84
							500.30
							45.60
							64.33
							183.1
							7.80
							107.85

PROFORMA FERRO TOLL

CODIGO	DESCRIPCION	CANT.	V.UNIT.	V.TOTAL
IPE-005	IPE 160 X 82 X 5.00 X 7.40 X 6.0	30.00	122.77	3,683.04
IPE-002	IPE 100 X 55 X 4.10 X 5.70 X 6.0	30.00	58.66	1,759.82
COR-010	CORR G 150 X 50 X 4.99 X 4.95	51.00	42.86	2,185.71


FERRO TOLL

PROFORMA
0000019

PLANCHAS: Acero Inoxidable Brillante, Mate Pulido, Tiel negro, liso y corrugado, Galvanizado, Aluminio liso y corrugado.
 TUBERIA Y PERFILERIA: Tubos redondos, cuadrados, rectangulares, angulos, Vigas IPE, IPN, UPN y HEB y Perfiles U y G, Platinas, Varillas, y extensa gama de productos para Carpinteria Metalica.

Señor (es): **CONSUMIDOR FINAL**
 Dirección: *
 RUC: 999999999999999999
 Telefono: *

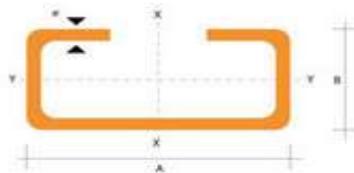
Fecha emision: 11/junio/2015
 Forma de Pago: Efectivo

ANEXO I
CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES

PROPIEDADES PERFILES G



OTRAS CALIDADES PREVIA CONSULTA
 LARGO L 6.00m
 OTROS LARGOS PREVIA CONSULTA
 ESPESORES DESDE 1.50mm HASTA 12.00mm
 ACABADO NATURAL
 OTRO ACABADO PREVIA CONSULTA



Seleccione el producto para agregarlo a la proforma.
 Bajar documentación

Características 1 [Profot ma](#)

DIMENSIONES				PESOS			SECCION	EJE X-X			PROPIEDADES		
A	B	C	e	6metros	1metro	I		W	I	I	W	I	
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
60	30	10	1.5	9.19	1.53	1.95	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12	
60	30	10	2.0	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09	
60	30	10	3.0	16.98	2.83	3.61	18.90	6.30	2.29	3.87	3.69	1.04	
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51	
80	40	15	2.0	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51	
80	40	15	3.0	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46	
100	50	15	2.0	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86	
100	50	15	3.0	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80	
100	50	20	4.0	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83	
100	50	25	5.0	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83	
125	50	15	2.0	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83	
125	50	15	3.0	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77	
125	50	20	4.0	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80	
125	50	25	5.0	57.00	9.50	12.11	284.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82	
125	50	30	6.0	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81	
150	50	15	2.0	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79	
150	50	15	3.0	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73	
150	50	20	4.0	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77	
150	75	25	5.0	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72	

PROPIEDADES VIGAS IPE



Seleccione el producto para agregarlo a la proforma.

Bajar documentación

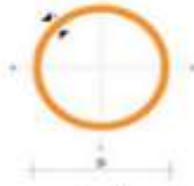


Características 1

Proforma 

DENOMINACION	DIMENSIONES					PROPIEDADES					
	h	s	e	t	R	AREA SECCION cm ²	PESOS kg/m	INERCIA (cm ⁴)		RESISTENCIA (kg/cm ²)	
	mm	mm	mm	mm	mm			Eje X-X	Eje Y-Y	Eje X-X	Eje Y-Y
IPE 60	60	48	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.60	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.60	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

PROPIEDADES TUBO ESTRUCTURAL



Seleccione el producto para agregarlo a la proforma.

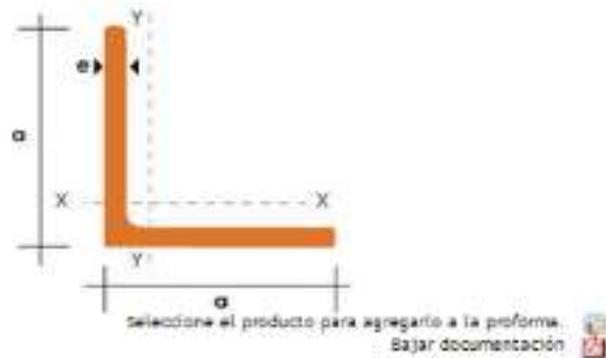
Bajar documentación

Características 1

Proforma

DIAMETRO	ESPELOR	PESO	AREA	I	W	i
pulgadas	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
7/8"	1.50	0.77	0.98	0.53	0.47	0.73
1"	1.50	0.88	1.13	0.81	0.64	0.85
1 1/4"	1.50	1.12	1.43	1.63	1.03	1.07
1 1/2"	1.50	1.35	1.72	2.89	1.52	1.30
1 3/4"	1.50	1.59	2.02	4.67	2.10	1.52
2"	1.50	1.82	2.32	7.06	2.78	1.74
2 1/2"	1.50	2.29	2.92	14.05	4.42	2.19
3"	1.50	2.76	3.52	24.56	6.45	2.64
1"	2.00	1.15	1.47	1.01	0.80	0.83
1 1/4"	2.00	1.47	1.87	2.08	1.31	1.05
1 1/2"	2.00	1.78	2.27	3.71	1.95	1.29
1 3/4"	2.00	2.09	2.67	6.02	2.71	1.50
2"	2.00	2.41	3.07	9.14	3.60	1.73
2 1/2"	2.00	3.03	3.86	18.29	5.76	2.18
3"	2.00	3.66	4.66	32.11	8.43	2.62
2"	3.00	3.54	4.51	12.92	5.09	1.69
2 1/2"	3.00	4.48	5.70	26.15	8.24	2.14
3"	3.00	5.42	6.90	46.29	12.15	2.59

PROPIEDADES ÁNGULO



DENOMINACION	DIMENSIONES (mm)		PESO		AREA
	a	e	kg/m	kg/6m	cm ²
AL 20X2	20	2	0,60	3,62	0,76
AL 20X3	20	3	0,87	5,27	1,11
AL 25X2	25	2	0,75	4,56	0,96
AL 25X3	25	3	1,11	6,68	1,41
AL 25X4	25	4	1,45	8,75	1,84
AL 30X3	30	3	1,36	8,15	1,71
AL 30X4	30	4	1,77	10,63	2,24
AL 40X3	40	3	1,81	11,00	2,31
AL 40X4	40	4	2,39	14,34	3,04
AL 40X6	40	6	3,49	21,34	4,44
AL 50X3	50	3	2,29	13,95	2,91
AL 50X4	50	4	3,02	18,33	3,84
AL 50X6	50	6	4,43	26,58	5,64
AL 60X6	60	6	5,37	32,54	6,84
AL 60X8	60	8	7,09	42,54	9,03
AL 65X6	65	6	5,84	35,25	7,44
AL 70X6	70	6	6,32	38,28	8,05
AL 75X6	75	6	6,78	40,65	8,64
AL 75X8	75	8	8,92	54,18	11,36
AL 80X8	80	8	9,14	56,80	11,80
AL 100X6	100	6	9,14	56,80	11,64
AL 100X8	100	8	12,06	74,05	15,36
AL 100X10	100	10	15,04	90,21	19,15
AL 100X12	100	12	18,26	109,54	22,56

ANEXO J

WPS (WELDING PROCEDURE SPECIFICATION)

WPS ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA											
Nombre de empresa:			TESIS			Identificación No.:		Columna-placa			
Proceso(s) soldadura:			SMAW			Soporte del PQR No.:		N/A			
TIPO:			Manual	X	Semiautom.		Automát.	Fecha revisión Por:		30/11/2015	
Proyecto:						Autorizado por:		N/A			
DISEÑO DE JUNTA					POSICIÓN						
Tipo de unión:			a tope			RANURA		N/A	FILETE	2F	
Tipo de soldadura:			cuadrada	Simple	X	Doble	PLANCHA	X	TUBERÍA		
Abertura de raíz:			3,2 mm			Talón	N/A				
Ángulo de ranura:			N/A			Radio(J/U)					
Respaldo			SI		No	X					
Material de respaldo:			N/A								
Limpieza de raíz:			SI	X	No		Método:		amoladora		
MATERIAL BASE			MB1			MB2					
Especificación:			ASTMA-36			ASTMA-36					
Espesor:			5mm			4mm					
METAL DE APORTE											
Especificación AWS:			A 5.1								
Clasificación AWS:			E 7018								
Marca:			LINCOLN								
Diámetro electrodo:			3,2 mm								
PROTECCIÓN					PRECALENTAMIENTO						
Fundente:			Revestido	Gas:	N/A			Temperatura de precalentam.			
			Composición:			N/A			Temperatura de interpase		
			Velocidad flujo:			N/A			POSCALENTAMIENTO		
			Tamaño boquilla:			N/A			Temperatura:		
									Tiempo:		
PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA											
PASE	PROCESO	Progreso	Material aporte		Corriente			Vel. Aliment. Alambre (in/min)	Velocidad avance (in/min)		
			Clase	Diám. (mm)	Tipo y polaridad	Amperaj (A)	Voltaje (V)				
1	SMAW	-	E 7018	3,2	DCEP	120-140	17-19	-	84		
2	SMAW	-	E 7018	3,2	DCEP	120-140	19-21	-	64		
ESQUEMA JUNTA											

ANEXO K

FICHA TÉCNICA ELECTRODO E7018

STICK (SMAW) ELECTRODE

Lincoln® 7018 AC

AWS E7018 H8 • Mild Steel, Low Hydrogen

Conformances

AWS A5.1/A5.1M: 2004	E7018 H8
ASME SFA-A5.1:	E7018 H8
CWB/CSA W48-06:	E4918-H8

Welding Positions

All, except vertical down

Key Features

- ▶ AC polarity welding
- ▶ Low open circuit voltage operation
- ▶ Minimal spatter
- ▶ Capable of cold re-strikes

Typical Applications

- ▶ General fabrication
- ▶ Thin sections
- ▶ Tack and skip welds

DIAMETERS / PACKAGING

Diameter in (mm)	Length in (mm)	1 lb (0.5 kg) Plastic Tube 6 lb (2.7 kg) Master Carton	5 lb (2.3 kg) Plastic Tube 20 lb (9.1 kg) Master Carton	50 lb (22.7 kg) Easy Open Can
3/32 (2.4)	14 (350)	ED031714	ED032454	ED031732
1/8 (3.2)	14 (350)	ED031715	ED032455	ED031734
5/32 (4.0)	14 (350)			ED031738

MECHANICAL PROPERTIES⁽¹⁾ – As Required per AWS A5.1/A5.1M: 2004

	Yield Strength ⁽¹⁾ MPa (ksi)	Tensile Strength MPa (ksi)	Elongation %	Charpy V-Notch J (ft-lbf) @ -29°C (-20°F)
Requirements - AWS E7018 H8	400 (58) min.	490 (70) min.	2 min.	27 (20) min.
Typical Results ⁽²⁾ - As-Welded	435-625 (63-91)	515-685 (75-99)	23-29	27-76 (20-56)

DEPOSIT COMPOSITION⁽¹⁾ – As Required per AWS A5.1/A5.1M: 2004

	%C	%Mn	%Si	%P	%S	%Ni
Requirements - AWS E7018 H8	0.15 max.	1.60 max.	0.75 max.	0.035 max.	0.035 max.	0.30 max.
Typical Results ⁽²⁾	0.04-0.06	1.00-1.60	0.32-0.63	0.01-0.02	≤ 0.01	0.01-0.03
	%Cr	%Mo	%V	%Mn + Ni + Cr + Mo + V	Diffusible Hydrogen (mL/100g weld metal)	
Requirements - AWS E7018 H8	0.20 max.	0.30 max.	0.08 max.	1.75 max.	8.0 max.	
Typical Results ⁽²⁾	0.03-0.08	≤ 0.01	0.02-0.05	1.13	2-4	

TYPICAL OPERATING PROCEDURES

Polarity	Current (Amps)		
	3/32 in (2.4 mm)	1/8 in (3.2 mm)	5/32 in (4.0 mm)
AC	75-120	105-150	130-200
DC+	70-115	100-140	120-185

⁽¹⁾Typical all weld metal. ⁽²⁾Measured with 0.2% offset. ⁽³⁾See AWS E7018 H8 specification table. ⁽⁴⁾Measured polarity is 100% DC.