

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA UN EDIFICIO DE  
APARTAMENTOS PARA SER UTILIZADO EN LA REGIÓN  
LITORAL DEL ECUADOR**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO MECÁNICO**

**JORGE VLADIMIR PILLAJO NARVÁEZ**

(jorgevpn11@hotmail.com)

**EDGAR FERNANDO SARMIENTO BORJA**

(edgar84sb@yahoo.com)

**DIRECTOR: ING. CARLOS BALDEÓN VALENCIA MDI**

(carlos.baldeon@epn.edu.ec)

**Quito, Abril 2009**

## DECLARACIÓN

Nosotros, Jorge Vladimir Pillajo Narváez y Edgar Fernando Sarmiento Borja, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra auditoría; que no ha sido previamente presentado 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 correspondiente a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por su normatividad institucionalidad vigente.

---

Jorge V. Pillajo Narváez

---

Edgar F. Sarmiento Borja

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por los Sres. Edgar Fernando Sarmiento Borja y Jorge Vladimir Pillajo Narváez, bajo mi supervisión.

---

Ing. Carlos Baldeón Valencia MDI

Director del Proyecto

---

Dr. Stalin Suarez

Colaborador

## **AGRADECIMIENTO**

Principalmente a Dios por haberme iluminado en esta etapa muy difícil de mi vida.

A mis padres Enma Narváez Guaña y Jaime Pillajo Pilaguano, por haberme dado la vida. Especialmente a mi madre, por ser mí mejor amiga y por brindarme el amor, el cariño y el apoyo durante toda mi vida para llegar a cumplir mis metas. Y, por darme la mejor herencia que se le puede dar a un hijo la educación.

A mis hermanos Roberto y Darío por ayudarme cuando más lo he necesitado

A mis abuelitos y tíos por todo el apoyo brindado en los momentos que más lo necesitaba

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Mecánica por su colaboración y guía durante todos mis estudios universitarios.

A todos mis amigos por estar en los momentos buenos y malos

**Jorge**

## DEDICATORIA

A mi madre por todo el sacrificio y el trabajo realizado durante toda su vida y por ser el pilar más importante en la finalización de mis estudios, a mi padre, a mis hermanos y familiares.

**Jorge**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a todas aquellas personas que participaron, con su ayuda y guía desinteresada en la elaboración del presente proyecto de titulación.

A mis profesores, quienes durante mi paso por la facultad de Ingeniería Mecánica me transmitieron los conocimientos y valores, necesarios para desarrollar mi carrera.

A todos mis amigos y compañeros, con quienes he pasado y compartido una de las mejores etapas de mi vida.

**Edgar**

## **DEDICATORIA**

Dedico este proyecto de titulación a mis padres Miguel Sarmiento y Carmen Borja, para quienes sólo tengo palabras y sentimientos eternos de agradecimiento, porque sin su guía y comprensión no hubiese sido posible el desarrollo y culminación de mis estudios.

A mis hermanos Alex y Mauricio, para quienes espero ser fuente de inspiración, les agradezco por su ayuda en el desarrollo del presente trabajo.

**Edgar**

## CONTENIDO

RESUMEN .....	1
PRESENTACIÓN .....	3
CAPÍTULO 1 .....	4
1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS .....	4
1.1 INTRODUCCIÓN.....	4
1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS .....	4
1.1.1.1 Marcos.....	5
1.1.1.2 Armaduras.....	5
1.2 COMPONENTES DE EDIFICIOS DE VARIOS PISOS FORMADOS POR MARCOS.....	6
1.2.1 MIEMBROS ESTRUCTURALES.....	7
1.2.2 CONEXIONES DE MARCOS ESTRUCTURALES.....	8
1.2.2.1 Conexiones rígidas.....	8
1.2.2.2 Conexiones semirrígidas .....	9
1.2.2.3 Conexiones simples de cortante.....	9
1.2.3 DIAFRAGMAS HORIZONTALES.....	10
1.2.4 SISTEMAS DE CORTANTE RESISTENTES A CARGAS LATERALES.....	11
1.2.4.1 Marcos de cortante con contraventeo concéntrico (MCCC) .....	12
1.2.4.2 Marcos de cortante con contraventeo excéntrico (MCCE) .....	12
1.2.4.3 Muros de cortante (MC).....	13
1.2.4.4 Marcos de cortante resistentes a momento (MCRM) .....	13
1.3 SECCIONES ESTRUCTURALES .....	13
1.3.1 SECCIONES LAMINADAS ESTANDAR .....	14
1.3.1.1 Perfiles de patín ancho (W) .....	14
1.3.1.2 Vigas estándar (S).....	15
1.3.1.3 Perfiles de pilotes (HP) .....	15
1.3.1.4 Perfiles miscelaneos (M) .....	15
1.3.1.5 Canales (C) .....	16
1.3.1.6 Perfiles angulares (L) .....	16
1.3.1.7 Tes estructurales (WT, ST, MT) .....	17
1.3.1.8 Secciones estructurales huecas (HSS) y tubos circulares (P).....	17
1.3.2 SECCIONES ARMADAS.....	18
1.3.3 PERFILES LAMINADOS EN FRÍO.....	18
1.3.4 ELEMENTOS DE UNA SECCIÓN ESTRUCTURAL .....	19
1.4 NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....	20

1.5	CARGAS DE CONSTRUCCIÓN .....	20
1.5.1	CARGAS NOMINALES .....	21
1.5.2	CARGAS MUERTAS (D).....	21
1.5.3	CARGAS VIVAS (L) .....	21
1.5.4	CARGAS DE VIENTO (W) .....	22
1.5.5	CARGAS DE SISMO (E).....	22
1.5.6	COMBINACIONES DE CARGAS.....	23
1.6	EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	24
1.6.1	VENTAJAS DEL ACERO. ....	25
1.6.2	DESVENTAJAS DEL ACERO.....	25
1.7	PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO.....	26
1.7.1	RESISTENCIA DEL ACERO .....	26
1.7.2	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E).....	27
1.7.3	COEFICIENTE DE POISSON ( $\mu$ ).....	27
1.7.4	MODULO DE ELASTICIDAD AL ESFUERZO CORTANTE (G).....	27
1.8	EFFECTOS TÉRMICOS EN EL ACERO.....	28
1.8.1	EFFECTOS DE LAS ALTAS TEMPERATURAS.....	28
1.8.1.1	Protección contra incendios.....	28
1.8.2	EFFECTOS DE LAS BAJAS TEMPERATURAS.....	29
1.9	CORROSIÓN. ....	29
1.9.1	PROTECCIÓN DEL ACERO CONTRA LA CORROSIÓN. ....	30
1.9.1.1	Protección catódica. ....	30
1.9.1.2	Protección con sellante. ....	30
1.9.2	CORROSIÓN EN AMBIENTES MARINOS.....	31
1.10	FATIGA .....	31
1.11	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	32
1.12	MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. ....	32
1.12.1	MÉTODO DE DISEÑO LRFD.....	33
	CAPÍTULO 2 .....	36
2	ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS, DETERMINACION DE PARAMETROS FUNCIONALES.....	36
2.1	PREFACTIBILIDAD.....	36
2.1.1	DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	36
2.1.2	SITUACIÓN INICIAL .....	36

2.1.3	SITUACIÓN FINAL.....	36
2.2	ESTUDIO DE CAMPO .....	37
2.2.1	ANÁLISIS DE LA ENCUESTA REALIZADA.....	37
2.3	ESPECIFICACIONES .....	42
2.3.1	PARÁMETROS FUNCIONALES.....	42
2.3.2	COSTO DE LA CONSTRUCCIÓN .....	43
2.3.3	TIEMPO DE LA CONSTRUCCIÓN .....	43
2.3.4	FACILIDAD DE MONTAJE.....	43
2.3.5	MATERIAL DE LA ESTRUCTURA.....	43
2.3.6	PESO DEL EDIFICIO .....	44
2.4	ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	44
2.5	ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	45
2.5.1	ALTERNATIVA Nº 1 ESTRUCTURA DE ACERO "CON MUROS DE CORTANTE" .....	45
2.5.2	ALTERNATIVA Nº 2 ESTRUCTURA DE ACERO CON "MARCOS DE CORTANTE CON CONTRAVENTE CONCÉNTRICO (MCCC)" .....	46
2.5.3	ALTERNATIVA Nº 3 ESTRUCTURA DE ACERO CON "MARCOS DE CORTANTE CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO (MCCE)" .....	47
2.5.4	ALTERNATIVA Nº 4 ESTRUCTURA DE ACERO CON "MARCOS DE CORTANTE RESISTENTES A MOMENTO (MCRM)" .....	47
2.5.5	ALTERNATIVA Nº 5 ESTRUCTURA DE ACERO CON "NUDOS RÍGIDOS Y CONTRAVENTE CONCÉNTRICO ESPECIAL" .....	48
2.6	SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA .....	49
2.6.1	ESPACIO HABITABLE.....	50
2.6.2	REQUERIMIENTO SÍSMICO.....	50
2.6.3	RIGIDEZ ANTE CARGAS LATERALES.....	50
2.6.4	FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN.....	50
2.6.5	FACILIDAD DE DISEÑO .....	50
	CAPÍTULO 3 .....	52
3	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	52
3.1	DETERMINACIÓN DE PARAMETROS DE DISEÑO.....	52
3.1.1	CARGA MUERTA.....	52
3.1.2	CARGA VIVA.....	53
3.1.3	CARGA DE SISMO .....	55

3.1.4	CARGA DE VIENTO .....	59
3.2	REALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL SOFTWARE ETABS 9.5.....	64
3.2.1	ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.....	64
3.2.2	REALIZACIÓN DEL MODELO EN EL PROGRAMA ETABS 9.5 .....	66
3.2.3	ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO.....	71
3.2.3.1	Asignación de carga muerta.....	72
3.2.3.2	Asignación de carga viva.....	72
3.2.3.3	Asignación de carga sísmica.....	73
3.2.3.4	Asignación de carga de viento.....	74
3.3	ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN.....	77
3.3.1	RETRASO DE CORTANTE .....	77
3.3.2	ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE UN MIEMBRO EN TENSIÓN.....	78
3.3.3	RESISTENCIA NOMINAL .....	81
3.3.4	RESISTENCIA DE DISEÑO.....	81
3.3.5	DETERMINACIÓN DEL ÁREA.....	82
3.3.6	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (U).....	83
3.3.7	RESISTENCIA A LA RUPTURA POR BLOQUE DE CORTANTE .....	86
3.3.8	LIMITACIONES POR ESBELTEZ .....	86
3.4	ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN .....	87
3.4.1	ESTADOS LÍMITE DE PANDEO.....	88
3.4.2	PANDEO ELÁSTICO POR FLEXIÓN DE UNA COLUMNA ARTICULADA EN SUS EXTREMOS .....	89
3.4.2.1	LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS.....	91
3.4.3	INFLUENCIA DEL ARRIOSTRAMIENTO INTERMEDIO.....	93
3.4.4	LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN MARCOS Y NOMOGRAMAS.....	94
3.4.5	PANDEO ALREDEDOR DEL EJE “X” Y DEL EJE “Y” DE UNA COLUMNA.....	97
3.4.6	RESISTENCIA DE DISEÑO DE COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE.....	98
3.4.6.1	Resistencia de diseño para pandeo por flexión de columnas cargadas axialmente.....	98
3.4.6.2	Tablas de diseño para columnas cargadas axialmente.....	100
3.4.6.3	Longitud efectiva equivalente $(K_x L_x)_y$ .....	100

3.4.7	PANDEO LOCAL DE ELEMENTOS PLACA RECTANGULARES...	101
3.4.7.1	Comportamiento de una placa comprimida.....	102
3.4.7.2	Relación ancho-grueso límite, $\lambda_t$ , elementos placa en compresión.....	102
3.5	ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN .....	105
3.5.1	DISEÑO LRFD DE VIGAS I .....	105
3.5.2	RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE UNA VIGA I .....	105
3.5.2.1	Momento de fluencia $M_y$ y momento plastico $M_p$ .....	106
3.5.3	PANDEO LATERAL TORSIONAL.....	108
3.5.4	PANDEO LOCAL DE PLACAS .....	112
3.5.5	RESISTENCIA AL CORTE.....	115
3.5.6	DEFLEXIONES .....	115
3.5.7	AYUDAS DE DISEÑO .....	116
3.5.8	FLEXIÓN EN PERFILES HSS Y SECCIONES TIPO CAJÓN.....	117
3.5.8.1	Fluencia de la sección .....	118
3.5.8.2	Pandeo local de patines .....	118
3.5.8.3	Pandeo local del alma .....	118
3.5.8.4	Resistencia al corte .....	119
3.6	DISEÑO DE PLACAS BASE .....	119
3.7	DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE.....	120
3.7.1	DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS CON TUERCA... ..	121
3.8	MEMORIAS DE CÁLCULO .....	123
3.8.1	MIEMBROS EN TENSIÓN .....	123
3.8.1.1	Arriostramientos piso 3 elevación b elemento d8 (sección 18x8x5/8)... ..	123
3.8.1.2	Arriostramientos piso 3 elevación b elemento d5 (sección 18x8x5/8)... ..	126
3.8.2	COLUMNAS .....	129
3.8.2.1	Columna exterior .....	134
3.8.2.2	Columna del núcleo.....	137
3.8.2.3	Análisis de resultados:.....	140
3.8.2.4	Cambio de columnas laminadas a columnas armadas soldadas..	140
3.8.3	VIGAS .....	143
3.8.3.1	Viga en voladizo, piso 11, viga d1'-d2. ....	144
3.8.3.2	Viga principal de la rampa, piso 1 elevacion b .....	147
3.8.3.3	Viga de mayor longitud, piso 6, viga c4-d5 .....	148
3.8.3.4	Viga sin soporte lateral, piso 6, viga b5-d5.....	152
3.8.3.5	Análisis de resultados:.....	157

3.8.3.6	Traspaso de vigas laminadas a vigas armadas soldadas .....	157
3.8.4	DISEÑO DE PLACAS BASE .....	161
3.8.5	DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE .....	164
3.8.5.1	DISEÑO POR FRACTURA POR TENSION .....	164
CAPÍTULO 4	.....	166
4	DISEÑO DE CONEXIONES.....	166
4.1	CONEXIONES .....	166
4.1.1	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA SOLDADURA Y EL EMPERNADO .....	166
4.1.1.1	Ventajas de la soldadura: .....	166
4.1.1.2	Desventajas de la soldadura: .....	167
4.1.1.3	Ventajas del empernado:.....	167
4.1.1.4	Desventajas del empernado:.....	167
4.2	ELECTRODOS DE SOLDADURA.....	168
4.2.1	COMPATIBILIDAD O IGUALADO DEL MATERIAL DE APORTE....	168
4.3	CLASIFICACIONES DE LA SOLDADURA.....	169
4.3.1	TIPOS DE JUNTA .....	169
4.3.2	TIPOS DE SOLDADURAS .....	170
4.3.3	POSICIONES DE SOLDADURA .....	171
4.4	SIMBOLOGÍA DE SOLDADURA.....	172
4.4.1	LÍNEA DE REFERENCIA .....	173
4.4.2	Símbolos de soldadura básicos y suplementarios.....	174
4.5	DEFINICIONES Y GEOMETRIA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE..	174
4.5.1	TAMAÑO DE LA SOLDADURA DE FILETE .....	174
4.5.2	TAMAÑO DE LA GARGANTA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.....	175
4.5.3	TAMAÑO MÍNIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE .....	176
4.5.4	TAMAÑO MÁXIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE .....	177
4.5.5	LONGITUD EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE .....	178
4.5.6	ÁREA EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE .....	178
4.5.7	SOLDADURAS DE FILETE INTERMITENTES.....	179
4.5.7.1	Espaciamiento máximo en soldaduras de filete.....	179
4.5.8	CONSIDERACIONES ADICIONALES DE LAS SOLDADURAS DE FILETE. ....	180
4.5.8.1	Remates de extremos .....	180

4.5.8.2 Juntas de traslape .....	181
4.6 DEFINICIONES Y GEOMETRIA DE LAS SOLDADURAS DE RANURA	182
4.6.1 SOLDADURAS DE RANURA.....	182
4.6.2 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (CJP).....	184
4.6.3 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL (PJP) ..	184
4.6.4 AREA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE RANURA.....	185
4.7 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS.....	185
4.7.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS DE FILETE .....	188
4.7.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA CJP.....	191
4.7.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS DE RANURA PJP	192
4.8 DISEÑO DE SOLDADURA EN VIGAS ARMADAS.....	193
4.8.1 DISEÑO DE SOLDADURAS INTERMITENTES .....	194
4.8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA PATÍN – ALMA .....	195
4.8.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE SOLDADURAS PATIN – ALMA CON SOLDADURAS INTERMITENTES.....	197
4.8.4 RESULTADOS DE SOLDADURAS ALMA - PATÍN .....	200
4.9 DISEÑO DE SOLDADURAS EN COLUMNAS ARMADAS .....	200
4.9.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA ENTRE PLACAS DE UNA COLUMNA ARMADA.....	203
4.9.2 EJEMPLO DE DISEÑO CON SOLDADURAS INTERMITENTES....	204
4.9.3 RESULTADOS DE SOLDADURAS DE COLUMNAS ARMADAS....	208
4.10 CONEXIÓN TIPO DE DOBLE ANGULO PARA VIGAS SECUNDARIAS.....	208
4.10.1 HOLGURA DE BORDE .....	209
4.10.2 RECORTE O DESPATINAMIENTO .....	209
4.10.3 DISEÑO DE LAS SOLDADURAS DE LA CONEXIÓN DE DOBLE ÁNGULO .....	211
4.10.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN TIPO DE DOBLE ÁNGULO .....	213
4.11 CONEXIONES DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDAS.....	215
4.11.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN RIGIDA VIGA – COLUMNA .....	216

4.12 DISEÑO DE LA SOLDADURA DE LA CONEXIÓN COLUMNA – PLACA BASE.....	221
4.12.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA.....	221
4.13 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS .....	223
CAPÍTULO 5 .....	228
5 PROCESOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE .....	228
5.1 PROCESOS DE SOLDADURA.....	228
5.1.1 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO METÁLICO PROTEGIDO CON ELECTRODO RECUBIERTO (SHIELDED METAL ARC WELDING – SMAW).....	229
5.1.2 SOLDADURA DE ARCO CON PROTECCION GASEOSA Y ELECTRODO CONTINUO (GAS METAL ARC WELDING-GMAW) .....	232
5.1.3 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO CON NÚCLEO DE FUNDENTE (FLUX CORED ARC WELDING-FCAW).....	237
5.1.4 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO SUMERGIDO (SUBMERGED ARC WELDING-SAW) .....	240
5.2 PROCESOS DE CORTE.....	242
5.2.1 OXICORTE (OFC).....	242
5.2.2 CORTE CON ARCO DE PLASMA (PAC) .....	243
5.2.3 CORTE CON ARCO DE CARBÓN Y AIRE (CAC).....	243
5.3 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA BAJO EL CÓDIGO AWS D1.1 2006. ....	244
5.3.1 LIMITACIONES DEL CODIGO AWS D1.1 .....	245
5.3.2 ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WELDING PROCEDURE SPECIFICATION -WPS).....	245
5.3.3 ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS) PRECALIFICADO .....	245
5.3.3.1 Variables de soldadura a incluir en los wps's .....	246
5.3.3.2 Tipos de juntas existentes en la estructura metálica. ....	247
5.3.4 CALIFICACIÓN DE LA HABILIDAD DEL PERSONAL DE SOLDADURA (WPQ).....	248
5.4 REQUERIMIENTOS ADICIONALES DETERMINADOS POR LA AWS D1.1 2006.....	249
5.4.1 MATERIAL DE LAS PLACAS DE RESPALDO .....	249
5.4.2 AGUJEROS DE ACCESO (AGUJEROS DE RATÓN) .....	249
5.4.3 DISTORSIÓN .....	250

5.4.3.1 Control de distorsión.....	251
5.5 OPERACIONES DESARROLLADAS EN LA PREFABRICACION DE LA ESTRUCTURA METÁLICA .....	252
5.5.1 COMPRA DE MATERIALES .....	253
5.5.2 TRANSPORTE DE MATERIALES .....	253
5.5.3 ALMACENAMIENTO.....	253
5.5.4 CORTE Y ARMADO.....	254
5.5.5 SOLDADURA .....	254
5.5.6 INSPECCIÓN DE SOLDADURA.....	255
5.5.7 PINTURA.....	256
5.5.8 TRANSPORTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	256
5.6 OPERACIONES DESARROLLADAS EN EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	256
5.6.1 MOVIMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES.....	257
5.6.2 MONTAJE O PUNTEADO.....	257
5.6.3 INSPECCIÓN DE MONTAJE .....	258
5.6.4 SOLDADURA DE CONEXIONES .....	258
5.6.5 INSPECCIÓN DE SOLDADURA DE CAMPO.....	259
5.6.6 PINTURA.....	259
5.7 SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METALICAS.....	260
CAPÍTULO 6 .....	261
6 ANÁLISIS DE COSTOS .....	261
6.1 CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS.....	261
6.1.1 POR SU COMPORTAMIENTO EN EL VOLUMEN DE PRODUCCIÓN... ..	261
6.1.2 COSTOS FIJOS (CF).....	261
6.1.3 COSTOS VARIABLES .....	261
6.2 POR LA IDENTIFICACIÓN CON EL PRODUCTO QUE ELABORA.....	262
6.2.1 COSTOS DIRECTOS.....	262
6.2.2 COSTOS INDIRECTOS .....	266
6.2.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	267
6.2.3.1 FACTOR DE UTILIZACIÓN.....	267
6.2.3.2 RENDIMIENTO .....	267

6.2.3.3	FORMATO PARA PRECIOS UNITARIOS .....	268
6.3	EVALUACIÓN FINANCIERA DEL EDIFICIO .....	269
6.3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	269
6.3.2	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	269
6.3.2.1	Características de la maquinaria .....	269
6.3.2.2	Resumen de tarifas: .....	270
6.3.2.3	Análisis por rubro .....	272
6.3.2.4	Resumen de Precios Unitarios .....	279
6.4	FLUJO DE CAJA.....	280
6.4.1	Diagrama de Flujo de Caja.....	280
6.5	TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE UNA INVERSIÓN .....	281
6.5.1	VALOR ACTUAL NETO (VAN).....	281
6.5.2	TASA INTERNA DE RENDIMIENTO (TIR) .....	282
6.5.3	Flujo de Caja, VAN y TIR del Proyecto.....	284
6.6	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	285
CAPÍTULO 7 .....		286
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	286
BIBLIOGRAFÍA .....		290
ANEXOS .....		292

## CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1.1 Ejemplos de marcos.....	5
Figura 1.2 Ejemplos de armaduras .....	6
Figura 1.3 Composición típica de un edificio a base de marcos.....	7
Figura 1.4 Clasificación de miembros estructurales .....	8
Figura 1.5 Conexión rígida LRFD tipo FR, y su representación esquemática.....	8
Figura 1.6 Conexión semirrígida LRFD tipo PR, y su representación esquemática	9
Figura 1.7 Conexión semirrígida LRFD tipo PR, y su representación esquemática	9
Figura 1.8 Composición típica de un diafragma .....	10
Figura 1.9 Transferencia de cargas laterales a través de la estructura.....	10
Figura 1.10 a) Disposición estable de un sistema de cortante, .....	11
Figura 1.11 Configuraciones de marcos de cortante de contraventeo concéntrico .....	12
Figura 1.12 Marco de cortante de contraventeo excéntrico .....	12
Figura 1.13 Muro de cortante .....	13
Figura 1.14 Marco de cortante .....	13
Figura 1.15 a) sección tipo W, b) distancia nominal constante.....	14
Figura 1.16 a) sección tipo S, b) distancia nominal constante.....	15
Figura 1.17 Sección tipo HP .....	15
Figura 1.18 a) Canal C, b) distancia nominal constante.....	16
Figura 1.19 Sección tipo ángulo .....	16
Figura 1.20 a) sección WT, b) sección ST.....	17
Figura 1.21 Secciones HSS cuadrada, rectangular, y tubo estructural .....	17
Figura 1.22 Ejemplos de secciones armadas soldadas .....	18
Figura 1.23 Ejemplos de algunos perfiles laminados en frío .....	19
Figura 1.24 Ejemplos de elementos de secciones. ....	19
Figura 1.25 Diagrama esfuerzo-deformación del acero .....	27
Figura 1.26 Viga simplemente apoyada .....	34
Figura 2.1 Resultados a la pregunta N° 1.....	37
Figura 2.2 Resultados a la pregunta N° 2.....	38
Figura 2.3 Resultados de la pregunta N° 3.....	39
Figura 2.4 Respuestas a la pregunta N° 6.....	40

Figura 2.5 Número de pisos .....	41
Figura 2.6 Sectores dirigidos.....	42
Figura 2.7 Estructura de acero con muros soportantes.....	45
Figura 2.8 Estructura con marcos de cortante con contraventeo concéntrico .....	46
Figura 2.9 Estructura con marcos de cortante con contraventeo excéntrico .....	47
Figura 2.10 Estructura con marcos de cortante resistentes a momento .....	47
Figura 2.11 Estructura con nudos rígidos y contraventeo concéntrico especial ...	48
Figura 3.1 Tipos de planta presentes en el edificio seleccionado .....	64
Figura 3.2 Posición de las columnas y vigas principales en las plantas.....	65
Figura 3.3 Definición del acero A588 .....	66
Figura 3.4 Definición del concreto utilizado .....	67
Figura 3.5 Definición del área de las losas.....	68
Figura 3.6 Dimensiones y forma de malla utilizada. ....	68
Figura 3.7 Asignación de columnas .....	69
Figura 3.8 Vigas principales dibujadas.....	69
Figura 3.9 Vigas secundarias y arriostramiento. ....	70
Figura 3.10 Secciones de área tipo Deck asignados a los pisos.....	71
Figura 3.11 Estados de carga aplicados .....	71
Figura 3.12 Carga muerta asignada en las vigas perimetrales .....	72
Figura 3.13 Formulario de carga sísmica. ....	73
Figura 3.14 Formulario de definición de la fuente de masa.....	74
Figura 3.15 Formulario de carga lateral de viento .....	75
Figura 3.16 Paredes auxiliares para asignación de carga de viento .....	75
Figura 3.17 Asignación de la carga de viento de barlovento .....	76
Figura 3.18 Asignación de la carga de viento de sotavento .....	77
Figura 3.19 Efecto de retraso de cortante en una conexión de extremo a los patines de un perfil .....	78
Figura 3.20 Miembro en tensión.....	79
Figura 3.21 Estados límite para miembros en tensión .....	79
Figura 3.22 Estado límite de fluencia total .....	80
Figura 3.23 Estado límite de fractura en el área neta.....	80
Figura 3.24 Placa soldada sólo mediante soldaduras longitudinales. ....	84
Figura 3.25 Miembro conectado solo mediante soldadura transversal .....	85

Figura 3.26 Miembro conectado mediante soldaduras longitudinales y transversales .....	85
Figura 3.27 Miembros cortos y largos en compresión .....	88
Figura 3.28 Los primeros tres modos de pandeo de una columna articulada .....	90
Figura 3.29 Conexiones de extremos de columnas .....	92
Figura 3.30 Pandeo de marcos contraventeados y no contraventeados.....	92
Figura 3.31 Influencia del arriostramiento intermedio.....	93
Figura 3.32 Nomogramas para factores de longitud efectiva .....	94
Figura 3.33 Placa rectangular sujeta a carga general .....	101
Figura 3.34 Relaciones límite ancho-grueso para elementos de miembros bajo carga axial.....	104
Figura 3.35 Comportamiento de una sección a flexión .....	107
Figura 3.36 Pandeo lateral de una viga I.....	108
Figura 3.37 Resistencia nominal al pandeo lateral en función de $L_b$ .....	109
Figura 3.38 Pernos de anclaje.....	121
Figura 3.39 Cono de falla por anclaje.....	122
Figura 3.40 Numeración de columnas para el cálculo de $G$ .....	130
Figura 3.41 Numeración de las columnas para el cálculo de $G$ .....	135
Figura 3.42 Numeración de las columnas para el cálculo de $G$ .....	138
Figura 3.43 Dimensiones de la sección I.....	158
Figura 4.1 Tipos básicos de junta.....	169
Figura 4.2 Tipos de soldaduras .....	170
Figura 4.3 Ubicación normal de los elementos de los símbolos de una soldadura .....	173
Figura 4.4 Símbolos básicos de soldadura .....	174
Figura 4.5 Términos de la soldadura de filete .....	175
Figura 4.6 Filete cóncavo y filete convexo .....	175
Figura 4.7 Tamaño máximo de filete en juntas a traslape.....	177
Figura 4.8 Longitud y área efectiva de la soldadura de filete .....	179
Figura 4.9 Términos de la soldadura intermitente .....	180
Figura 4.10 Ejemplo de uso de remates de extremo.....	181
Figura 4.11 Terminación de filetes .....	181
Figura 4.12 Efecto del traslape mínimo.....	181

Figura 4.13 Longitud de soldadura en juntas a traslape.....	182
Figura 4.14 Términos de una junta de ranura .....	183
Figura 4.15 Soldadura de penetración completa CJP .....	184
Figura 4.16 Soldadura de penetración parcial PJP .....	184
Figura 4.17 Soldaduras de filete respecto al ángulo de la carga.....	189
Figura 4.18 Deslizamiento de placas en ausencia de soldadura .....	193
Figura 4.19 Paso y longitud de una soldadura de filete intermitente .....	195
Figura 4.20 Dimensiones de la sección V3 .....	196
Figura 4.21 Sección transversal de las columnas armadas .....	201
Figura 4.22 Sección de columna C5 .....	203
Figura 4.23 Conexiones de doble ángulo.....	209
Figura 4.24 Recorte de vigas soportadas.....	210
Figura 4.25 Soldaduras A y B en conexión de doble ángulo soldada .....	211
Figura 4.26 Conexión de momento directamente soldada .....	216
Figura 4.27 Conexión entre el alma de la viga y la columna .....	218
Figura 4.28 Conexión rígida típica calculada.....	221
Figura 5.1 Circuito básico de soldadura por arco eléctrico.....	228
Figura 5.2 Proceso de soldadura por arco metálico protegido .....	229
Figura 5.3 Proceso de soldadura GMAW .....	232
Figura 5.4 Equipo de soldadura GMAW .....	232
Figura 5.5 Transferencia por cortocircuito.....	234
Figura 5.6 Transferencia Globular.....	234
Figura 5.7 Transferencia Spray .....	235
Figura 5.8 Proceso FCAW-S auto protegido o Innershield.....	237
Figura 5.9 Proceso FCAW-G con protección de gas u Outershield .....	238
Figura 5.10 Proceso de soldadura SAW .....	240
Figura 5.11 Proceso de acanalado con arco de carbón y aire .....	243
Figura 5.12 Localización de agujeros de ratón.....	249
Figura 5.13 Dimensiones de agujeros de ratón utilizados.....	250
Figura 5.14 Ejemplos de distorsión .....	250
Figura 5.15 Técnica de secuencia de retroceso.....	251
Figura 5.16 Diagrama de flujo del proceso de prefabricación. ....	253
Figura 5.17 Viga armada.....	254

Figura 5.18 Soldadura en una viga .....	254
Figura 5.19 Camber y sweep en vigas I .....	255
Figura 5.20 Transporte de una viga .....	256
Figura 5.21 Diagrama de flujo del proceso de montaje .....	257
Figura 5.22 a) Montaje de una columna, b) Punteados de una viga .....	258
Figura 5.23 Soldadura de una conexión Viga - Columna .....	259
Figura 5.24 Conexión Viga – Columna aprobada.....	259
Figura 6.1 Diagrama de flujo durante seis años.....	280

## CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 1.1 Cargas de diseño .....	23
Tabla 1.2 Combinaciones de cargas LRFD.....	24
Tabla 1.3 Características de métodos de diseño .....	33
Tabla 2.1 Empresas constructoras encuestadas.....	38
Tabla 2.2 Cantidad de edificios de oficinas y apartamentos .....	38
Tabla 2.3 Proyectos construidos año 2007 .....	39
Tabla 2.4 Respuestas a la pregunta N° 6.....	40
Tabla 2.5 Número de pisos .....	41
Tabla 2.6 Sectores dirigidos.....	41
Tabla 2.7 Criterio de comparación .....	49
Tabla 2.8 Evaluación del peso específico de cada criterio.....	51
Tabla 2.9 Evaluación de alternativas.....	51
Tabla 3.1 Cargas muertas uniformemente distribuidas .....	52
Tabla 3.2 Cargas muertas del ascensor.....	53
Tabla 3.3 Cargas mínimas uniformemente distribuidas $L_o$ , y cargas mínimas concentradas.....	53
Tabla 3.4 Factor $K_{LL}$ de carga viva de elementos estructurales .....	54
Tabla 3.5 Factores y parámetros de carga sísmica.....	55
Tabla 3.6 Coeficientes de diseño y factores del sistema sismo resistente.....	55
Tabla 3.7 Distribución de fuerzas laterales sísmicas.....	58
Tabla 3.8 Factores y parámetros de carga de viento .....	59
Tabla 3.9 Distribución de presiones de viento.....	63
Tabla 3.10 Coeficiente de reducción U para miembros soldados. ....	83
Tabla 3.11 Relaciones de esbeltez para secciones I y HSS .....	114
Tabla 3.12 Limites de deflexiones sugeridos.....	116
Tabla 3.13 Longitud mínima de los pernos y distancia de borde.....	121
Tabla 3.14 Propiedades de secciones de columnas .....	142
Tabla 3.15 Propiedades de secciones laminadas .....	159
Tabla 3.16 Propiedades de secciones soldadas .....	160
Tabla 3.17 Dimensiones de las placas base .....	163
Tabla 3.18 Dimensiones de los pernos de anclaje .....	165

Tabla 4.1 Requisitos de compatibilidad de los metales de aporte.....	169
Tabla 4.2 Tipos de soldadura de filete y de ranura .....	171
Tabla 4.3 Posiciones de trabajo y calificación .....	172
Tabla 4.4 Posiciones de soldadura .....	172
Tabla 4.5 Tamaño mínimo de filete (AISC 2005) .....	176
Tabla 4.6 Tamaño mínimo de filete (AWS D1.1 2006).....	176
Tabla 4.7 Resistencias de diseño de varias soldaduras.....	187
Tabla 4.8 Espaciamiento máximo en soldaduras intermitentes en vigas .....	197
Tabla 4.9 Cálculos de tamaño de filete (w) para las vigas armadas .....	199
Tabla 4.10 Resultados de cálculos de soldadura de filete en vigas armadas ....	200
Tabla 4.11 Secciones de columnas armadas con mayores cortantes.....	202
Tabla 4.12 Separación máxima calculada en soldaduras intermitentes en columnas.....	205
Tabla 4.13 Separaciones seleccionadas para secciones de columnas.....	205
Tabla 4.14 Cálculos de tamaño de filete (w) para columnas armadas .....	207
Tabla 4.15 Resultados de cálculos de soldadura de filete en columnas armadas .....	208
Tabla 4.16 Propiedades geométricas de las vigas secundarias.....	213
Tabla 4.17 Propiedades geométricas de las trabes .....	214
Tabla 4.18 Longitudes de recorte según la trabe a la que se conecta la viga ....	214
Tabla 4.19 Resultados de diseño de la conexión tipo de doble ángulo.....	215
Tabla 4.20 propiedades sección V3 .....	217
Tabla 4.21 Cálculos de tamaños de soldaduras en juntas alma – columna.....	220
Tabla 4.22 propiedades sección C1 .....	222
Tabla 5.1 Requerimientos Para WPS's precalificados .....	246
Tabla 5.2 WPS correspondiente a cada tipo de junta .....	247
Tabla 5.3 WPS para calificación de personal.....	248
Tabla 5.4 Espesores mínimos de placas de respaldo .....	249
Tabla 6.1 Factor de demanda de combustible .....	264
Tabla 6.2 Factor F según tipo del lubricante .....	264
Tabla 6.3 Costos indirectos.....	266
Tabla 6.4 Características de la maquinaria .....	270

## RESUMEN

Anteriormente se han realizado proyectos de titulación que demuestran el beneficio de usar estructuras metálicas en la construcción de edificios, también se han hecho estudios que optimizan procesos de fabricación y montaje, y estudios que demuestran el beneficio de usar la soldadura en la fabricación de estructuras. Pero el presente trabajo optimiza todo lo descrito anteriormente, desde la concepción y el diseño mismo de la estructura de un edificio.

El presente proyecto de titulación es el Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la región litoral del Ecuador.

El objetivo del presente proyecto es el de utilizar el acero A-588 para que resista las condiciones ambientales del litoral ecuatoriano; así como obtener una estructura más liviana debido a su alta resistencia mecánica. Además como objetivo secundario se ha propuesto diseñar miembros estructurales armados a partir de placas, que utilicen la menor cantidad de soldadura posible para su fabricación, Para lo cual se usará secciones que sean fáciles de armar y fabricar, para reducir tiempos y costos de mano de obra. El proyecto incluye el planteamiento de diferentes alternativas de formas de la estructura y la selección de la que mejor solucione el problema.

Para la determinación de las cargas que va a soportar la estructura se ha utilizado la norma ASCE 07 -05. Mientras que el diseño tanto de la estructura como de los miembros estructurales se ha hecho cumpliendo la última especificación vigente del AISC, para estructuras de edificios. Además se ha utilizado el Software ETABS 9.5 para la modelación de la estructura. Y se han seleccionado las secciones transversales más livianas para los diferentes miembros.

También se diseñan las conexiones presentes en la estructura. Y para el establecimiento de los procesos de soldadura se utiliza el código estructural D1.1 de la AWS; de igual forma se establecen los símbolos y posiciones de las mismas. Además se realizan los WPS necesarios para la fabricación y montaje.

Además se lleva a cabo un análisis de precios unitarios del proyecto y se analiza la sensibilidad del mismo ante diferentes escenarios planteados (aumento del costo del acero, retraso de pago de planillas y aumento de mano de obra), para de esta manera determinar sí el proyecto es viable o no.

Para terminar se presentan las conclusiones y recomendaciones que han sido producto del desarrollo del presente proyecto.

## **PRESENTACIÓN**

El presente Proyecto de Titulación tiene como objetivo el diseñar una estructura de acero A-588 para la construcción de edificios para apartamentos en la región litoral del Ecuador.

En el capítulo 1 se describe los componentes que forman la estructura metálica de un edificio, las diferentes secciones que pueden formar los miembros estructurales. Así como también se describen todas las cargas a las cuales está sometida la estructura.

En el capítulo 2 se da una visión de las necesidades que presentan las distintas constructoras, se plantean los parámetros funcionales que se deben cumplir. Y además, se plantean diferentes alternativas y se selecciona la que da una mejor solución al problema.

En el capítulo 3 se determinan los parámetros necesarios para el diseño de la estructura, se realiza el modelo estructural y la asignación de cargas en el Software ETABS 9.5 y se comprueba que no exista errores entre el diseño de los miembros estructurales realizado por el programa y el realizado manualmente. Y finalmente se diseñan los miembros estructurales más críticos.

El capítulo 4 describe tipos, posiciones, simbología y definiciones de soldaduras. Se brindan los lineamientos necesarios para todo aquello relacionado con el diseño de las soldaduras, y por último se diseñan las conexiones presentes en la estructura objeto del presente proyecto de titulación.

En el capítulo 5 se describen los procesos de soldadura más comunes en el Ecuador, se elaboran los WPS necesarios para la fabricación y montaje de la estructura, así como también se describe brevemente las acciones necesarias para la fabricación y montaje de la misma.

En el capítulo 6 se dan las definiciones necesarias para la realización del análisis de precios unitarios, del flujo de caja, del cronograma valorado y demás parámetros necesarios para determinar si el presente proyecto es viable o no.

# CAPÍTULO 1

## FUNDAMENTOS TEÓRICOS

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Una estructura puede definirse como un sistema de miembros y conexiones individuales, dispuestas para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios apreciables en forma y tamaño durante su vida útil.

El presente capítulo da una introducción a las estructuras metálicas, su clasificación, miembros perfiles y secciones que la componen. Además de una introducción al diseño y conceptos necesarios para el diseño de estructuras.

#### 1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Según el uso que tengan las estructuras de acero se las puede clasificar de una forma general en:

- **Puentes:** Para ferrocarriles, carreteros, y de peatones.
- **Edificios:** Que incluyen estructuras de marco rígido, marcos simplemente conectados, muros de carga, soportados por cables, y en voladizo. Se pueden considerar o usar numerosos esquemas de soporte lateral, como armaduras, simples y alternadas, y un núcleo central rígido. Además, se pueden clasificar los edificios según su empleo o altura como edificios de oficinas, industriales, fábricas, rascacielos, etc.
- **Otras estructuras:** Incluyen torres para transmisión de potencia, torres para instalaciones de radar y televisión, torres de transmisión telefónica, servicios de suministro de agua, y servicios de terminales de transporte, que incluyen ferrocarriles, camiones, aviación y marina.

En edificios, que es el tema de este proyecto de titulación, se pueden clasificar según el sistema que se utilice para soportar las cargas en marcos y armaduras.

### 1.1.1.1 Marcos

Un marco es una estructura compuesta por dos o más miembros que se unen mediante conexiones, las cuales pueden ser o no resistentes a momentos, para formar una configuración rígida.

Las estructuras tipo marco, se pueden clasificar de acuerdo al número de niveles y claros de los que está compuesto el marco. Así se tiene por ejemplo, como se observa en la Figura 1.1:

- Marco de un solo claro y un solo nivel
- Marco de varios claros y un solo nivel
- Marco de varios claros y varios niveles.
- Marco con techo de dos aguas

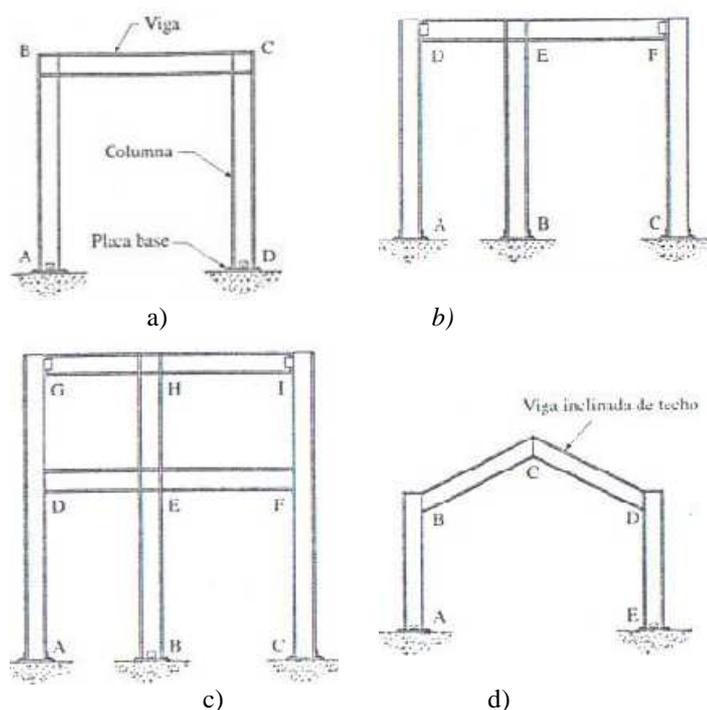
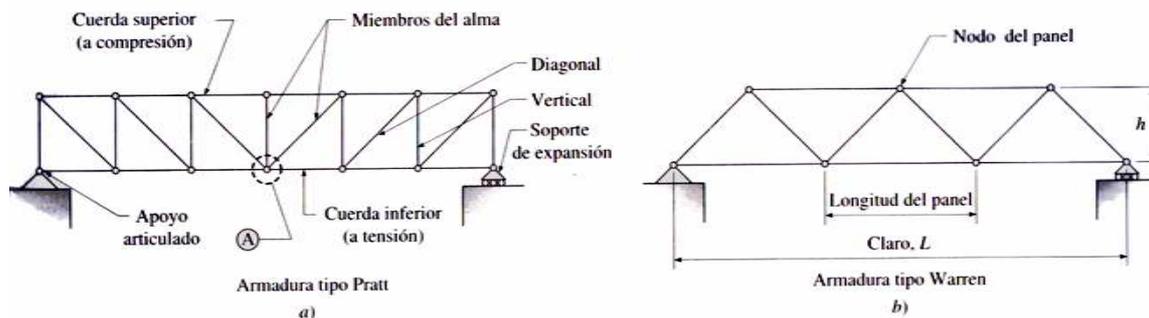


Figura 1.1 Ejemplos de marcos

### 1.1.1.2 Armaduras

Una armadura es un conjunto de elementos estructurales lineales arreglados en forma de triángulo o en combinación de triángulos, para formar una estructura rígida en un plano.



**Figura 1.2 Ejemplos de armaduras**

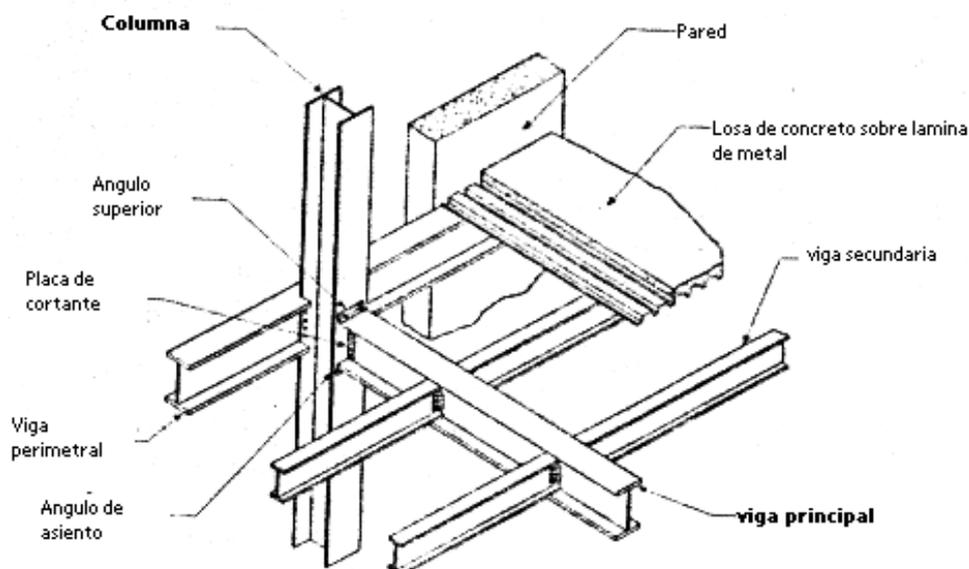
El miembro superior de la armadura se llama cuerda superior y el miembro inferior se conoce como cuerda inferior. Los miembros verticales y diagonales que forman el triángulo entre las cuerdas superior e inferior se llaman miembros del alma. Las armaduras se fabrican de tal manera que los ejes centroidales de todos los miembros confluyen a un solo punto conocido como nodo de panel, debido a esta forma de conectar los miembros de una armadura se considera que los nodos actúan como articulaciones que permiten la rotación relativa entre los miembros. Por estas consideraciones los miembros estructurales de las armaduras están sometidos solo a tensión axial o compresión axial, ver Figura 1.2.

## 1.2 COMPONENTES DE EDIFICIOS DE VARIOS PISOS FORMADOS POR MARCOS

Las estructuras a base de marcos son las más comúnmente utilizados en las construcciones de edificios. Como se observa la Figura 1.3, en la estructura de un edificio a base de marcos; los miembros horizontales denominados vigas secundarias soportan las cargas de gravedad de las losas de concreto y las laminas de acero y las transfieren a otros miembros horizontales denominados vigas principales o trabes. Las vigas principales transfieren las cargas a su vez a miembros verticales denominados columnas, que transfieren la carga hasta los cimientos de la estructura; cimientos que deben soportar toda la estructura del edificio.

Las columnas se distribuyen de manera uniforme dentro de una configuración que se repite en todos los niveles del edificio, por lo que las columnas se extienden en toda la altura del edificio; por esta razón las cargas se transmiten desde los

diferentes niveles hasta la cimentación. De igual forma los miembros horizontales o vigas se repiten en los pisos o niveles del edificio.

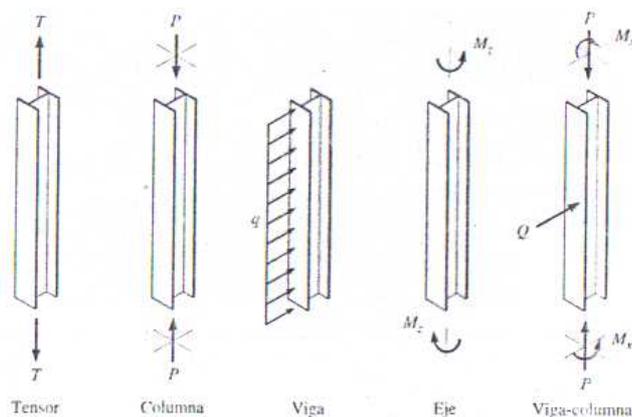


**Figura 1.3 Composición típica de un edificio a base de marcos.**

### 1.2.1 MIEMBROS ESTRUCTURALES

En la estructura de un edificio intervienen distintos tipos de miembros estructurales, los mismos que se clasifican de acuerdo a la carga principal que soportan. Así se tienen los siguientes cinco tipos básicos de miembros estructurales (ver Figura 1.4):

- Tensores: que soportan tensión axial.
- Columnas: sometidas a compresión axial.
- Vigas: están sometidas a cargas perpendiculares.
- Ejes: están sometidos a torsión.
- Vigas-columna: están sometidas a compresión axial y a fuerzas o momentos perpendiculares a las mismas.



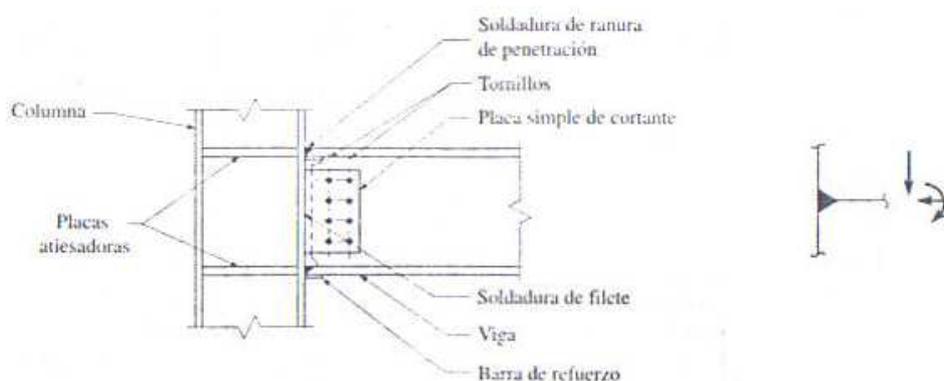
**Figura 1.4 Clasificación de miembros estructurales**

## 1.2.2 CONEXIONES DE MARCOS ESTRUCTURALES

Existen tres tipos básicos de conexiones entre miembros de un marco estructural, estas se clasifican de acuerdo a la forma en que se transfieren los esfuerzos entre los miembros conectados. Estas conexiones pueden ser empernadas, soldadas, o una combinación de ambas de acuerdo al código o norma de construcción utilizada.

### 1.2.2.1 Conexiones rígidas

También llamadas conexiones resistentes a momento, tienen la capacidad de transmitir momento flexionante y fuerza cortante entre los miembros conectados. Estas conexiones, teóricamente, no permiten ninguna rotación relativa entre los miembros y transmite grandes momentos entre los mismos. En la Figura 1.5 se puede observar algunos componentes y la representación esquemática de esta conexión.



**Figura 1.5 Conexión rígida LRFD tipo FR, y su representación esquemática**

### 1.2.2.2 Conexiones semirrígidas

En esta conexión se transmiten momentos entre los miembros y permite una cierta rotación entre los mismos. Este momento transmitido es una función conocida y depende de la rotación relativa entre los miembros. En la Figura 1.6 se puede observar algunos componentes y la representación esquemática de esta conexión.

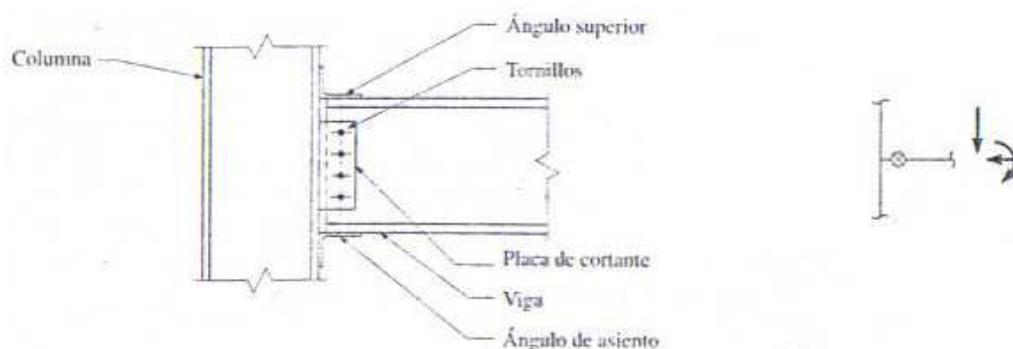


Figura 1.6 Conexión semirrígida LRFD tipo PR, y su representación esquemática

### 1.2.2.3 Conexiones simples de cortante

Los momentos que transmite esta conexión son muy pequeños, se consideran despreciables, y presenta ángulos de rotación grandes entre los miembros conectados. La conexión solo transmite la fuerza cortante y se considera a una viga con este tipo de conexión como libremente apoyada y articulada en los extremos (ver Figura 1.7).

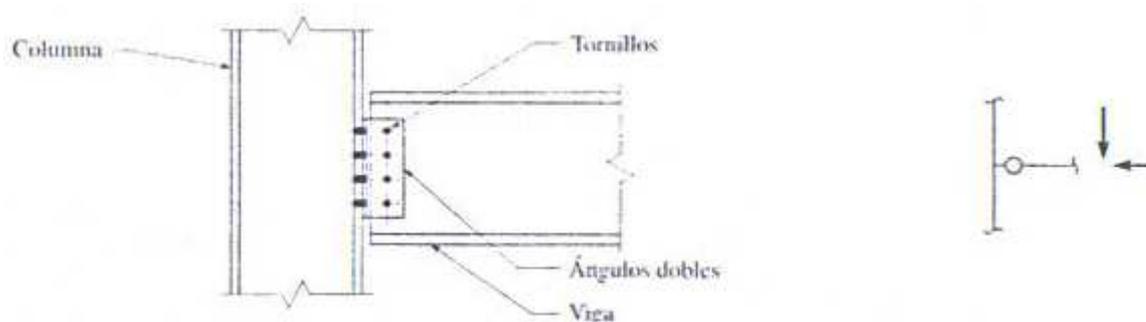
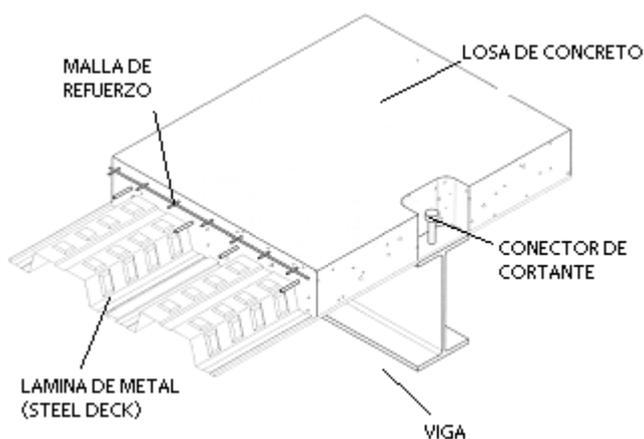


Figura 1.7 Conexión simple de cortante LRFD tipo PR, y su representación esquemática

De igual forma en la conexión de las columnas con la placa base se pueden tener conexiones articuladas, o empotradas si son capaces de resistir los momentos que se presentan en la conexión.

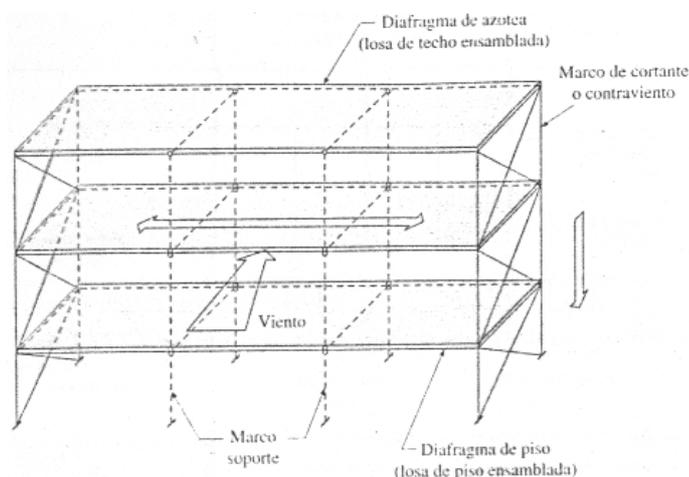
### 1.2.3 DIAFRAGMAS HORIZONTALES

Los diafragmas horizontales son el conjunto formado por las losas de concreto, una lamina de metal (steel deck) y los miembros horizontales de los pisos (vigas principales y secundarias) que rigidizan el conjunto (ver Figura 1.8).



**Figura 1.8 Composición típica de un diafragma**

Los diafragmas están unidos a las columnas de cada piso y transmiten las fuerzas laterales producidas por el viento o sismo; a sistemas verticales denominados sistemas de cortante que transfieren a su vez estas cargas a los cimientos de la estructura (ver Figura 1.9).

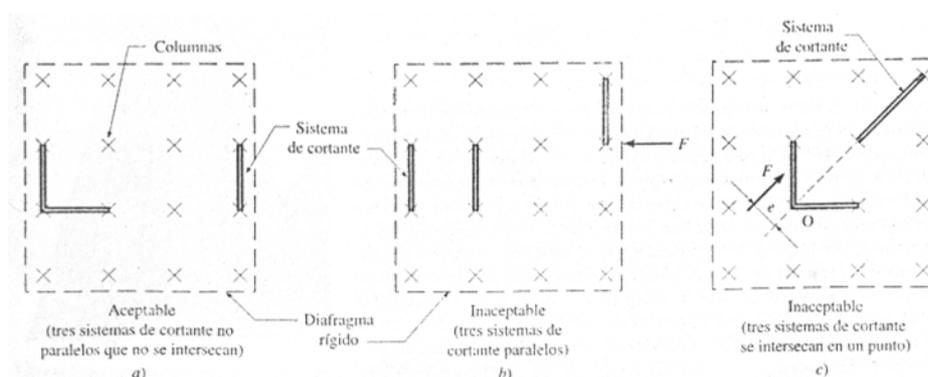


**Figura 1.9 Transferencia de cargas laterales a través de la estructura**

### 1.2.4 SISTEMAS DE CORTANTE RESISTENTES A CARGAS LATERALES

“Un sistema de cortante es cualquier sistema estructural plano vertical como (muro, un marco a momento, etc.) capaz de transmitir fuerzas cortantes en el plano de cierto nivel hasta un nivel inferior. Un sistema de cortante tiene resistencia despreciable (cero) ante fuerzas horizontales aplicadas de manera normal a su plano”<sup>1</sup>

“Una estructura de varios pisos debe tener suficientes sistemas para que soporten cargas laterales bajo cualquier combinación posible. Para que un diafragma de piso sea estable bajo todas las direcciones de carga dentro del plano, al menos debe tener tres sistemas de cortante. Debido a que un sistema de cortante sólo es eficaz para resistir cargas en su plano, los tres sistemas no deben ser paralelos”<sup>2</sup>



**Figura 1.10 a) Disposición estable de un sistema de cortante, b) y c) disposiciones inestables de sistemas de cortante**

Los sistemas de cortante no deben ser paralelos, porque no soportan una carga aplicada en dirección normal a los mismos. Además no deben concurrir hacia un punto, porque cualquier fuerza aplicada fuera de este punto; haría girar el diafragma y el sistema de cortante no puede equilibrar este momento aplicado (ver Figura 1.10).

<sup>1</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRF”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp76

<sup>2</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRF”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp77.

En estructuras metálicas de edificios, los sistemas de cortantes generalmente consisten de miembros inclinados conectados entre dos filas de columnas llamados contravientos; y cualquier estructura tipo marco que utiliza algún tipo de arriostramiento se conoce como marco contraventeado.

Los sistemas de cortante pueden dividirse en cuatro tipos:

#### 1.2.4.1 Marcos de cortante con contraventeo concéntrico (MCCC)

Este tipo de marco cortante funciona como una armadura en posición vertical, donde las columnas funcionan como cuerdas y las diagonales y vigas trabajan como el alma de la misma. Estos miembros le proveen un alto grado de rigidez pero con una baja ductilidad, por lo que se usan en zonas de baja actividad sísmica donde no se demanda alta ductilidad (ver Figura 1.11)

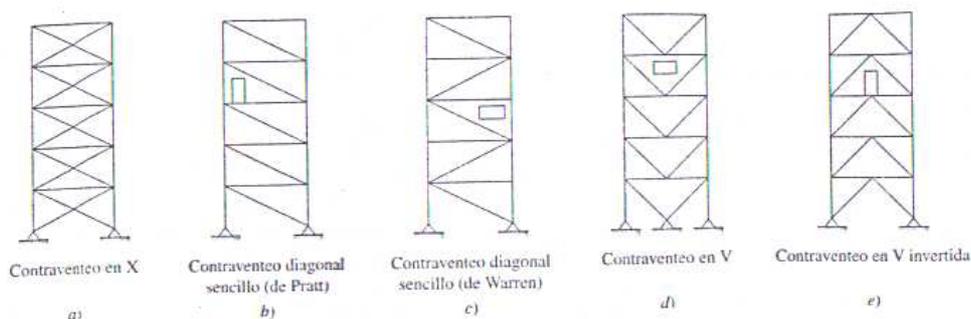


Figura 1.11 Configuraciones de marcos de cortante de contraventeo concéntrico

#### 1.2.4.2 Marcos de cortante con contraventeo excéntrico (MCCE)

En este tipo de marcos de cortante al menos un extremo de los miembros diagonales no llega a la unión viga-columna. En estos marcos los miembros se deforman por flexión, lo que disminuye la rigidez pero aumenta la ductilidad; por esta razón son utilizados en zonas de alta actividad sísmica (ver Figura 1.12).

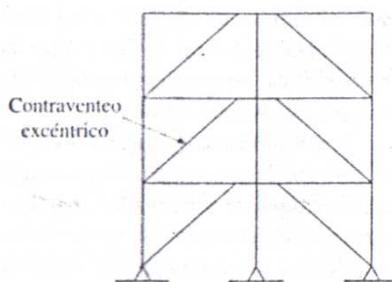


Figura 1.12 Marco de cortante de contraventeo excéntrico

### 1.2.4.3 Muros de cortante (MC)

Consiste en un muro de concreto o una placa de acero rigidizada que conecta dos columnas, las conexiones adyacentes al muro de cortante son simples para permitir que las columnas y el núcleo se muevan sin inducir esfuerzos. Este tipo de marcos se utilizan para edificios en zonas sísmicas (ver Figura 1.13).

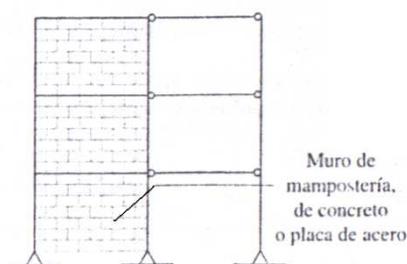


Figura 1.13 Muro de cortante

### 1.2.4.4 Marcos de cortante resistentes a momento (MCRM)

Se utilizan cuando no hay suficiente espacio para utilizar otro sistema de cortante. Este tipo de marco obtiene su rigidez de la rigidez de las vigas y columnas y de la rigidez de las conexiones, para esto las conexiones viga-columna deben ser completamente rígidas o semirrígidas (ver Figura 1.14)

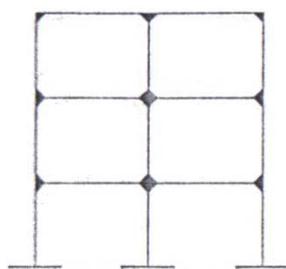


Figura 1.14 Marco de cortante

## 1.3 SECCIONES ESTRUCTURALES<sup>3</sup>

En el diseño de una estructura metálica para un edificio se pueden utilizar perfiles laminados en caliente, perfiles armados o soldados, y perfiles conformados en frío. Los perfiles laminados más conocidos son los perfiles estándar americanos

---

<sup>3</sup>AISC, 2005, "Steel construction manual 13<sup>th</sup> edition", Estados Unidos.

descritos en el manual de diseño del instituto americano de construcción de acero (AISC).

### 1.3.1 SECCIONES LAMINADAS ESTANDAR

Las secciones americanas estándar del American Institute of Steel Construction (AISC), según la forma de su sección transversal se denominan como perfiles I, C, L, T, placas, barras, barras circulares y secciones tipo cajón o secciones estructurales huecas HSS (hollow structural section).

Las secciones tipo I a la vez se pueden clasificar en secciones de patín ancho W, perfiles S, y perfiles HP, todos estos tipos de perfiles I tienen dos ejes de simetría.

#### 1.3.1.1 Perfiles de patín ancho (W)

Este perfil está constituido de dos patines horizontales y paralelos entre sí, y de un alma. Por lo general el espesor de los patines es mayor al del alma, el peralte es igual o mayor al ancho del patín. Se designan con la letra W seguido del peralte nominal, que para estos perfiles es la distancia interior entre patines, y el peso en libras por pie lineal (ver Figura 1.15). Así W14x145 representa un perfil W de 14 plg. de peralte nominal y 145 lb de peso por cada pie.

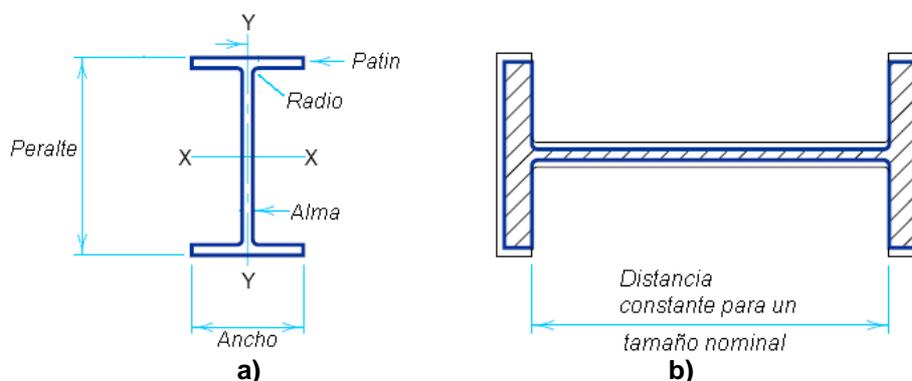


Figura 1.15 a) sección tipo W, b) distancia nominal constante

### 1.3.1.2 Vigas estándar (S)

Tienen patines más angostos y almas de mayor espesor que los perfiles W, las superficies interiores de los patines tienen una pendiente de 2 a 12. Se identifica con la letra S (ver Figura 1.16), así por ejemplo S12x50 representa un perfil de 12 pulg de peralte nominal y 50 lb/pie de peso lineal.

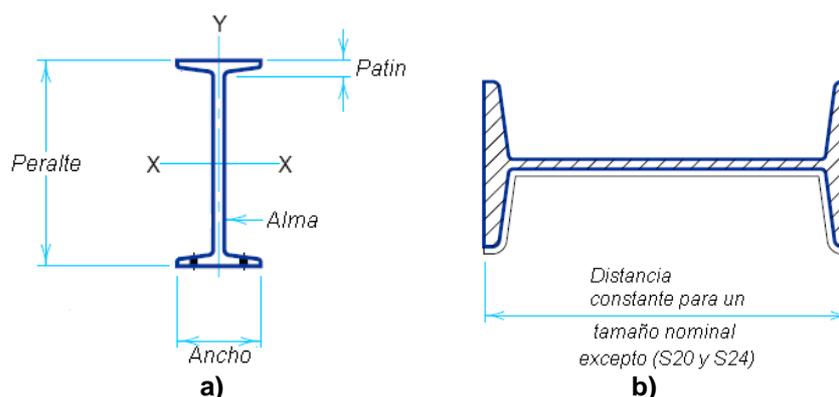


Figura 1.16 a) sección tipo S, b) distancia nominal constante

### 1.3.1.3 Perfiles de pilotes (HP)

Estos perfiles son similares a los W, pero sus patines y alma son del mismo espesor; además su peralte nominal es igual al ancho del patín. Estos perfiles se conocen como pilotes de punta porque son utilizados principalmente como pilotes, se designan con las letras HP (ver Figura 1.17); así por ejemplo HP12x63 designan un perfil de 12 pulgadas de peralte y 63 lb/pie.

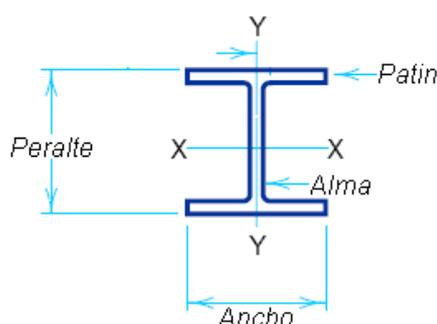


Figura 1.17 Sección tipo HP

### 1.3.1.4 Perfiles miscelaneos (M)

En términos generales son perfiles tipo I. La AISC designa a todos los miembros que no se pueden clasificar como tipo W, S o HP como de tipo M

### 1.3.1.5 Canales (C)

Este tipo de perfil laminado tiene un alma con dos patines, y tiene un solo eje de simetría. Los lados interiores de los patines tienen una pendiente de 2 a 12 pulgadas. En estos perfiles el peralte real es igual al peralte nominal y se representan con la letra C (ver Figura 1.18); así por ejemplo la el canal C12x30, representa un canal de peralte nominal 12 pulgadas y de 30lb/pie de peso.

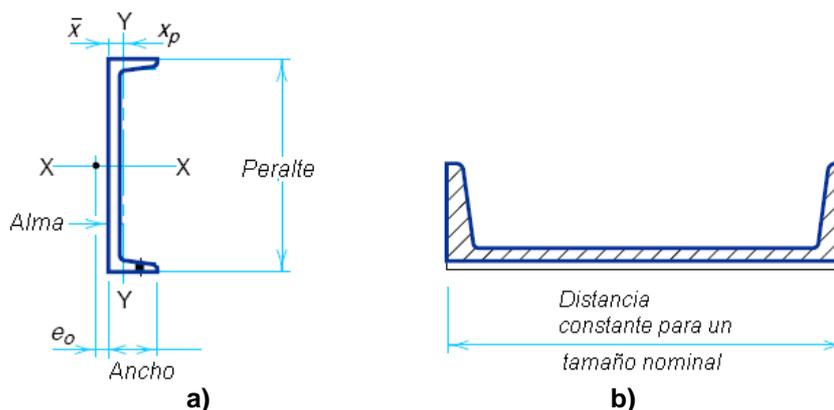


Figura 1.18 a) Canal C, b) distancia nominal constante

### 1.3.1.6 Perfiles angulares (L)

Estos perfiles tienen dos elementos perpendiculares entre sí, llamados alas. Las alas son del mismo espesor y pueden ser de la misma o de diferente longitud, para formar ángulos de alas iguales o desiguales respectivamente. Se designan con la letra L; seguido de la dimensión del ala más grande y por el espesor de las alas. Así por ejemplo L 6x4x $\frac{1}{2}$  designa a un ángulo con alas desiguales con un ala de 6 pulgadas, la otra de 4 y de espesor  $\frac{1}{2}$  pulgada (Ver Figura 1.19).

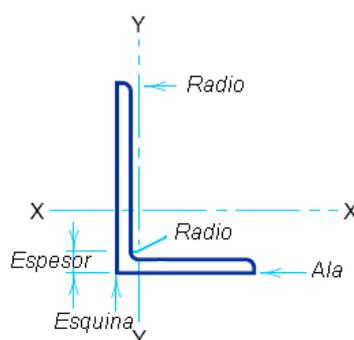


Figura 1.19 Sección tipo ángulo

### 1.3.1.7 Tes estructurales (WT, ST, MT)

Una te estructural se obtiene cortando un perfil I tipo W, S, o M en la mitad del alma para obtener tés estructurales WT, ST, o MT respectivamente. Las tablas de estos miembros están basadas en las tablas de los perfiles I (ver Figura 1.20).

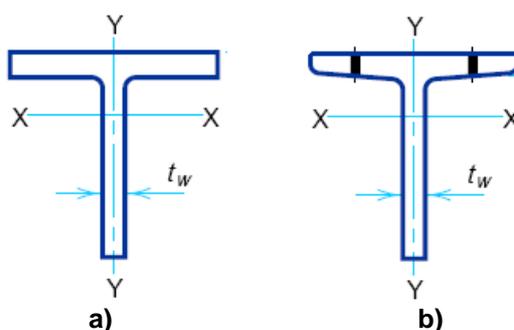


Figura 1.20 a) sección WT, b) sección ST

### 1.3.1.8 Secciones estructurales huecas (HSS) y tubos circulares (P)

Las secciones estructurales huecas o HSS, por sus siglas en inglés; se fabrican soldadas o sin costuras. Existen miembros HSS cuadrados y rectangulares, se designan por sus dimensiones exteriores y su espesor de pared; por ejemplo HSS 10x4x1/8 designa un miembro rectangular de 10 x 4 pulgadas por 1/8 de espesor (ver Figura 1.21).

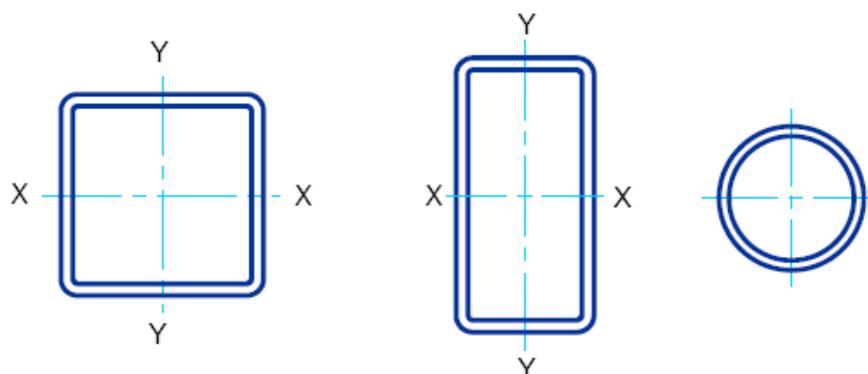


Figura 1.21 Secciones HSS cuadrada, rectangular, y tubo estructural

Los tubos circulares se fabrican en diámetros nominales, se designan con la letra P y con su diámetro nominal. Por ejemplo P6 es un tubo estructural de diámetro nominal 6.

### 1.3.2 SECCIONES ARMADAS

Los miembros armados se obtienen conectando entre sí dos o más perfiles o placas, para que actúen como un miembro estructural único (ver Figura 1.22). Estos miembros son necesarios cuando se necesitan secciones de dimensiones diferentes a las de secciones laminadas o por los requerimientos del diseño o de las conexiones que van a ser utilizadas.

En el mercado ecuatoriano actualmente son las secciones armadas con placas soldadas las más utilizadas, debido a que tienen mayor flexibilidad para fabricarles de cualquier peralte, ancho o área requeridas por el diseñador.

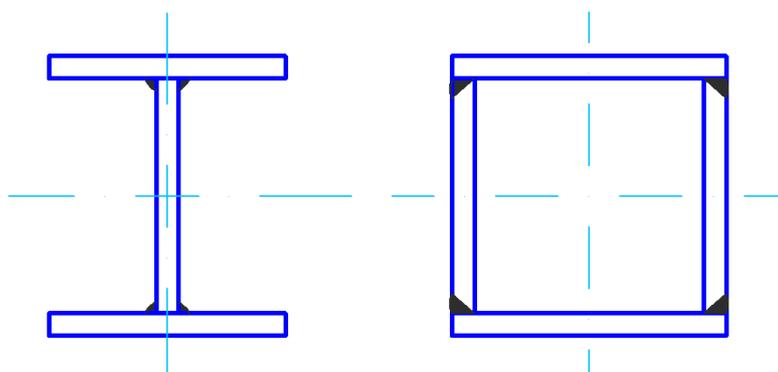


Figura 1.22 Ejemplos de secciones armadas soldadas

### 1.3.3 PERFILES LAMINADOS EN FRÍO

Los miembros estructurales de acero conformado en frío son perfiles que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas, o laminando bobinas o planchas laminadas en frío o laminadas en caliente; siendo ambas operaciones realizadas a temperatura ambiente, es decir, sin agregar calor del modo que sería necesario para un conformado en caliente. Algunos ejemplos de perfiles laminados en frío se muestran en la Figura 1.23

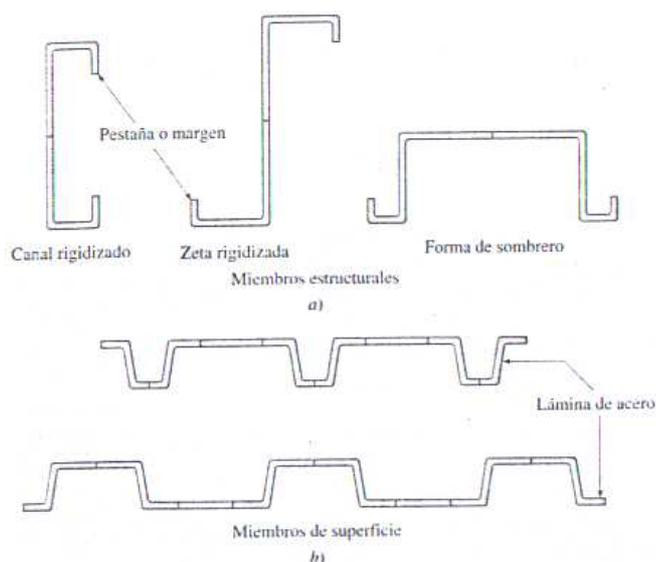


Figura 1.23 Ejemplos de algunos perfiles laminados en frío

### 1.3.4 ELEMENTOS DE UNA SECCIÓN ESTRUCTURAL

Una sección estructural está formada por varias partes rectangulares unidas entre sí, estas partes rectangulares son conocidas como elementos de la sección. Por ejemplo una sección tipo cajón está formada por 4 elementos y una sección tipo I está formada por 5 elementos que unidos forman la sección I (ver Figura 1.24).

Existen dos tipos de elementos de secciones estructurales:

Elementos rigidizados son aquellos que están unidos por completo en sus dos extremos con otros elementos a lo largo de todo el elemento estructural. Y elementos no rigidizados son aquellos que solo están unidos a otros elementos en uno solo de sus extremos (ver Figura 1.24).

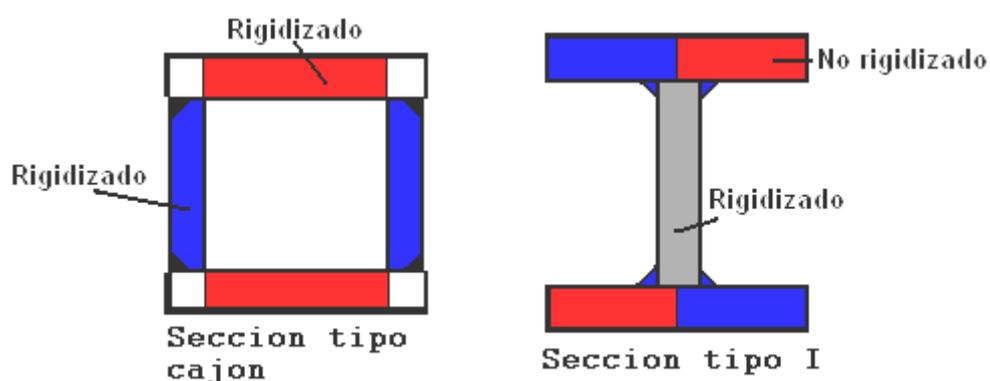


Figura 1.24 Ejemplos de elementos de secciones.

## 1.4 NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Los códigos de diseño estructural son documentos que brindan requerimientos que deben cumplir los diferentes elementos de una estructura para asegurar que estos bajo la acción de diferentes estados de carga no sufran ni produzcan un colapso de la estructura que forman. Estos requerimientos son productos de la experiencia e investigación de ingenieros durante muchos años analizando las diversas fallas a las que son susceptibles los miembros estructurales.

Se decide utilizar el manual de diseño LRFD 2005 de la AISC, para el proceso de diseño de la estructura. Además de los antes mencionados se utilizaran los siguientes códigos y normas:

- Proyecto de reglamento técnico ecuatoriano para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero.
- AISC Manual: The 2005 AISC manual for structural steel buildings.
- CPE INEN 05 Código Ecuatoriano de la Construcción.
- CPE INEN 03 Código de Dibujo Técnico-Mecánico.
- ASCE 7: Minimum design loads for building and other structures 2005, American society of civil engineers.
- AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American welding society.

## 1.5 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

“Las cargas son fuerzas u otras acciones que resultan del peso propio de los materiales de construcción del edificio, de sus ocupantes y pertenencias, efectos del medioambiente, diferenciales de movimiento, y cambios dimensionales moderados. Las cargas permanentes son aquellas cuyas variaciones respecto al tiempo son escasas o de mínima magnitud. Todas las demás clases de cargas son llamadas cargas variables”.<sup>4</sup>

Para el diseño del presente proyecto se tomaran, (de acuerdo al Proyecto de reglamento técnico ecuatoriano para el diseño, fabricación y montaje de

---

<sup>4</sup> ASCE, 2005, “ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, Estados Unidos, pp 1

estructuras de acero; llamado de ahora en adelante como PRTE de estructuras) los valores tabulados y métodos de cálculo de las normas ASCE 07, Minimum design loads for building and other structures.

### **1.5.1 CARGAS NOMINALES**

Son las magnitudes de las cargas especificadas en las distintas normas y códigos de construcción para las cargas muertas, vivas, de viento, de sismo, etc.

### **1.5.2 CARGAS MUERTAS (D)**

Son cargas permanentes que consisten del peso de todos los materiales de construcción incorporadas dentro del edificio incluyendo elementos estructurales, paredes, techos, pisos, escaleras, divisiones permanentes, acabados, revestimientos, y otros aditamentos similares como equipos de servicio que incluyan el peso de ductos, cables, tuberías, etc. Para este proyecto de titulación se utilizara el capítulo 3 de la norma ASCE 07-05 para determinar las cargas muertas.

### **1.5.3 CARGAS VIVAS (L)**

Las cargas vivas varían en posición y magnitud con el tiempo; son las producidas por el uso y la ocupación de la estructura como resultado de la actividad humana y no incluyen las cargas debidas a fuerzas naturales como viento, sismo, y nieve. Para la determinación de estas cargas el capítulo 4 de la norma ASCE 07-05.

#### **1.5.3.1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas ( $L_0$ )**

De acuerdo al tipo o uso de la estructura; las cargas vivas, que se encuentran tabuladas en la tabla 4-1 de la norma ASCE 07, se clasifican en:

- Residenciales (casas, apartamentos, hoteles).
- Para oficinas (despachos, bancos).
- Educativas (escuelas, colegios).
- Para concurrencia de público (teatros, auditorios, vestíbulos, restaurantes).
- Institucionales (iglesias, prisiones).
- Para ventas (mercados, centros comerciales).

- Almacenes (bodegas, bibliotecas).
- Industriales (talleres, fábricas).
- Estacionamientos.

Estas tablas proporcionan cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas ( $L_o$ ), o también llamadas cargas vivas básicas o no reducidas, las cuales se basan en el uso o la ocupación que vaya a tener el edificio.

#### **1.5.3.2 Carga viva reducida ( $L$ )**

La carga sobre el piso de un edificio no es uniforme, por lo que se debe considerar que cada área del piso está sometida a diferente intensidad de carga.

Esta área utilizada para el cálculo de la carga que soporta un miembro estructural se llama área tributaria ( $A_T$ ), y el área real sobre la cual se propaga la carga que soporta este miembro se llama área de influencia ( $A_I$ ). La relación entre el área de influencia y el área tributaria ( $A_I / A_T$ ) se conoce como factor de carga viva ( $K_{LL}$ ) del elemento. El uso de estos términos se analiza más detalladamente para determinar las cargas vivas más adelante en el presente proyecto de titulación.

#### **1.5.4 CARGAS DE VIENTO ( $W$ )**

El viento es un fluido en movimiento que ejerce una presión sobre las superficies con las que entra en contacto, la norma ASCE 07 considera a los edificios como estructuras rígidas; las cuales necesitan una enorme cantidad de energía para generar una respuesta dinámica. Por lo que se considera al viento como una carga estática aplicada en la superficie del edificio.

La magnitud de la carga de viento depende de la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que lo rodea, el tamaño y tipo de estructuras cercanas al edificio a diseñar. Para este proyecto se utilizara el capítulo 6 de la norma ASCE 07-05 para determinar las cargas de viento.

#### **1.5.5 CARGAS DE SISMO ( $E$ )**

Las cargas de sismo son inducidas a las estructuras en relación a su masa y elevación a partir del suelo, así como de las aceleraciones del terreno y de la

capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque a veces debido a la altura de los edificios o a la esbeltez de sus miembros se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

### 1.5.6 COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas nominales o de servicio más comunes, presentes en el diseño de una estructura son estipuladas por las normas ASCE 07 y AISC LRFD 2005; y están detalladas en la Tabla 1.1

DESIGNACIÓN	CARGA
D	Muerta
L	Viva debida a la ocupación
$L_r$	Viva en el techo
S	De nieve
R	Debida al efecto del agua o hielo estancados sobre la estructura.
W	De viento
E	Por sismo
F	Debida a fluidos
H	Debida a presión lateral del terreno
T	Fuerza de auto deformación

**Tabla 1.1 Cargas de diseño**  
**Fuente: Manual AISC LRFD 2005 Parte 2**

Cada una de estas cantidades de carga, expresa un valor medio máximo de una carga nominal o de servicio y son determinadas por el código de diseño aplicado. Para el caso de este proyecto se determinaran en base a la norma ASCE-07.

Debido a que es muy poco probable a que todas las cargas actúen en forma simultánea con sus valores máximos, se han desarrollado las combinaciones de estas cargas nominales en base a estadísticas de carga, en las que se incluye la carga muerta en todas ellas; además de un valor aleatorio en el tiempo o accidental del resto de cargas, es decir, el valor que se espera que actúe sobre la estructura en cualquier instante del tiempo.

Las 7 combinaciones de cargas básicas LRFD están expresadas en la Tabla 1.2

Nº	COMBINACIÓN	CARGA CRÍTICA
LC-1	1,4 D	Carga muerta, D (durante la construcción)
LC-2	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr ó S ó R)	Carga viva, L
LC-3	1,2 D + 1,6 (Lr ó S ó R) + (1,0 L ó 0,8 W)	Carga de techo, L <sub>r</sub> o S o R
LC-4	1,2 D + 1,6 W + 1,0 L + 0,5 (Lr ó S ó R)	Carga de viento, W (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
LC-5	1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S	Carga por sismo, E (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
LC-6	0,9 D + 1,6 W + 1,6 H	Volteo (W en sentido contrario a la carga muerta, D)
LC-7	0,9 D + 1,0 E + 1,6 H	Volteo (E en sentido contrario a la carga muerta, D)

**Tabla 1.2 Combinaciones de cargas LRFD.**  
**Fuente: AISC Manual LRFD 2005**

En las combinaciones de la Tabla 1.2 se tienen las siguientes excepciones:

- a. El factor de carga de L en las combinaciones LC-3, LC-4, y LC-5 se puede reducir a 0,5 para todas las áreas donde la carga viva es menor o igual que 100 lb/pie<sup>2</sup> (500 kg/m<sup>2</sup>), excepto para estacionamientos, y áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
- b. El factor de carga de H debe ser igual a 0 en las combinaciones LC-6 y LC-7, si la acción estructural debida a H se contrapone a la debida a W o E. cuando presión lateral del suelo provee resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas, no se debe incluir en H pero se debe incluir en la resistencia de diseño.

Cada combinación de carga expresa la condición de carga de diseño total cuando un tipo diferente de carga se halla en su valor máximo o crítico de su vida útil, estos casos de carga crítica están expresados en la Tabla 1.2

## **1.6 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL**

El acero como un material estructural tiene diversas cualidades deseables, como alta resistencia, gran rigidez (resistencia a la deformación) y gran ductilidad. Es el material más fuerte, versátil y económico disponible para la industria de la construcción, y su gran ductilidad le permite resistir grandes deformaciones a niveles altos de esfuerzo sin romperse.

### **1.6.1 VENTAJAS DEL ACERO.**

- A diferencia de otros materiales estructurales, es uniforme en resistencia, estable en dimensiones y su durabilidad no es afectada por congelamiento y deshielo. El acero, a diferencia del concreto, tiene igual resistencia a la compresión y a la tensión.
- Su bajo peso comparativo puede reducir los costos de cimentación y su facilidad de ensamble minimiza la necesidad de un puesto de supervisión. Una vez erigido y reforzado, el marco de acero resiste por completo la carga, lo que permite acceso inmediato a las siguientes etapas de construcción.
- Los marcos de acero se levantan rápidamente, reducen los costos de financiamiento de construcción y permiten que la estructura genere beneficios económicos más pronto.
- Las características de diseño del trabajo con acero estructural incluyen gran capacidad de claro con tamaños mínimos de columnas, así como la flexibilidad que permite llevar a cabo alteraciones o extensiones futuras a la estructura.
- Las estructuras de acero, en general, pueden ser reparadas fácil y rápidamente, y pueden desmantelarse y volverse a ensamblar con facilidad en diferentes ubicaciones. Por último, el acero tiene alto valor de recuperación y es reciclable.

### **1.6.2 DESVENTAJAS DEL ACERO.**

- A pesar de sus ventajas, el acero es susceptible a la corrosión por el agua y otros productos químicos.
- Se necesita de personal calificado para la fabricación y el montaje de la estructura.
- Se debe realizar un control de calidad de las soldaduras, tanto en la fabricación como en el montaje de la estructura metálica.

- Así mismo, en gran medida tiene resistencia y rigidez reducidas cuando se somete a elevadas temperaturas y al fuego; estas propiedades del acero requieren ser protegidas a menudo contra el fuego.
- Bajo ciertas circunstancias, el acero puede fallar por alguna fractura frágil más que en su modo dúctil normal. La fractura frágil tiene lugar con poca o ninguna deformación plástica debido a grietas o fallos en la fabricación.

## **1.7 PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO**

Entre las propiedades estructurales más importantes del acero se tiene las siguientes:

### **1.7.1 RESISTENCIA DEL ACERO**

La propiedad mecánica que más se toma en cuenta, para el diseño de estructuras de acero, es la resistencia a la fluencia.

La resistencia a la fluencia, es el mínimo valor garantizado por el productor de acero, que se basa en un promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. Así por ejemplo para el acero ASTM-A588, el valor garantizado es:  $F_y = 50 \text{ Ksi}$  o  $345 \text{ MPa}$ .

El diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural (ver Figura 1.25) y en general de todos los aceros, está caracterizado por la presencia de una zona inicial conocida como zona elástica, en la que esfuerzos y deformaciones están relacionados entre sí linealmente, seguida por la llamada región plástica, donde tienen lugar deformaciones considerables sin incremento apreciable de esfuerzos, y finalmente presenta una región de endurecimiento por deformación, en la cual un incremento en la deformación requiere un incremento de esfuerzo.

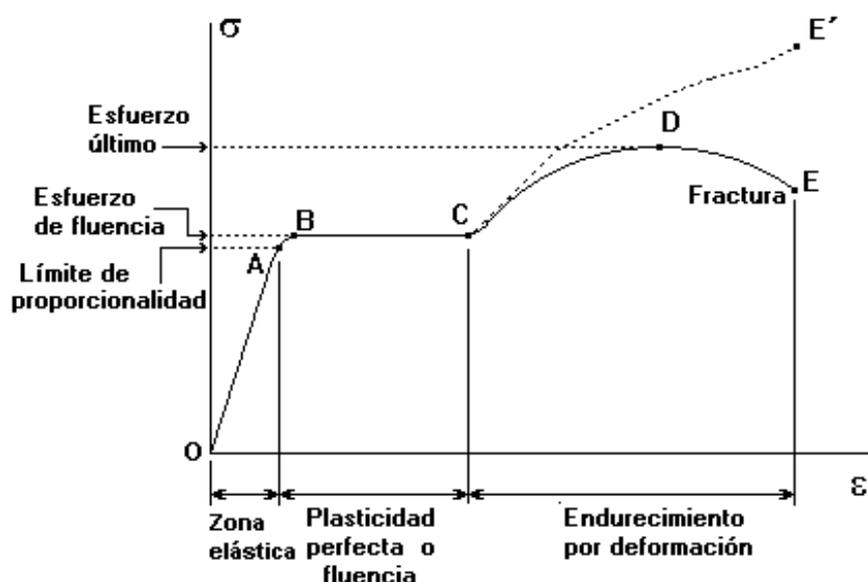


Figura 1.25 Diagrama esfuerzo-deformación del acero

### 1.7.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación de la región elástica (ver ecuación 1.1).

$$E = \frac{f}{\varepsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}} \quad (1.1)$$

Donde  $f$  es el esfuerzo en ksi,  $\varepsilon$  es la deformación en pulg / pulg (mm / mm) y  $E$  es el módulo de Young en ksi. El rango típico para todos los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia) es de 28.000 a 30.000 ksi (193.000 a 207.000 MPa). El valor de diseño se toma por lo general como 29.000 ksi (200.000 MPa.)

### 1.7.3 COEFICIENTE DE POISSON ( $\mu$ )

Es la relación entre la deformación transversal y la deformación longitudinal, bajo una carga axial. Para el acero típicamente se usa el valor de  $\mu = 0,3$

### 1.7.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD AL ESFUERZO CORTANTE (G)

Para aceros estructurales un valor conservador de 11.000 ksi (77.000 MPa) se utiliza en los cálculos de diseño como módulo cortante para todos los aceros estructurales. El módulo  $G$  puede calcularse con la ecuación 1.2:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (1.2)$$

Donde E es el módulo de elasticidad o módulo de Young, y  $\mu$  es el coeficiente de poisson del acero.

## **1.8 EFECTOS TÉRMICOS EN EL ACERO**

### **1.8.1 EFECTOS DE LAS ALTAS TEMPERATURAS.**

Aunque el acero estructural ofrece la ventaja de ser incombustible, la tensión de fluencia efectiva y el módulo de elasticidad se reducen con aumentos de temperaturas. La tensión de fluencia de aceros estructurales se mantiene por lo menos en un 85% de su valor normal hasta temperaturas de aproximadamente 427°C (800°F). La tensión continúa disminuyendo con el aumento de las temperaturas y alrededor de 704°C (1300°F), la tensión de fluencia puede ser solamente un 20% de su valor máximo. El módulo de la elasticidad también disminuye con las altas temperaturas. Así, resistencia y rigidez disminuyen con aumentos de temperatura.

#### **1.8.1.1 Protección contra incendios.**

La protección contra el fuego en las estructuras metálicas de los edificios tiene por objetivo, evitar la propagación rápida del fuego, evitar una incidencia directa sobre la estructura; así como también disminuir las pérdidas económicas.

Cuando los materiales metálicos se encuentran cerca de focos de calor, rápidamente incrementan su temperatura provocando una alteración de su comportamiento mecánico. Ante el calor se produce un incremento de su deformabilidad, una reducción del módulo de elasticidad y una disminución de su resistencia (apreciable con temperaturas de más de 500°C).

Dentro de los sistemas de protección de las Estructuras Metálicas existen distintas formas de protección de las superficies indicadas para atenuar el efecto del calor sobre el material.

- **Morteros Ignífugos**

Estos morteros son proyectables compuestos por ligantes hidráulicos, áridos ligeros del tipo de vermiculita o lana mineral, y aditivos especiales. Permiten una estabilidad al fuego llegando hasta cuatro horas de exposición al calor de las llamas. El espesor del revestimiento se realiza según el tiempo de estabilidad al fuego que se considere; la superficie de acabado puede hacerse alisada o rugosa.

- **Placas Rígidas de Revestimiento**

Esta protección se basa en paneles de silicato cálcico; son livianos y fáciles de manejar, permiten crear alojamientos estancos en su interior donde queda el perfil. El espesor y la cantidad de capas de los paneles determinan el tiempo de estabilidad al calor de las llamas, el tiempo máximo comprobado se encuentra alrededor de las 3 horas de exposición al fuego.

### **1.8.2 EFECTOS DE LAS BAJAS TEMPERATURAS.**

En general los elementos de una estructura de acero empleada en ambientes de baja temperatura fallan por fractura frágil, es decir, sin que haya fluencia del material. Una combinación de baja temperatura con un cambio en las dimensiones de la sección (efecto de muesca) o alguna imperfección, junto con la presencia de esfuerzos de tensión, puede iniciar una fractura frágil.

## **1.9 CORROSIÓN.**

La corrosión puede ser mediante una reacción química (oxido reducción) en la que intervienen dos factores:

- La pieza manufacturada
- El ambiente

O por medio de una reacción electroquímica

La corrosión es definida como el deterioro de un material a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno. Siempre que la corrosión esté originada por

una reacción electroquímica (oxidación), la velocidad a la que tiene lugar dependerá en alguna medida de la temperatura, la salinidad del fluido en contacto con el metal y las propiedades de los metales en cuestión.

Los más conocidos son las alteraciones químicas de los metales a causa del aire, como la herrumbre del hierro y el acero o la formación de pátina verde en el cobre y sus aleaciones (bronce, latón).

Sin embargo, la corrosión es un fenómeno mucho más amplio que afecta a todos los materiales (metales, cerámicos, polímeros, etc.) y todos los ambientes (medios acuosos, atmósfera, alta temperatura, etc.).

## **1.9.1 PROTECCIÓN DEL ACERO CONTRA LA CORROSIÓN.**

### **1.9.1.1 Protección catódica.**

La protección catódica de estructuras de acero se basa en la aplicación de un metal que sea anódico respecto del acero, de tal manera que proteja a este último mediante el establecimiento de una celda galvánica intencional, en donde el acero se convierte en cátodo, es decir en el metal protegido. Este mecanismo de protección implica por lo tanto el aporte de un metal de sacrificio que se corroerá preferencialmente. Si se analiza la serie galvánica de los metales, se puede ver que tanto el Zn como el Al y el Mg, son anódicos respecto del hierro y del acero

### **1.9.1.2 Protección con sellante.**

El propósito del sellante en las estructuras de acero es impedir la penetración de líquidos y/o gases hacia el acero, imposibilitando la formación de una celda galvánica lo que permite alargar considerablemente la vida útil del revestimiento metálico. Los sellantes empleados varían en función del ambiente corrosivo que se desea aislar. En general, se emplean pinturas del tipo vinílica, acrílicas, epóxica, uretanos, siliconas, etc.

La extraordinaria resistencia a la corrosión de estos revestimientos se debe a que el sistema:

- a) Provee protección galvánica

- b) Actúa como pasivador del metal base (acero)
- c) Provee un inhibidor contra la oxidación (inprimante)
- d) Provee una barrera impermeable (sellante)

### **1.9.2 CORROSIÓN EN AMBIENTES MARINOS.**

El progresivo deterioro de estructuras que se encuentran sumergidas y/o expuestas a la acción de la atmósfera marina constituye sin duda alguna un costoso problema industrial. En efecto, pilotes de muelles y otras estructuras portuarias como son grúas de carga/descarga, edificios en la cercanía del mar, etc., requieren un constante mantenimiento para conservarles en buen estado. A diferencia de los mecanismos de corrosión en agua dulce, desde un enfoque electroquímico debemos considerar la incidencia de las sales disueltas en el agua de mar y ambientes marinos. En forma predominante encontramos en el agua de mar cloruros de sodio y de magnesio.

Aquellas estructuras expuestas al rocío marino sufren también los efectos corrosivos de la solución de cloruros, los cuales son arrastrados por los vientos y depositados en el acero. Ciclos alternados de humedad posibilitan la formación de celdas galvánicas. La rigurosidad del ataque, producto del rociado marino depende de la cercanía de la estructura al mar. En ausencia de atmósferas industriales severas (altas ppm de  $\text{SO}_2$ ), se recomienda los recubrimientos en base Zn para la protección del hierro y el acero, Al/Zn en diversas proporciones y Al puro dependiendo de las particularidades de cada aplicación. O el uso de aceros estructurales más resistentes a ambientes corrosivos como el A-588.

### **1.10 FATIGA**

La falla por fatiga es una fractura del material causada por un número suficientemente grande de fluctuaciones de esfuerzo, esfuerzos cíclicos o inversiones de esfuerzo. La rotura por fatiga tiene aspecto frágil aún en metales dúctiles, puesto que no hay apenas deformación plástica asociada a la rotura. El

proceso consiste en un inicio, y posterior propagación, de fisuras, hasta la rotura. La superficie de fractura es perpendicular a la dirección del esfuerzo.

La aplicación de las consideraciones de fatiga al diseño de estructuras de acero para edificios, no es usual ya que generalmente no constituye un problema las fluctuaciones de los esfuerzos por cambios en las cargas, ya que tales cambios ocurren ocasionalmente y provocan mínimas variaciones en los esfuerzos. Sin embargo en los casos en que sean frecuentes o que existan inversiones en los esfuerzos, el manual AISC (apéndice B) hace referencia al rango de esfuerzos permisibles, según sea el número estimado de ciclos, tipo de miembros y carga.

### **1.11 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

En una edificación de estructura metálica los elementos se pueden diseñar por varios métodos, para cualquiera de ellos debe calcularse los esfuerzos tanto externos como internos que soportará la estructura así como sus elementos, respectivamente. **Las fuerzas externas a las que se somete la estructura se calculan considerando las cargas.** Existen varios métodos en la estática para calcular las cargas de compresión y tensión a la que se someten los elementos de una estructura. Además existen programas informáticos que ayudan al cálculo estructural.

Para el cálculo estructural del presente proyecto de titulación se utilizará el software ETABS 9.5, para determinar las fuerzas a los que están sometidos los miembros de la estructura.

### **1.12 MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.**

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

La selección del método de análisis es de responsabilidad del ingeniero, otras consideraciones en las estructuras, como sus miembros individuales deben revisarse desde el punto de vista de servicio.

A continuación se especifican los diferentes tipos de diseño que existen (ver Tabla 1.3).

CARACTERÍSTICAS	DISEÑO POR:		
	ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD)	DISEÑO PLÁSTICO (PD)	FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)
CARGAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS	De servicio	Factorizadas o cargas últimas	Factorizadas o cargas últimas
MÉTODO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	Elástico	Plástico	Elástico o plástico
CRITERIO DE DISEÑO	$\sigma_{\text{Actuante}} < \sigma_{\text{Admisible}}$	$F, M_{\text{Actuante}} \leq \text{Capacidades respectivas}$	$F, M_{\text{Actuante}} \leq \text{Capacidades respectivas}$
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	AISC, ASD	AISC, PD	AISC, LRFD
APLICACIÓN EN MIEMBROS CON	Perfiles laminados o secciones armadas con placas soldadas	Perfiles laminados compactos	Perfiles laminados o secciones armadas con placas soldadas

Tabla 1.3 Características de métodos de diseño  
F = fuerza; M = momento

### 1.12.1 MÉTODO DE DISEÑO LRFD

El diseño por factores de resistencia y carga (LRFD por sus siglas en inglés) establece que la resistencia de diseño de cada miembro debe ser igual o superior a la resistencia requerida para el mismo, de acuerdo con las cargas nominales factorizadas a las que está sometido dicho miembro, esta relación básica del método LRFD se expresa en la ecuación 1.3

$$R_d \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i \quad (1.3)$$

$$\phi R_n \geq R_{\text{req}}$$

Donde:

$R_d$  =  $\phi \cdot R_n$  = resistencia de diseño.

$\gamma_i$  = factor de carga correspondiente a la carga  $Q_i$

$Q_i$  = Carga nominal (carga muerta, viva, viento, etc.)

$\phi$  = factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$R_n$  = resistencia nominal del elemento estructural.

$R_{\text{req}}$  =  $\sum \gamma_i \cdot Q_i$  = resistencia requerida.

El lado derecho de la ecuación 1.3 es la resistencia requerida de una viga, que es calculada mediante un análisis de la estructura bajo las cargas factorizadas en las combinaciones de carga consideradas (análisis que puede ser hecho mediante un software adecuado).

Por ejemplo en la Figura 1.26 se muestra una viga simplemente apoyada tipo W bajo un conjunto de cargas concentradas  $Q_1$  y  $Q_2$ . También se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante, además de la forma flexionada de la viga. Y mediante el análisis de la viga se obtiene:

- a. El cortante máximo  $V_{\max}$  que es igual a la resistencia requerida al cortante

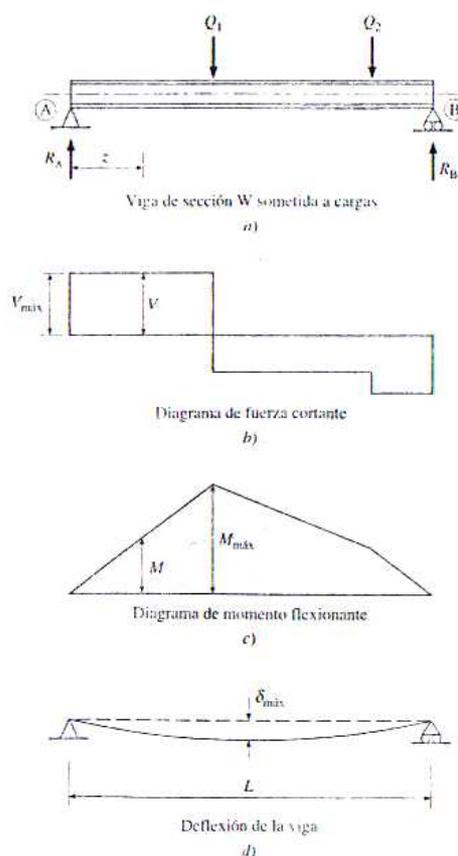
$$V_{\text{req.}} = V_u$$

$$V_{\max} = V_{\text{req.}} = V_u \quad (1.4)$$

- b. Momento máximo de flexión  $M_{\max}$ , que es la resistencia requerida a la flexión

$$M_{\text{req.}} = M_u$$

$$M_{\max} = M_{\text{req.}} = M_u \quad (1.5)$$



**Figura 1.26** Viga simplemente apoyada

Para cargas diferentes el problema del diseño consiste en proveer las resistencias adecuadas a la flexión y al cortante, y asegurar que las deflexiones sean menores a ciertos valores permisibles.

El comportamiento y diseño de vigas sujetas a flexión en un eje, sin torsión ni fuerzas axiales, se tratan en el capítulo F de las especificaciones LRFD 2005. El método de diseño LRFD establece que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida del elemento a corte ó a flexión respectivamente

$$V_d \geq V_{req} \quad y \quad M_d \geq M_{req}$$

$$V_d \geq V_u \quad y \quad M_d \geq M_u \quad (1.6)$$

Y a la vez la resistencia de diseño es igual al producto de un factor de resistencia a la flexión ( $\phi$ ) por una resistencia nominal ( $V_n$  ó  $M_n$ ).

$$V_d = \phi_c * V_n \quad y \quad M_d = \phi_b * M_n \quad (1.7)$$

El factor de resistencia  $\phi$  es siempre menor, o cuando mucho igual a 1, debido a que la resistencia real puede ser menor que el valor nominal  $R_n$ .

Y la resistencia nominal  $M_n$  de una viga es el valor más bajo obtenido de acuerdo con los estados límites de flexión:

- Fluencia de la sección a flexión.
- Pandeo lateral torsional del miembro.
- Pandeo local del patín a compresión.
- Pandeo local de la placa del alma a compresión debida a flexión.

Para otros elementos estructurales, como columnas o arriostramientos, se debe cumplir igualmente con la Ecuación 1.6, y en cada caso se tiene su propio factor de resistencia  $\phi$  y resistencia nominal  $R_n$  calculada de acuerdo al capítulo correspondiente de las especificaciones de la AISC.

## **CAPÍTULO 2**

### **ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS, DETERMINACION DE PARAMETROS FUNCIONALES**

#### **2.1 PREFACTIBILIDAD**

##### **2.1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA**

Debido a las condiciones climáticas que se presentan en el litoral, como son la alta humedad y el ambiente corrosivo, que ocasionan que las construcciones que se realizan en estructura de acero estén expuestas a daños prematuros, por lo que es necesario que estas estructuras sean diseñadas con materiales que sean resistentes a estas condiciones ambientales y que además tengan una alta resistencia mecánica.

Es por esta razón que en el presente proyecto de titulación, se plantea utilizar un acero A588 para el diseño de la estructura de un edificio que este situado en la ciudad de Manta, en la zona litoral del Ecuador. Además se plantea diseñar miembros estructurales armados a partir de placas soldadas, que utilicen la menor cantidad de soldadura posible para su fabricación.

##### **2.1.2 SITUACIÓN INICIAL**

Como situación inicial se tiene que las empresas constructoras están desarrollando proyectos inmobiliarios en las ciudades de mayor crecimiento poblacional como son Quito, Guayaquil, Manta, etc. por lo que es necesaria la construcción de edificios en estas ciudades.

##### **2.1.3 SITUACIÓN FINAL**

La situación final es diseñar un edificio de estructura de acero que soporte las condiciones ambientales de la región litoral del Ecuador, así como también lo expresado en la definición del problema (sección 2.1.1).

## 2.2 ESTUDIO DE CAMPO

Para el estudio de campo se requirió la realización encuestas (ver anexo 1) a las constructoras que realizan proyectos inmobiliarios, con el fin de determinar el tipo de edificios que se construyen en el país, para de esta manera poder establecer los parámetros funcionales de la edificación.

### 2.2.1 ANÁLISIS DE LA ENCUESTA REALIZADA

En la encuesta (ver anexo 1) se plantearon las siguientes preguntas, las mismas que se van a analizar de una en una, para un mejor entendimiento.

#### 2.2.1.1 ¿Qué aspecto cree usted es el más importante en el momento de la construcción de un edificio?

En la Figura 2.1 se observan los resultados expresados en porcentaje a la pregunta N°1. Aquí se observa que los factores de mayor importancia para las inmobiliarias son: primero el tiempo de construcción con un 50 % y segundo el costo de la construcción con un 37%

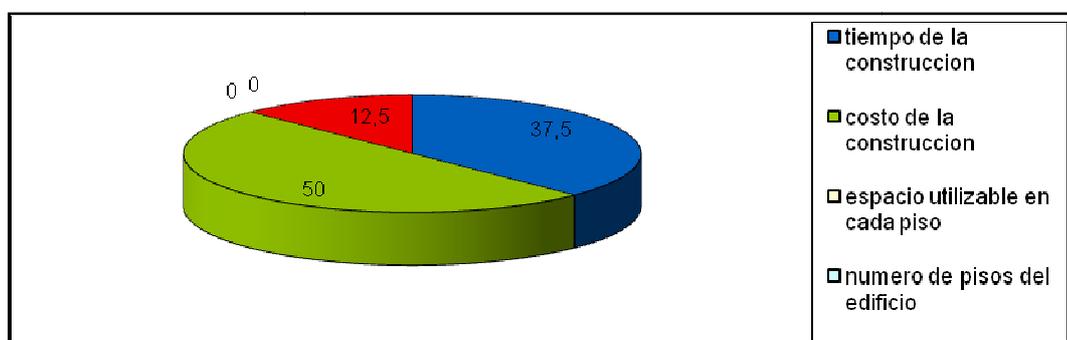


Figura 2.1 Resultados a la pregunta N° 1

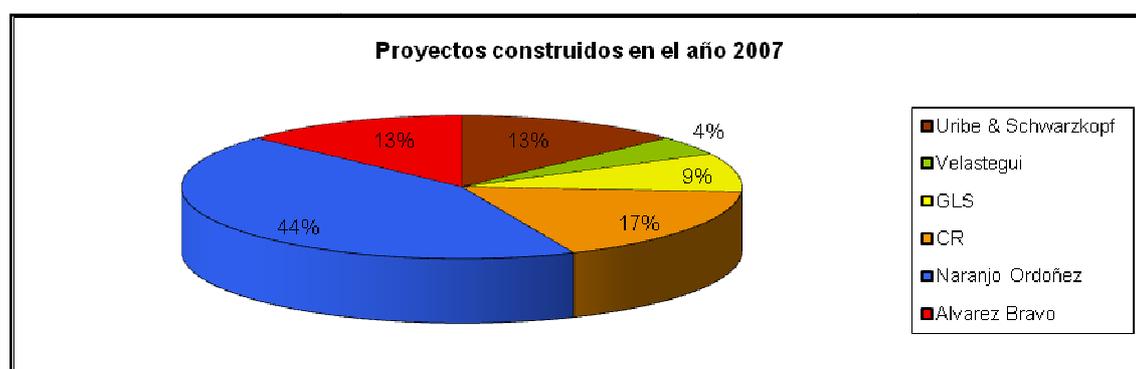
#### 2.2.1.2 ¿Cuántos proyectos de construcción de edificios ejecutó su empresa en el año 2007?

En la Tabla 2.1 se observa las constructoras que fueron encuestadas y en la Figura 2.2 se observan los resultados en porcentaje a la pregunta, además se puede ver que la empresa que realizó la mayoría de proyectos es Naranjo Ordoñez con un 44%, seguido de CR Constructora con 17%, Álvarez Bravo y

Uribe & Schwarzkopf con el 13%, GLS Constructora con el 9% y finalmente Constructora Velastegui con el 4%.

Empresa		Número de edificios
A	Uribe & Schwarzkopf	3
B	Velastegui	1
C	GLS	2
D	CR	4
E	Naranjo Ordoñez	10
F	Álvarez Bravo	3
<b>Total edificios construidos en el año 2007</b>		<b>23</b>

**Tabla 2.1 Empresas constructoras encuestadas**



**Figura 2.2 Resultados a la pregunta N° 2**

### 2.2.1.3 ¿Cuántos de estos edificios fueron para oficinas y cuántos para apartamentos?

La Tabla 2.2 muestra que cantidad de edificios construidos fueron para oficinas y cuántos para apartamentos. En la Figura 2.3 se observa que el 70 % de los edificios construidos son destinados para apartamentos y el 30% restante está destinado para oficinas.

Empresa		Número de edificios	Edificios de oficinas	Edificios de apartamentos
A	Uribe & Schwarzkopf	3	1	2
B	Velastegui	1	1	0
C	GLS	2	0	2
D	CR	4	1	3
E	Naranjo Ordoñez	10	1	9
F	Álvarez Bravo	3	3	0
<b>TOTAL:</b>		<b>23</b>	<b>7</b>	<b>16</b>

**Tabla 2.2 Cantidad de edificios de oficinas y apartamentos**



**Figura 2.3 Resultados de la pregunta Nº 3**

#### 2.2.1.4 ¿De los proyectos realizados el año 2007, cuántos se construyeron con estructura de acero y por qué?

En la Tabla 2.3 se observa que la única empresa que realizó la construcción de edificios con estructura de acero fue Uribe & Schwarzkopf con dos edificios. Las razones por las que no se construye, según los encuestados, con estructura de acero son las siguientes:

- Falta de confiabilidad por parte del comprador final, el cual no está acostumbrado a ver edificios construidos con acero.
- Mayor inversión inicial para la construcción del edificio.

Empresa		Número de edificios	Edificios con estructura metálica
A	Uribe & Schwarzkopf	3	2
B	Velastegui	1	0
C	GLS	2	0
D	CR	4	0
E	Naranjo Ordoñez	10	0
F	Álvarez Bravo	3	0
<b>TOTAL:</b>		23	2

**Tabla 2.3 Proyectos construidos año 2007**

#### 2.2.1.5 ¿Conoce usted, empresas que se dediquen al diseño y construcción de estructuras metálicas para edificios? ¿Cuántas conoce usted?

Las respuestas dadas fueron las siguientes:

- Ospining (Ing. Pedro Ospina)
- JM construcciones (Ing. Jorge Vintimilla)
- Siderúrgica Ecuatoriana SIDEC
- Padko (Ing. Galo Paredes)
- Ing. Saltos

### 2.2.1.6 ¿Por qué cree usted, que la construcción de edificios en el Ecuador con estructura de acero, no se ha generalizado?

Como se observa en la en la Tabla 2.4 y en la Figura 2.4, las dos principales razones por las que no se ha generalizado la construcción de edificios son la falta de conocimiento o mano de obra especializada y los costos elevados con un 33.33%, falta de tecnología, falta de confianza de los posibles clientes y dificultad y costos adicionales de acabados cada una con el 11.11%.

Opciones:	Respuestas:	%:
Poca o ninguna empresa de diseño estructural	0	0,00
Falta de conocimiento o mano de obra especializada	3	33,33
Falta de tecnología (materiales, equipos, etc.)	1	11,11
Costos elevados	3	33,33
Falta de confianza de los posibles clientes	1	11,11
Dificultad y costos adicionales de acabados	1	11,11
<b>Total:</b>	<b>9</b>	<b>100,00</b>

Tabla 2.4 Respuestas a la pregunta N° 6

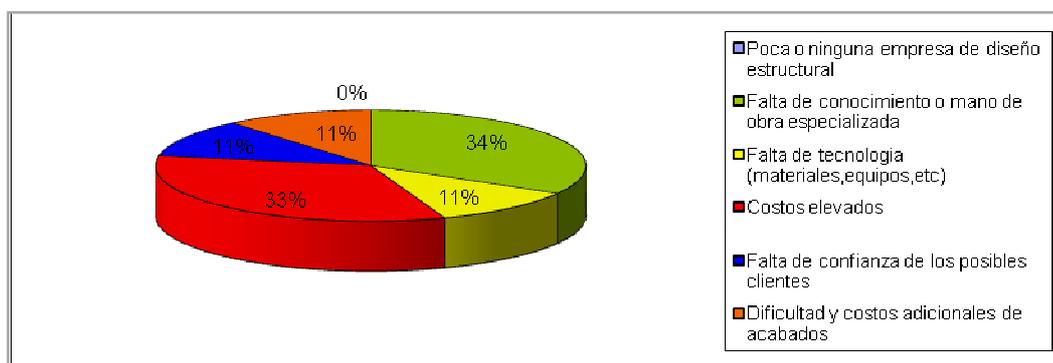


Figura 2.4 Respuestas a la pregunta N° 6

### 2.2.1.7 ¿En base a que parámetros se establece el número de pisos de cada edificio a construirse?

El número de pisos de cada edificio a construirse se establece de acuerdo a las ordenanzas municipales y a la ubicación del predio.

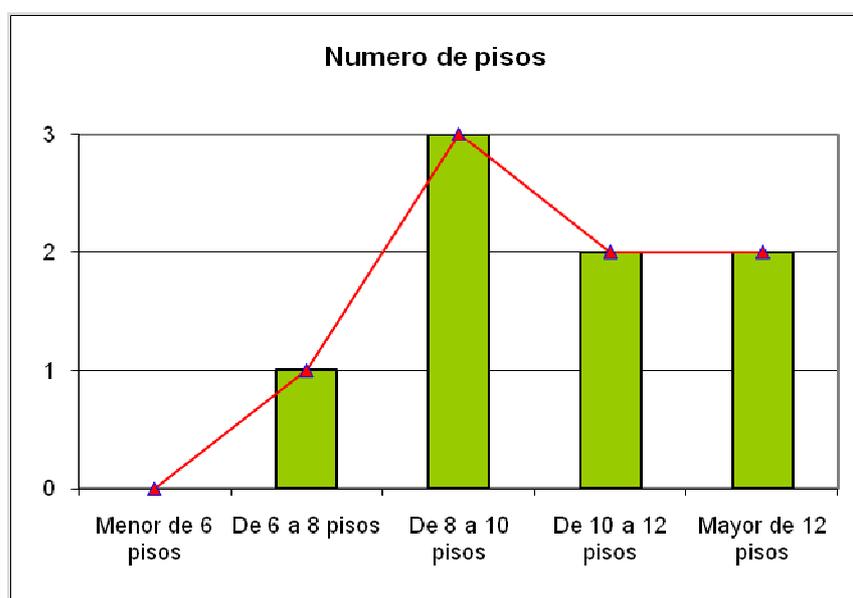
### 2.2.1.8 ¿Cuál es el número de pisos más común, que tienen los edificios de apartamentos que su empresa construye?

En la Tabla 2.5 y en la Figura 2.5, se observa que el número de pisos promedio que construyen la mayoría de inmobiliarias está entre 8 a 10 pisos con un 37.5%,

seguido por la construcción de edificios mayores a 12 pisos con un 25% cada una y el restante 12.5% edificios de 6 a 8 pisos.

Opciones:	Respuestas:	%:
Menor de 6 pisos	0	0
De 6 a 8 pisos	1	12,5
De 8 a 10 pisos	3	37,5
De 10 a 12 pisos	2	25
Mayor de 12 pisos	2	25
<b>Total:</b>	<b>8</b>	<b>100</b>

**Tabla 2.5 Número de pisos**



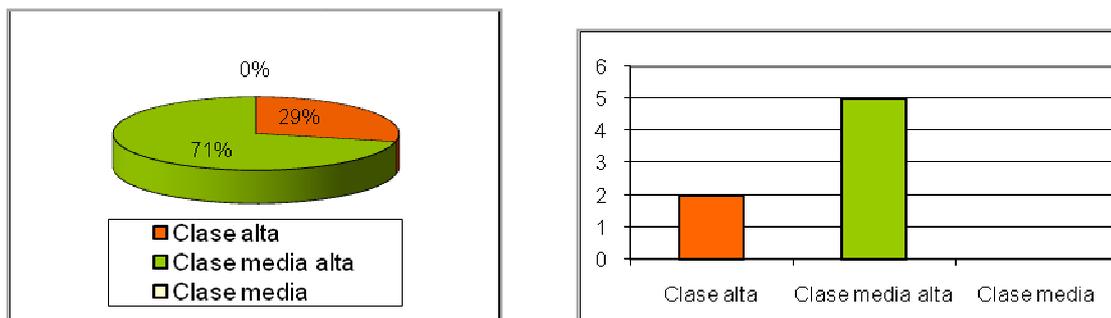
**Figura 2.5 Número de pisos**

### 2.2.1.9 ¿Sus proyectos de apartamentos a que sector están dirigidos?

La Tabla 2.6 y la Figura 2.6 muestran que los edificios para apartamentos realizados por las constructoras están dirigidos a la clase media alta con un 71.43% y un 28.57% a la clase alta.

Opciones:	Respuestas:	%:
Clase alta	2	28,57
Clase media alta	5	71,43
Clase media	0	0
<b>Total:</b>	<b>7</b>	<b>100</b>

**Tabla 2.6 Sectores dirigidos**



**Figura 2.6 Sectores dirigidos**

### 2.2.1.10 ¿Qué diferencias existen entre un edificio de apartamentos construido en la región andina y otro en la región litoral?

Las respuestas dadas fueron:

- Altura entre pisos
- Materiales de construcción y acabados
- Sistemas de ventilación

## 2.3 ESPECIFICACIONES

Para determinar las especificaciones del edificio, se realiza un estudio de las necesidades y factores más importantes que les interesa a las constructoras que realizan grandes proyectos inmobiliarios en el país, con lo que se ha establecido los siguientes parámetros funcionales:

### 2.3.1 PARÁMETROS FUNCIONALES

Para el diseño del edificio es necesario establecer adecuadamente los parámetros funcionales ya que, de esto depende la eficaz construcción del edificio y también se debe garantizar que satisfaga con los requerimientos establecidos en los códigos de construcción, que cumpla con las ordenanzas municipales; Así como también con la seguridad para los habitantes del mismo.

El diseño de la estructura de acero para un edificio, tiene como objetivo principal prestar beneficios a las diferentes constructoras que realizan este tipo de

edificaciones, ya que pueden garantizar su trabajo y así disminuir el costo y el tiempo de construcción.

Por otro lado, el buen diseño de la estructura garantiza que no exista sobredimensionamiento, no existan elevados costos y que exista seguridad para los habitantes del edificio.

Es por tal razón, y debido a su innegable necesidad, que en esta oportunidad se realiza el diseño de la estructura de acero para un edificio en la región litoral, considerando los resultados de las investigaciones realizadas para lo cual, es necesario establecer los principales variables de diseño, que se mencionan a continuación:

### **2.3.2 COSTO DE LA CONSTRUCCIÓN**

El diseño de la estructura de acero para el edificio debe ser el adecuado para que los costos de construcción no sean demasiado elevados, pero sin embargo debe cumplir con los requerimientos y normas establecidos en los diferentes códigos de construcción.

### **2.3.3 TIEMPO DE LA CONSTRUCCIÓN**

Se debe diseñar la estructura de tal manera que el tiempo de construcción sea el mínimo posible, debido a que este está relacionado directamente con el costo de construcción y estos dos parámetros son los de mayor importancia para las constructoras.

### **2.3.4 FACILIDAD DE MONTAJE**

El diseño de la estructura de acero debe prestar la facilidad de montaje de todos sus componentes, es decir, las uniones entre vigas principales y columnas, vigas secundarias y principales deben ser de fácil realización.

### **2.3.5 MATERIAL DE LA ESTRUCTURA**

El material que se va a utilizar para la construcción del edificio debe ser un acero capaz de soportar las condiciones climáticas de la región litoral. Es por esta razón

que se empleará un acero A588, el que presenta las propiedades especificadas en el Anexo 2 (Tabla de propiedades A588; 2001). Además este acero es de alta resistencia mecánica lo que permitirá obtener miembros estructurales de menor tamaño, cumpliendo con el requerimiento de un peso moderado de la estructura.

### **2.3.6 PESO DEL EDIFICIO**

El peso del edificio no debe ser excesivo con el objetivo de que no exista demasiada concentración de carga muerta y para que el mismo no se encuentre sobredimensionado lo cual sería un gasto innecesario de material y por ende un elevado costo.

## **2.4 ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS**

Las empresas que se dedican a la construcción de edificios requieren el diseño de una estructura la misma que no debe estar sobredimensionada ya que esto aumenta los costos de construcción y además el material que se va a utilizar debe ser capaz de soportar las condiciones ambientales de la región litoral, es por tal razón que en el presente Proyecto de Titulación propuesto en la Facultad de Ingeniería Mecánica de la prestigiosa Escuela Politécnica Nacional, se tiene como objetivo principal el Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la región litoral del Ecuador.

Evitando así el sobredimensionamiento del edificio lo que ocasionaría que los costos se eleven y también garantizando que la estructura va a soportar las condiciones ambientales de esta región.

A continuación se analiza las mejores posibilidades, que sirven como base fundamental para la posterior selección de la alternativa adecuada, las cuales deben satisfacer las necesidades en el trabajo propuesto en el actual Proyecto de Titulación.

## 2.5 ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Los elementos que conforman cada uno de los tipos de estructuras ya fueron descritos en la sección 1.2 por lo que en este capítulo solo se hará hincapié en las ventajas y desventajas de cada tipo de estructura.

### 2.5.1 ALTERNATIVA N° 1 ESTRUCTURA DE ACERO "CON MUROS DE CORTANTE"

Esta alternativa se la puede observar en la Figura 2.7 y su comportamiento se explica en la sección 1.2.4.3

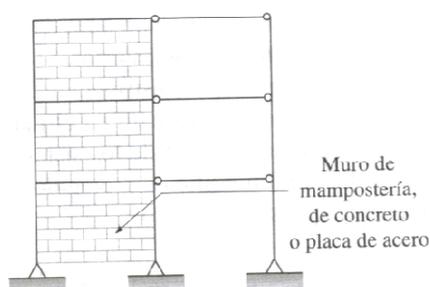


Figura 2.7 Estructura de acero con muros soportantes

#### 2.5.1.1 Ventajas

- Los muros pueden ser colados o prefabricados en sitio.
- Proveen gran resistencia al cortante, por lo que se utilizan en edificios en zonas sísmicas.
- Los muros se los puede colocar alrededor del núcleo de servicios para aprovechar al máximo el área de construcción en cada piso.

#### 2.5.1.2 Desventajas

- El diseño del concreto no es el objetivo de este proyecto de titulación.
- Si las conexiones adyacentes al muro no son de simple cortante se inducen esfuerzos al muro.
- Si el muro de cortante no se rigidiza en forma horizontal y vertical a intervalos regulares se puede producir pandeo.

## 2.5.2 ALTERNATIVA N° 2 ESTRUCTURA DE ACERO CON “MARCOS DE CORTANTE CON CONTRAVENTEAMIENTO CONCÉNTRICO (MCCC)”

Esta alternativa se la puede observar en la Figura 2.8 y su comportamiento se explicó en la sección 1.2.4.1

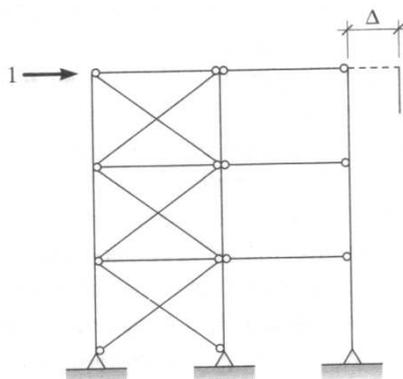


Figura 2.8 Estructura con marcos de cortante con contraventeamiento concéntrico

### 2.5.2.1 Ventajas

- Este tipo de marcos dan como resultado estructuras bastante rígidas, debido a que obtienen su rigidez lateral de la rigidez axial de cada uno de sus miembros.
- Son los sistemas más económicos para resistir cargas laterales en edificios de baja y mediana altura.
- De este tipo de marco existe una gran variedad de configuraciones lo que permite una versatilidad del diseño.

### 2.5.2.2 Desventajas

- Este tipo de marcos tiene baja ductilidad por lo que son utilizados en áreas de baja actividad sísmica.
- Estos marcos disminuyen el área de construcción en cada piso, debido a que se provocan problemas de espaciamiento alrededor de las diagonales.
- Para evitar estos problemas del área de construcción, se colocan los arriostramientos alrededor del núcleo de servicios.

### 2.5.3 ALTERNATIVA N° 3 ESTRUCTURA DE ACERO CON “MARCOS DE CORTANTE CON CONTRAVENIENTO EXCÉNTRICO (MCCE)”

Esta alternativa se la puede observar en la Figura 2.9 y su comportamiento se explicó en la sección 1.2.4.2

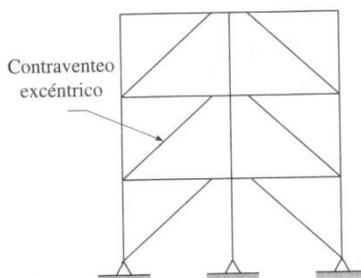


Figura 2.9 Estructura con marcos de cortante con contravento excéntrico

#### 2.5.3.1 Ventajas

- Combinan la rigidez de los marcos concéntricos y la ductilidad de los marcos rígidos por lo que se utilizan en áreas de actividad sísmica.

#### 2.5.3.2 Desventajas

- No permite que exista intersección con la columna en cualquier ubicación, al menos que sea en la intersección con una viga.
- Las vigas y columnas se deforman por flexión lo que reduce la rigidez.

### 2.5.4 ALTERNATIVA N° 4 ESTRUCTURA DE ACERO CON “MARCOS DE CORTANTE RESISTENTES A MOMENTO (MCRM)”

Esta alternativa se la observa en la Figura 2.10 y su comportamiento se explicó en la sección 1.2.4.4

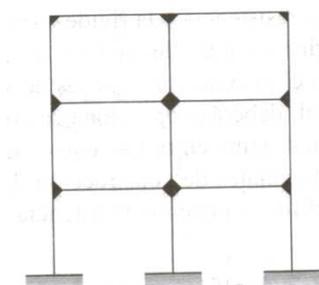


Figura 2.10 Estructura con marcos de cortante resistentes a momento

### 2.5.4.1 Ventajas

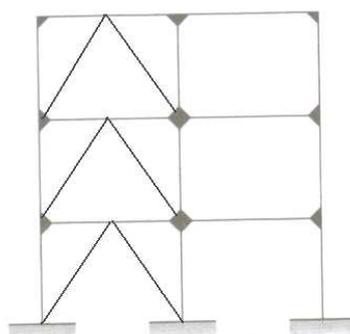
- Se utilizan cuando no existe suficiente espacio para utilizar otro sistema de cortante.
- Obtienen su rigidez lateral de la rigidez a la flexión de sus miembros individuales y de las conexiones entre ellos.
- Las conexiones de viga o columna pueden ser rígidas en su totalidad o semirrígidas.
- Las columnas de los pisos inferiores son capaces de resistir momentos fuertes debido a las cargas laterales.

### 2.5.4.2 Desventajas

- Requieren una sección más pesada que en estructuras donde los marcos contraventeados o los muros de cortante resisten la carga de viento.
- Los marcos resistentes a momento son menos eficientes que los muros de cortante.

### 2.5.5 ALTERNATIVA N° 5 ESTRUCTURA DE ACERO CON “NUDOS RÍGIDOS Y CONTRAVENTEADO CONCÉNTRICO ESPECIAL”

En el Ecuador se acostumbra a utilizar una combinación de conexiones rígidas en las juntas viga-columna y un arriostramiento concéntrico alrededor del núcleo de servicios (espacio para funcionamiento de ascensor y escaleras), y las vigas secundarias se pueden conectar de manera simple o rígida de acuerdo al diseño. Esta alternativa se muestra en la Figura 2.11



**Figura 2.11 Estructura con nudos rígidos y contraventeo concéntrico especial**

### 2.5.5.1 Ventajas

- En edificios de poca área de construcción se puede combinar la utilización de nudos rígidos para dar ductilidad a la estructura, y aprovechar el espacio del núcleo de servicios; para rigidizar la estructura en zonas sísmicas.
- El uso de conexiones rígidas junto con el arriostramiento, permiten obtener factores de longitud efectiva ( $k$ ) para columnas, menores que otros sistemas.

### 2.5.5.2 Desventajas

- Se incrementa el número de conexiones en los arriostramiento, necesarias para el uso de este tipo de arriostramiento.
- Al tener conexiones rígidas entre vigas y columnas, y también tener conexiones en los arriostramientos; se incrementa la cantidad de la soldadura de campo.

## 2.6 SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

La selección de la alternativa más adecuada que sirva para realizar este tipo de trabajo y que satisfaga con los requerimientos establecidos y que cumpla las necesidades del cliente se realiza en base a criterios de comparación establecidos en la Tabla 2.7

Los criterios considerados para la valoración de las alternativas planteadas anteriormente son los siguientes:

<b>CRITERIOS DE COMPARACIÓN</b>
Espacio habitable
Requerimiento sísmico
Rigidez ante cargas laterales
Costos
Facilidad de construcción
Facilidad de diseño

**Fuente:** Propia y ASCE 07-05

**Tabla 2.7 Criterio de comparación**

### **2.6.1 ESPACIO HABITABLE**

Se define como el espacio habitable, el espacio que deja libre cada sistema de contraventeo, para que pueda ser utilizado en la ocupación del edificio.

### **2.6.2 REQUERIMIENTO SÍSMICO.**

Cada sistema de contraventeo ofrece mejores características ante la aplicación de cargas de sismo. La norma ASCE 07 en el capítulo 12 establece limitaciones de altura y de aplicabilidad de acuerdo a la categoría sísmica para cada tipo de sistema de contraventeo.

### **2.6.3 RIGIDEZ ANTE CARGAS LATERALES**

Cada sistema de contraventeo ofrece mejores características ante la aplicación de cargas laterales. Se ha tomado como referencia lo expresado en las ventajas y desventajas de cada sistema.

### **2.6.4 FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN**

Cada sistema de contraventeo tiene distinto grado de dificultad constructiva frente a los demás, debido a los diferentes tipos de conexiones y tipos de materiales que se utilizan en cada uno.

### **2.6.5 FACILIDAD DE DISEÑO**

Cada sistema de contraventeo presenta una mayor facilidad para su diseño y posterior modelado en software estructural, por lo que este criterio es primordial en el momento de la selección de la alternativa.

La Tabla 2.8 está elaborada en base a los criterios de comparación (ver Tabla 2.7). Y se procede a asignarles un orden a los criterios de evaluación, de acuerdo a su importancia en la evaluación de las alternativas, como se muestra a continuación:

Rigidez ante cargas laterales > ductilidad sísmica > facilidad de diseño > facilidad de construcción > espacio habitable

CRITERIO	RIGIDEZ ANTE CARGAS LATERALES	DUCTILIDAD SÍSMICA	FACILIDAD DE DISEÑO	ESPACIO HABITABLE	FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN	$\Sigma + 1$	Ponderada
RIGIDEZ ANTE CARGAS LATERALES		1	1	1	1	5	0,333
DUCTILIDAD SÍSMICA	0		1	1	1	4	0,267
FACILIDAD DE DISEÑO	0	0		1	1	3	0,200
FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN	0	0	0		1	2	0,133
ESPACIO HABITABLE	0	0	0	0		1	0,067
<b>SUMA:</b>						15	1

**Tabla 2.8 Evaluación del peso específico de cada criterio**

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	A 1	A 2	A 3	A 4	A5	ALTERNATIVA IDEAL
RIGIDEZ ANTE CARGAS LATERALES	20	35	40	45	45	50
DUCTILIDAD SÍSMICA	30	25	35	30	45	40
FACILIDAD DE DISEÑO	28	20	20	25	25	30
FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN	18	13	15	10	15	20
ESPACIO HABITABLE	8	5	8	8	5	10
<b>FACTOR DE COMPARACIÓN</b>	0,693	0,653	0,787	0,787	0,900	1

**Tabla 2.9 Evaluación de alternativas**

Con el análisis de la Tabla 2.9 se puede determinar que el orden es el siguiente: La solución A5 es la mejor situada, seguida por las soluciones A4 y A3 que se encuentran igualadas, mientras que en tercer y en cuarto lugar se encuentran las soluciones A1 y A2 respectivamente.

Por lo que se decide realizar la estructura metálica del edificio, en base a la alternativa A5 seleccionada. La forma de la estructura y el diseño de la misma se tratan en el capítulo 3.

## CAPÍTULO 3

### CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

#### 3.1 DETERMINACIÓN DE PARAMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño son las cargas nominales determinadas con el código de diseño. Para la realización del presente Proyecto de Titulación se dispone de los planos arquitectónicos del edificio mostrado en el anexo 3. Pero por los resultados obtenidos en la encuesta realizada en el anexo 1, se considerará que el edificio tendrá 10 pisos sobre el nivel del suelo, y solamente 1 subsuelo debido a la composición del terreno de nuestro litoral.

Se determinarán las cargas de diseño considerando que el edificio se sitúa en la región litoral del Ecuador en un terreno cercano a la playa, en la ciudad de Manta específicamente.

Para el caso de la presente Proyecto de Titulación se han determinado estas cargas de diseño en base a la norma ASCE 7-05; Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras del año 2005.

##### 3.1.1 CARGA MUERTA

Para determinar la carga muerta se considerarán las siguientes cargas por metro cuadrado.

<b>Tipo de carga muerta:</b>	<b>Valor: ( KN/m<sup>2</sup> )</b>
Peso propio de la estructura:	Calculado automáticamente por el programa ETABS
Peso de la losa de concreto:	Calculado automáticamente por el programa ETABS
Peso de los acabados de los pisos:	1,1 KN/m <sup>2</sup>
Peso de las paredes perimetrales del edificio:	3,02 KN/m <sup>2</sup>
Cielo raso de yeso sobre metal desplegado:	0,48 KN/m <sup>2</sup>
Divisiones internas:	0,48 KN/m <sup>2</sup>

**Tabla 3.1 Cargas muertas uniformemente distribuidas**  
Fuente: Tabla C3-1 ASCE 7-05

Estos valores de carga uniforme distribuida (ver Tabla 3.1) es asignada directamente a los pisos mediante el software ETABS, y el programa lo distribuye automáticamente a los miembros estructurales.

### 3.1.1.1 Carga muerta del ascensor

Para determinar la carga muerta debida al ascensor y a la maquinaria necesaria para su funcionamiento, se ha tomado como referencia el ascensor Mitsubishi P9-CO; modelo de que se ajusta al espacio destinado en los planos arquitectónicos. Los valores de las cargas del ascensor se muestran en la Tabla 3.2 y las dimensiones del ascensor se muestran en el anexo 4.

Cargas del elevador	Valor (Kg)
Capacidad máxima	600
Contrapeso	3000
Cabina	1500
Maquina de elevación	650
Carga total	5750

**Tabla 3.2 Cargas muertas del ascensor**

En la sección 4.7.1 de la norma ASCE 7-05, se establece que para prevenir cargas de impacto y vibraciones debido al uso de ascensores. Se debe incrementar la carga total en un 100%, tomando en cuenta este requerimiento, la carga total del ascensor será: 11500 Kg.

### 3.1.2 CARGA VIVA

El concepto de este tipo de carga se definió en la sección 1.5.3 de este Proyecto de Titulación. A continuación en la Tabla 3.3 se muestran las cargas vivas uniformemente distribuidas  $L_o$  que se encuentran presentes en el presente diseño.

OCUPACIÓN O USO DEL ÁREA DE LA ESTRUCTURA		UNIFORME	CONCENTRADA
		KN/m <sup>2</sup> (lb/pie <sup>2</sup> )	KN (lb)
Balcones	exteriores	4,79 (100)	---
Ascensor	Reja de habitación de máquina de ascensor, concentrada en un área de 2580mm <sup>2</sup> (4pulg <sup>2</sup> )	---	1,33 (300)
Edificios de oficinas	vestíbulos o corredores del primer piso	4,79 (100)	8,9 (2000)
	oficinas	2,40 (50)	8,9 (2000)
	corredores sobre el primer piso	3,83 (80)	8,9 (2000)
Residenciales, hoteles y apartamentos	salones privados y corredores que los sirvan	1,92 (40)	---
	salones públicos y corredores que los sirvan	4,79 (100)	---
Techos usados con propósito de paseo (terrazas)		2,87 (60)	---
Aceras, vías vehiculares, y áreas sujetas a paso de camiones.		11,97 (250)	35,6 (8000)

**Tabla 3.3 Cargas mínimas uniformemente distribuidas  $L_o$ , y cargas mínimas concentradas**  
Fuente: Tabla 4-1 norma ASCE 7-05

Esta carga distribuida  $L_o$ , en el programa ETABS 9.5 se la puede asignar directamente a la losa y el software la distribuye automáticamente a las vigas de acuerdo a su área tributaria ( $A_T$ ).

Esta carga viva mínima  $L_o$  es reducida automáticamente por el mismo programa de acuerdo a la ecuación 3.1 y al factor de carga viva del elemento ( $K_{LL}$ ) (Tabla 3.4). Esta reducción según la norma ASCE 7-05 se puede realizar sólo para miembros estructurales en los que el producto ( $K_{LL} \cdot A_T$ ) sea mayor o igual que  $37,16 \text{ m}^2$  (400 pies<sup>2</sup>).

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (3.1)$$

**Ecuación para determinar la carga viva reducida (L)**

**Fuente: Ecuación 4-1 ASCE 7-05**

Donde:

- $L$  = carga viva de diseño reducida (KN / m<sup>2</sup>)  
 $L_o$  = carga viva si reducir (KN / m<sup>2</sup>)  
 $K_{LL}$  = factor de carga viva del elemento (ver Tabla 3.4)  
 $A_T$  = área tributaria del elemento (m<sup>2</sup>)

Elemento	Factor $K_{LL}$
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas voladizas	4
Columnas de borde con losas voladizas	3
Columnas esquineras con losas voladizas	2
Vigas interiores, y vigas de borde sin losas voladizas	2
Vigas de borde con losas voladizas, vigas voladizas, losas de dos direcciones	1
Todos los otros miembros no especificados en esta tabla	1

**Tabla 3.4 Factor  $K_{LL}$  de carga viva de elementos estructurales**

**Fuente: Tabla 4-2 ASCE 7-05**

Esta reducción no se realiza en cargas vivas de techo, y en cargas que sobrepasen los  $4,79 \text{ KN / m}^2$  (100 lb / pie<sup>2</sup>), como por ejemplo en vías vehiculares.

### 3.1.3 CARGA DE SISMO

Para determinar las cargas sísmicas se toman en cuenta los siguientes parámetros y factores del edificio (Tabla 3.5):

PARÁMETROS Y FACTORES:	FUENTE:	
Edificio de apartamentos, categoría II	Tabla 1-1	ASCE 7-05
Factor de importancia $I = 1$	Tabla 11.5-1	ASCE 7-05
Aceleraciones espectrales de periodo corto y un segundo: $S_S = 1,65$ ; $S_1 = 0,75$	Tabla 1 Proyecto de reglamento técnico ecuatoriano para el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas.	
Suelo tipo D	Sección 11.4.2	ASCE 7-05
$S_S \geq 1,65 \rightarrow F_a = 1,0$	Tabla 11.4-1	ASCE 7-05
$S_1 \geq 0,5 \rightarrow F_v = 1,5$	Tabla 11.4-2	ASCE 7-05
Factor de respuesta espectral corto: $S_{MS} = F_a * S_S = (1,0) (1,65) = 1,65$	Ecuación 11.4-1	ASCE 7-05
Factor de respuesta espectral en un segundo: $S_{M1} = F_v * S_1 = (1,5) (0,75) = 1,125$	Ecuación 11.4-1	ASCE 7-05
Parámetros de diseño espectral $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} (1,65) = 1,1$ $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} (1,125) = 0,75$	Ecuación 11.4-3 Ecuación 11.4-4	ASCE 7-05 ASCE 7-05
$S_1 \geq 0,75 \rightarrow$ Categoría sísmica E	Sección 11.6	ASCE 7-05

**Tabla 3.5 Factores y parámetros de carga sísmica**

El edificio tiene un sistema de contraventeo concéntrico especial, con miembros en forma de V invertida alrededor del núcleo de servicios del edificio, con las siguientes características:

Sistema sismo resistente	Sección de la ASCE7 donde los requerimientos de detalle son especificados	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Factor de sobreesfuerzo del sistema, $\Omega_0$	Factor de amplificación de deflexión, $C_d$	Limitaciones de altura del sistema estructural (m)				
					Categoría sísmica de diseño				
					B	C	D	E	F
B3. Arriostramiento especial concéntrico	14.1	6	2	5	NL	NL	48,8	48,8	30,5

**Tabla 3.6 Coeficientes de diseño y factores del sistema sismo resistente.**

Fuente: Tabla 12.2-1 ASCE 7-05

Para determinar la distribución de fuerzas verticales se usa el método de fuerzas equivalentes:

- Cortante basal o fuerza lateral total de diseño:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.2) \quad \text{Ecuación 12.8-1 ASCE 7-05}$$

Donde:

$C_s$  = coeficiente de respuesta sísmico

$W$  = peso efectivo sísmico, que es igual a la carga muerta total del edificio.

- Coeficiente de respuesta sísmico

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{1,1}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,183 \quad (3.3) \quad \text{Ecuación 12.8-2 ASCE 7-05}$$

Donde:

$S_{DS}$  = Parámetro de diseño espectral en periodo corto (ver Tabla 3.5)

$R$  = Coeficiente de modificación de respuesta (ver Tabla 3.6)

$I$  = Factor de importancia (ver Tabla 3.5)

- Periodo aproximado de la estructura:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.4) \quad \text{Ecuación 12.8-7 ASCE 7-05}$$

$$T_a = 0,0488 \cdot (31,95)^{0,75} = 0,655 \text{ segundos}$$

Donde:

$C_t$  y  $x$  son parámetros del periodo aproximado, que para este tipo de estructura valen:

$$C_t = 0,0488, \quad x = 0,75 \quad \text{Tabla 12.8-2 ASCE 7-05}$$

$h_n$  = altura total del edificio en metros, que es 31,95 m para este caso.

- Distribución vertical de fuerzas, dada por las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (KN)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.5)$$

Ecuación 12.8-11 ASCE 7-05

Donde:

$F_x$  = fuerza lateral sísmica inducida en cualquier nivel.

$C_{vx}$  = factor de distribución vertical.

$V$  = cortante basal o fuerza lateral total de diseño.

$w_i$  y  $w_x$  = son la porción de la carga muerta que actúa sobre un nivel  $x$  ó  $i$

$h_i$  y  $h_x$  = la altura del edificio en metros, desde la base al nivel  $x$  ó  $i$

$k$  = exponente relacionado a la altura del edificio de acuerdo a:

Si  $T_a \leq 0,5 \text{ s} \rightarrow k = 1$

Si  $T_a \geq 2,5 \text{ s} \rightarrow k = 2$

Sección 12.8.3 ASCE 7-05

Para periodos ( $T_a$ ) intermedios,  $k$  se determina por interpolación.

Para el caso del presente diseño:

$T_a = 0,655 \text{ s} \rightarrow k = 1,0775$

A continuación en la Tabla 3.7 se muestra un ejemplo de la distribución de las fuerzas laterales en cada piso, cabe anotar que el programa ETABS distribuye automáticamente las fuerzas en cada nivel; y la re calcula cada vez que cambia la carga muerta debido al cambio de sección de los miembros estructurales.

Pisos	altura de cada piso (m)	nivel (m)	altura base - piso n (m)	carga muerta del piso (KN)	carga muerta total acumulada (KN)	$h_x^k$	$W_x h_x^k$	$\sum W_x h_x^k$	$C_{vx}$	V (KN)	$F_x$ (KN)
BASE	0,8	0	2,7	796,22	983,94	0,00	0	75387,56	0	790,66	0
PISO 1	2,7	2,7	5,4	636,38	1620,32	2,92	1855,71	75387,56	0,0246	790,66	19,46
PISO 2	2,7	5,4	8,1	575,11	2195,42	6,15	3539,19	75387,56	0,0469	790,66	37,12
PISO 3	2,7	8,1	10,8	380,64	2576,07	9,53	3625,85	75387,56	0,0481	790,66	38,03
PISO 4	2,7	10,8	13,5	377,07	2953,14	12,99	4897,12	75387,56	0,0650	790,66	51,36
PISO 5	2,7	13,5	16,2	377,07	3330,22	16,52	6228,18	75387,56	0,0826	790,66	65,32
PISO 6	2,7	16,2	18,9	380,64	3710,86	20,10	7651,91	75387,56	0,1015	790,66	80,25
PISO 7	2,7	18,9	21,6	377,07	4087,93	23,73	8949,81	75387,56	0,1187	790,66	93,87
PISO 8	2,7	21,6	24,3	380,64	4468,57	27,41	10432,57	75387,56	0,1384	790,66	109,42
PISO 9	2,7	24,3	27	377,07	4845,65	31,12	11733,22	75387,56	0,1556	790,66	123,06
PISO 10	2,7	27	29,7	377,07	5222,72	34,86	13143,80	75387,56	0,1743	790,66	137,85
PISO 11	2,15	29,15	31,85	22,11	5244,83	37,86	837,01	75387,56	0,0111	790,66	8,78
PISO 12	2,8	31,95	34,65	59,66	5304,49	41,79	2493,19	75387,56	0,0331	790,66	26,15

Tabla 3.7 Distribución de fuerzas laterales sísmicas

### 3.1.4 CARGA DE VIENTO

Para determinar la carga de viento de diseño se tomarán en cuenta los siguientes parámetros (Tabla 3.8):

PARAMETROS:	FUENTE:
Velocidad básica del viento, $V = 136,8$ Km/h (85 milla/h)	Velocidad básica mínima, figura 6-2 ASCE 7-05
Factor direccionador $K_d = 0,85$	Tabla 6-4 ASCE 7-05
Factor de importancia $I = 1$	Tabla 6-1 ASCE 7-05
Exposición tipo: D	Sección 6.5.6.3 y pag. 290 ASCE 7-05
Efectos de la topografía $K_{zt} = 1$	Figura 6-4 ASCE 7-05
Factor de exposición a la velocidad de presión $K_z$	Tabla 6-3 ASCE 7-05

**Tabla 3.8 Factores y parámetros de carga de viento**

Los valores de  $K_z$  son obtenidos de la Tabla 6-3 de la ASCE 7-05, para cada piso y se muestran en la Tabla 3.9.

Además se calculan los siguientes parámetros:

- Factor de efectos de ráfaga (G) Sección 6.5.8.1 ASCE 7-05

$$G = 0.925 \times \left[ \frac{\left( 1 + 1.7 g_q I_z Q \right)}{1 + 1.7 g_v I_z} \right] \quad (3.6) \quad \text{Ecuación 3.1 ASCE 7-05}$$

Donde:  $g_q = 3.4$  Factor de respuesta de segundo plano

A continuación se presentan los factores necesarios para calcular G:

$I_z$  = Intensidad de turbulencia

$g_v = 3.4$  Factor de respuesta del viento

Q = Factor de respuesta de segundo plano

$z$  = altura equivalente de la estructura in, ft (m)

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^{1/6} \quad (3.7)$$

Donde:

$$\bar{z} = 0.6h$$

$$c = 0.15$$

Tabla 6-2 ASCE 7-05

$$\bar{z} = 0.6 \times 31.95 \text{ m} = 19.17 \text{ m}$$

$$I_z = 0.15 \left( \frac{10}{19.17 \text{ m}} \right)^{1/6}$$

$$I_z = 0.135$$

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.63 \times \left( \frac{B+h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (3.8)$$

Donde:

B= Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento en in, ft, (m)

h = Altura del techo promedio de un edificio en in, ft, (m)

$L_z$  = Longitud integral de la escala de turbulencia a la altura equivalente en in, ft. (m)

$$L_z = \ell \left( \frac{\bar{z}}{10} \right)^{\epsilon} \quad (3.9)$$

Donde:

$$\ell = 198.12$$

Tabla 6-2 ASCE 7-05

$$\epsilon = 1/8$$

Tabla 6-2 ASCE 7-05

$$L_z = 198.12 \left( \frac{19.17 \text{ m}}{10} \right)^{1/8}$$

$$L_z = 214.91 \text{ m}$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \times \left( \frac{24.65 \text{ m} + 31.95 \text{ m}}{214.91 \text{ m}} \right)^{0.63}}}$$

$$Q = 0.887$$

$$G = 0.925 \times \left[ \frac{(1 + 1.7 \times 3.4 \times 0.135 \times 0.887)}{1 + 1.7 \times 3.4 \times 0.135} \right]$$

$$G = 0.88$$

- Clasificación de cerramiento del edificio

Edificio encerrado

Sección 6.5.9 ASCE 7-05

- Coeficiente de presión interna  $GC_{pi}$

Figura 6-5 ASCE 7-05

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

Los signos más y menos significan presiones actuando a favor y en contra de las superficies internas del edificio respectivamente

Se consideran los dos casos para determinar la carga crítica

- Coeficiente de presión externa ( $C_p$ )

Figura 6-5 ASCE 7-05

$$C_p = 0.8 \text{ para paredes de barlovento (en contra del viento)}$$

$$C_p = -0.5 \text{ para paredes de sotavento (a favor del viento)}$$

- Velocidad de presión ( $q_z$ )

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ N/m}^2 \quad (3.10)$$

Ecuación 6-15 ASCE 7-05

Donde:

$q_z$  = velocidad de presión evaluado a la altura  $z$  para paredes de barlovento

$q_z$  = velocidad de presión del viento evaluado a la altura  $h$  para paredes de sotavento

Los valores obtenidos de  $q_z$  tanto para paredes de barlovento como de sotavento para cada piso se muestran en la Tabla 3.9

- Carga de viento de diseño ( $p$ )

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad [\text{N/m}^2] \quad (3.11)$$

Donde:

$q$  =  $q_z$  para paredes de barlovento evaluadas a la altura  $z$  sobre la superficie.

$q$  =  $q_h$  para paredes de sotavento y techos evaluados a la altura  $h$ .

$q_i$  =  $q_h$  para paredes a favor y en contra del viento y techos de edificios encerrados y para presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente encerrados y para presiones internas evaluadas a la altura  $h$

$G$  = Factor de efecto de ráfaga

$C_p$  = coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  = coeficiente de presión interna

A continuación en la Tabla 3.9, se da la distribución de las presiones del viento en cada piso. El programa ETABS distribuye automáticamente las fuerzas en cada nivel.

Tabla 3.9 Distribución de presiones de viento

Piso	z	Kz	Kzt	Kd	V	I	qz	G	Cp	Cp	GCpi	pez (N/m <sup>2</sup> )	p (N/m <sup>2</sup> )	pi (N/m <sup>2</sup> )
	mm				(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )		barlovento	sotavento		barlovento	sotavento	
Base	2700	1,03	1	0,85	38	1	774,97	0,88	0,8	-0,5	±0,18	545,58	-477,38	±195,29
1	5400	1,06					795,28					559,88		
2	8100	1,13					852,46					600,14		
3	10800	1,19					897,61					631,92		
4	13500	1,24					934,48					657,87		
5	16200	1,28					966,08					680,12		
6	18900	1,32					991,66					698,13		
7	21600	1,34					1011,22					711,9		
8	24300	1,38					1037,55					730,44		
9	27000	1,4					1051,1					739,97		
10	29150	1,42					1066,15					750,57		
11	31950	1,44	1084,96	763,81										

## 3.2 REALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL SOFTWARE ETABS 9.5

Para la realización del modelo de la estructura metálica del edificio, mostrado en los planos arquitectónicos del anexo 3. Primero se debe realizar la estructuración que deberán tener los miembros estructurales, es decir, la forma más adecuada que debe tener la estructura metálica para que se adapte a los planos arquitectónicos y a la vez sea la más adecuada para que cumpla con su función estructural.

### 3.2.1 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Se analiza la estructuración que se adapta a los requerimientos de los planos arquitectónicos, de acuerdo a la forma de la planta en los niveles bajos (subsuelo y pisos 1-2) y altos (pisos 3-11). A continuación se muestran dos ejemplos de los tipos de forma de las plantas presentes en el edificio (Figura 3.1), para ver los planos arquitectónicos ver el anexo 3

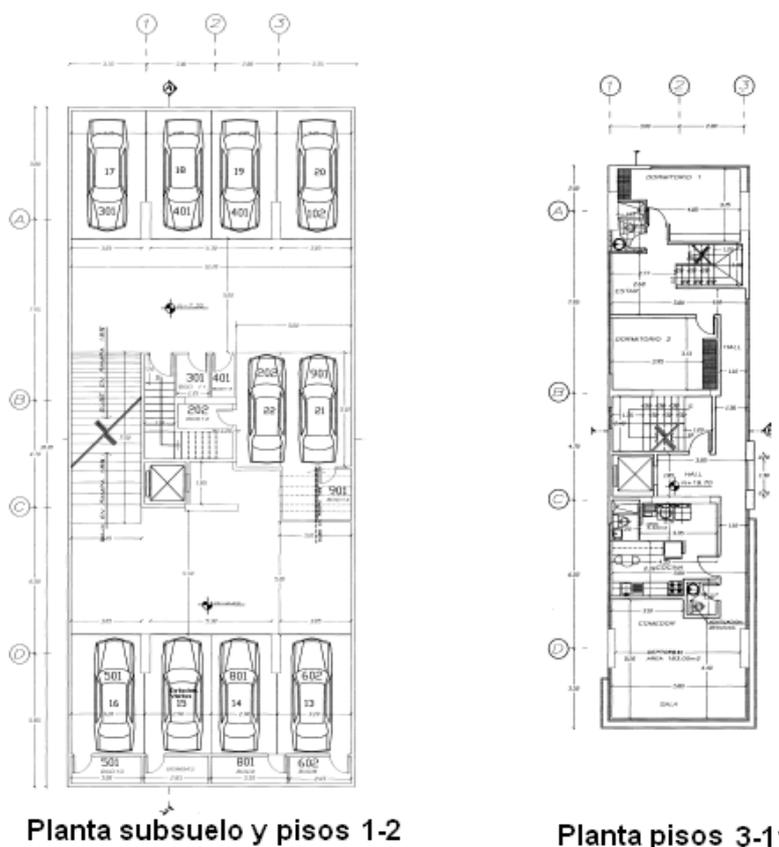
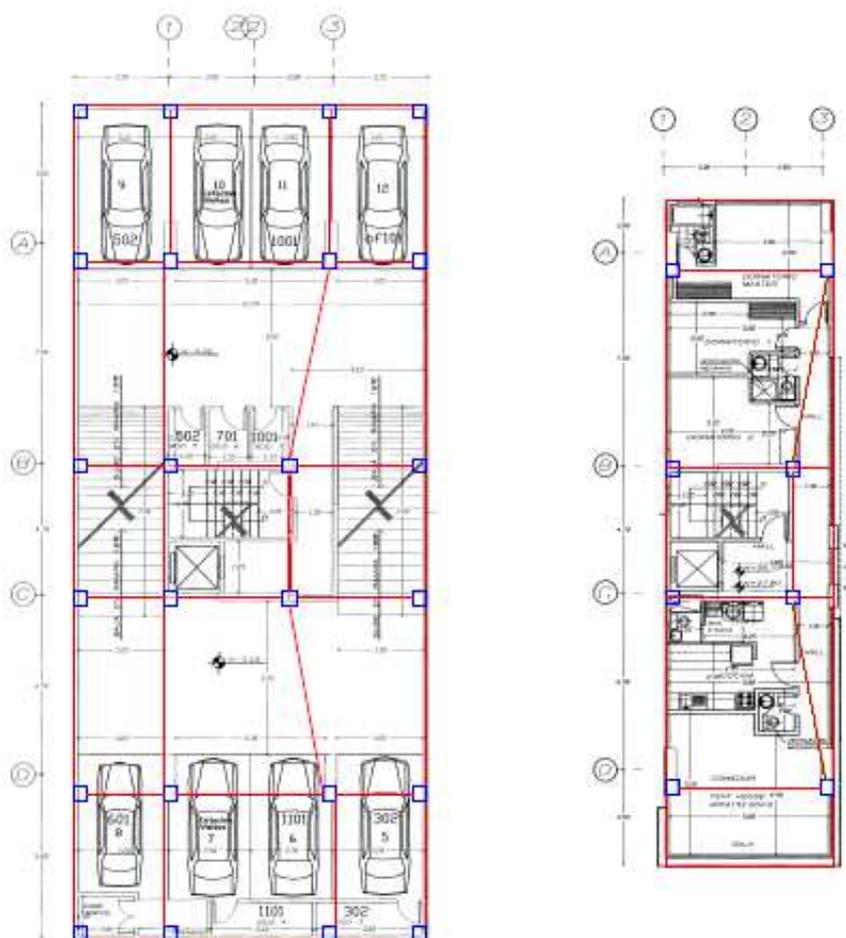


Figura 3.1 Tipos de planta presentes en el edificio seleccionado

Tomando en cuenta que:

- Los planos arquitectónicos solo permiten colocar columnas alrededor del núcleo de servicios de ascensor y escaleras, y en las esquinas de los pisos altos.
- Y que en el capítulo 2, se seleccionó una estructura con nudos rígidos y con arriostramiento concéntrico especial alrededor del núcleo de servicios.

Se colocan 4 columnas alrededor del núcleo de servicios, 4 columnas en las esquinas de los pisos altos (en los espacios que lo permiten los planos arquitectónicos) y además se colocan columnas perimetrales en los pisos bajos y se colocará el arriostramiento en forma de V invertida en tres lados del núcleo de servicios, como se puede ver en la Figura 3.2 donde se observa la posición de las columnas y de las vigas principales.



**Planta subsuelo y pisos 1-2**

**Planta pisos 3-11**

**Figura 3.2 Posición de las columnas y vigas principales en las plantas.**

Se observa que 2 vigas principales en cada planta no quedan perpendiculares a las columnas que se conectan, pero esto no influye en su función estructural, y no se pueden colocar las dos columnas del núcleo alineadas con las columnas de los extremos del edificio; debido a que el arriostamiento que se colocará entre estas columnas estorbaría en los pasillos de cada piso.

### 3.2.2 REALIZACIÓN DEL MODELO EN EL PROGRAMA ETABS 9.5

Se utiliza el programa ETABS, que es del mismo estilo del programa Sap2000 pero más especializado en el análisis y diseño de edificios, para el modelado de la estructura del presente Proyecto de Titulación se sigue el siguiente procedimiento:

1. Se define el acero A588 (ver Figura 3.3), con sus propiedades obtenidas de la norma ASTM A588 (anexo 2) correspondiente a este acero.

Material Property Data	
Material Name	A588
Type of Material	Isotropic
Type of Design	Steel
Display Color	Color
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	7.324E-07
Weight per unit Volume	2.830E-04
Modulus of Elasticity	29000.0001
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	6.500E-06
Shear Modulus	11153.8462
Design Property Data	
Minimum Yield Stress, Fy	50.
Minimum Tensile Strength, Fu	70.
Cost per Unit Weight	12.5645
OK Cancel	

Figura 3.3 Definición del acero A588

2. Se define un concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  (ver Figura 3.4), que es el que Kubic utiliza en sus tablas de selección del espesor de la losa (anexo 5) de acuerdo a la carga sobrepuesta de la misma, para esto se dejan todas las propiedades del concreto por default y solo se cambia el valor de  $f'c$ .

Material Property Data	
Material Name	CONC210
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.403E-03
Modulus of Elasticity	253100
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	105458,333
Design Property Data (ACI 318-99)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	210
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4218,4178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4218,4178
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

**Figura 3.4 Definición del concreto utilizado**

- Se define el área de la losa tipo deck (ver Figura 3.5), para esto se considera la carga viva más la carga muerta sobreimpuesta a las losas y el espaciamiento de las vigas secundarias.

Tomando en cuenta que en los volados hay un espaciamiento máximo de 1,6 m y en el resto de los pisos hay un espaciamiento de 2 m, añadido a que en el último piso se tiene la mayor carga sobreimpuesta (viva + muerta) de 1201,06 Kg/m<sup>2</sup>.

Entonces de acuerdo a las tablas de diseño de Kubiec (anexo 5) se debe tener una losa de 5cm de espesor sobre una lamina steel deck de 0,7 mm de espesor en todos los pisos para que resista esta carga sobreimpuesta.

Y con el mismo criterio y utilización de las tablas de Kubiec, se debe tener una losa de espesor de 6cm sobre una lamina steel deck de 0,7 mm de espesor en la rampa vehicular.

Figura 3.5 Definición del área de las losas

- Se debe realizar una malla, con las medidas entre ejes de acuerdo a los planos arquitectónicos (ver Figura 3.6)

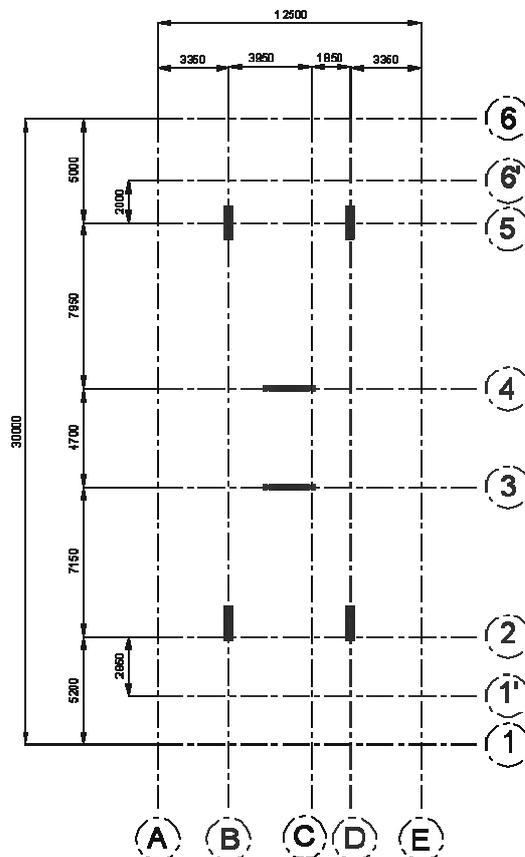


Figura 3.6 Dimensiones y forma de malla utilizada.

5. Se dibujan las columnas en las posiciones definidas en la estructuración, se harán con secciones HSS cuadradas, por ser las más utilizadas actualmente en el país (Figura 3.7). Y se dibujan las vigas principales en cada nivel, se harán con vigas W para el modelado (Figura 3.8).

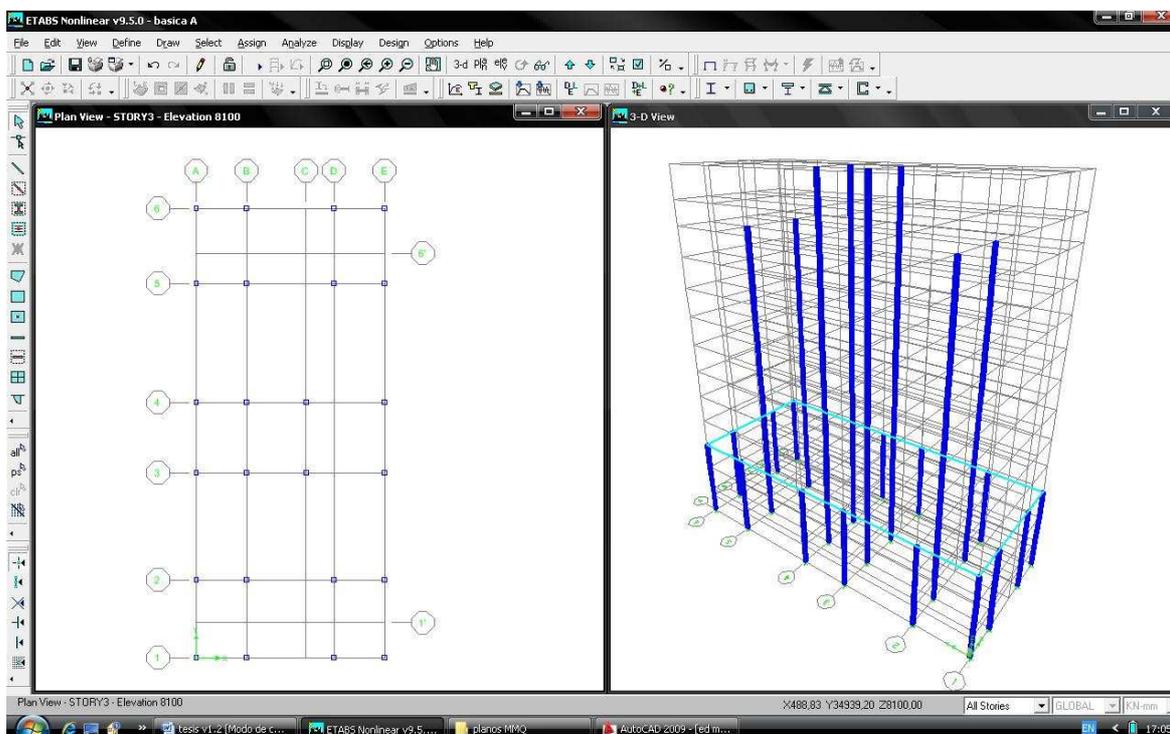


Figura 3.7 Asignación de columnas

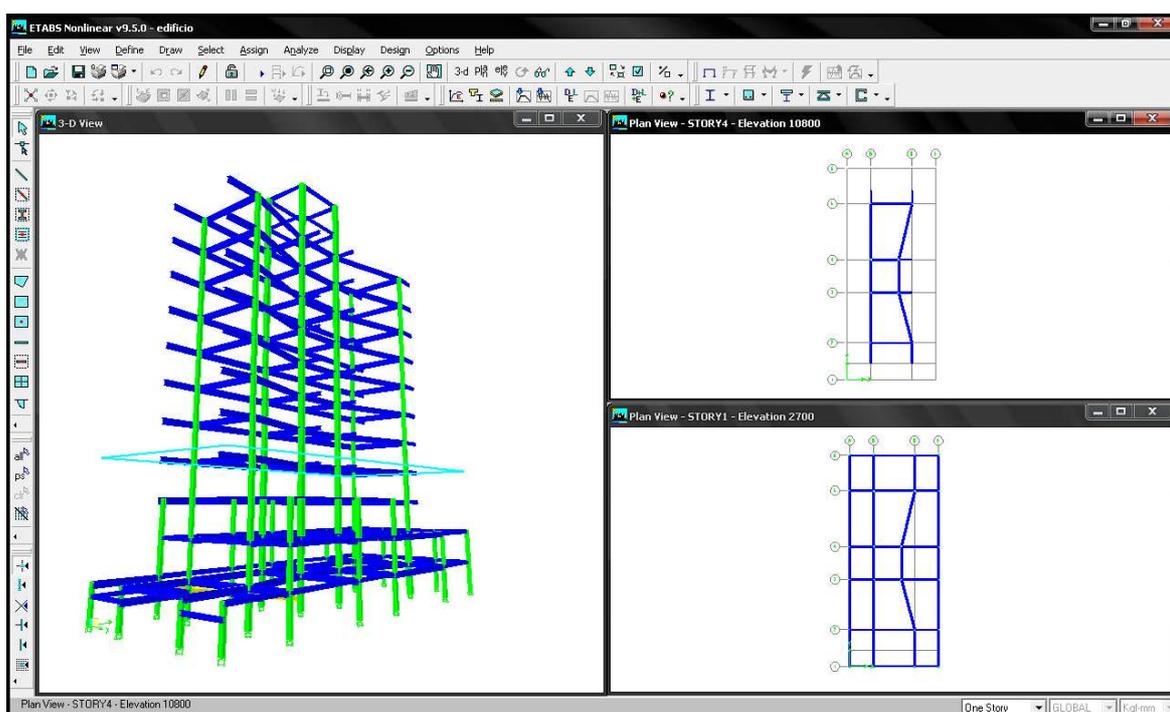
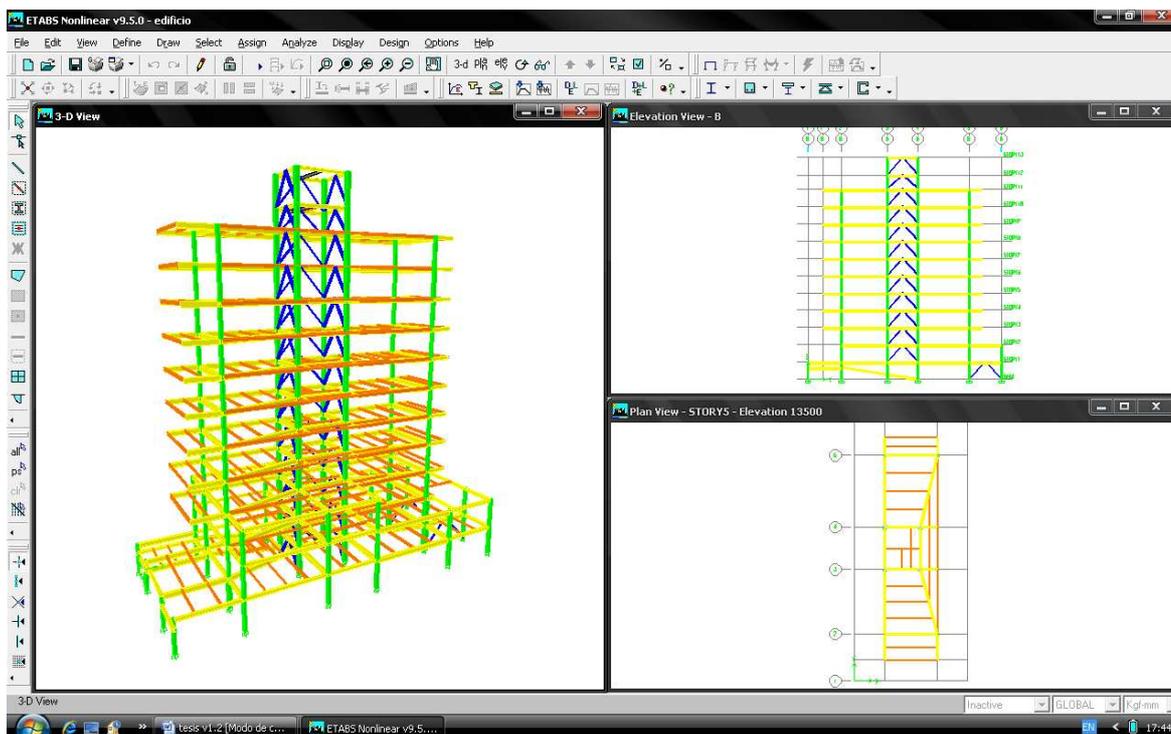


Figura 3.8 Vigas principales dibujadas

- Una vez dibujadas columnas y vigas principales, se dibujan vigas secundarias o llamadas vigas de piso con una separación máxima entre sí de 1,6m en los volados y 2m máximo en el resto de los claros de los pisos. Así mismo se dibuja los elementos que forman el arriostramiento, alrededor del núcleo de servicios. (Figura 3.9).



**Figura 3.9 Vigas secundarias y arriostramiento.**

- Luego se dibujan los pisos como elementos de área con la sección tipo deck definida anteriormente. Se debe ver que el símbolo en forma de Z del área dibujada este perpendicular a las vigas secundarias, con esto se garantiza que el deck este perpendicular a las vigas secundarias y se produzca una adecuada transmisión de carga a las vigas (Figura 3.10). Además se dibujan áreas tipo none en el espacio del ascensor para especificar que ahí hay una abertura en la losa.

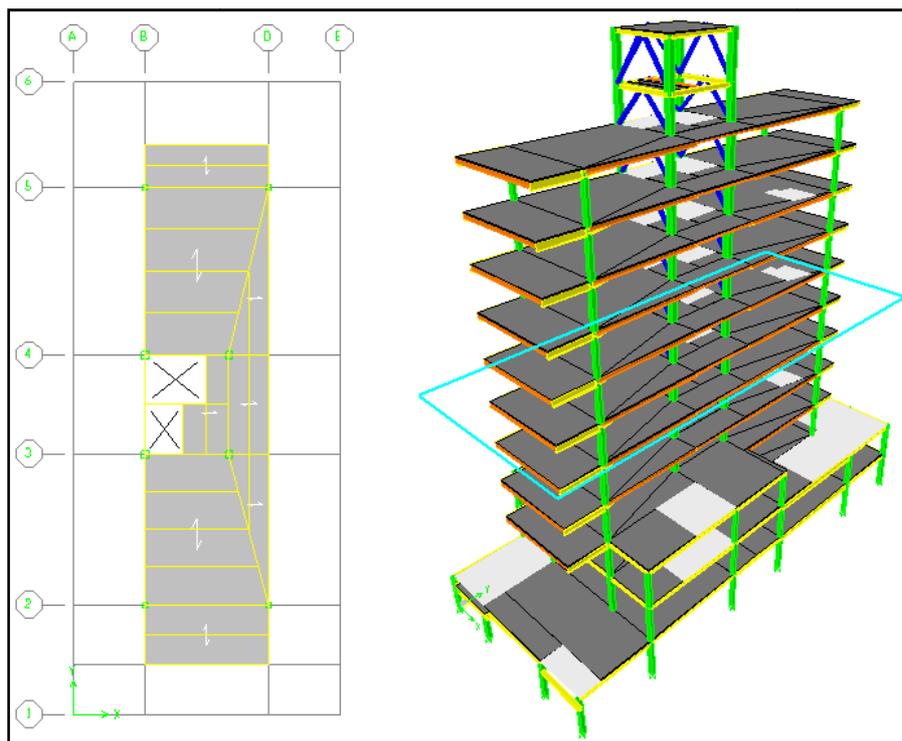


Figura 3.10 Secciones de área tipo Deck asignados a los pisos.

### 3.2.3 ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

Para asignar al modelo las cargas de diseño analizadas en la sección 3.1, primero se definen los siguientes estados de carga: muerta, viva, viva de techo, viva en la rampa vehicular, de sismo en las direcciones X e Y, de viento en las direcciones X e Y (Figura 3.11). A continuación se da una descripción breve de cada carga.

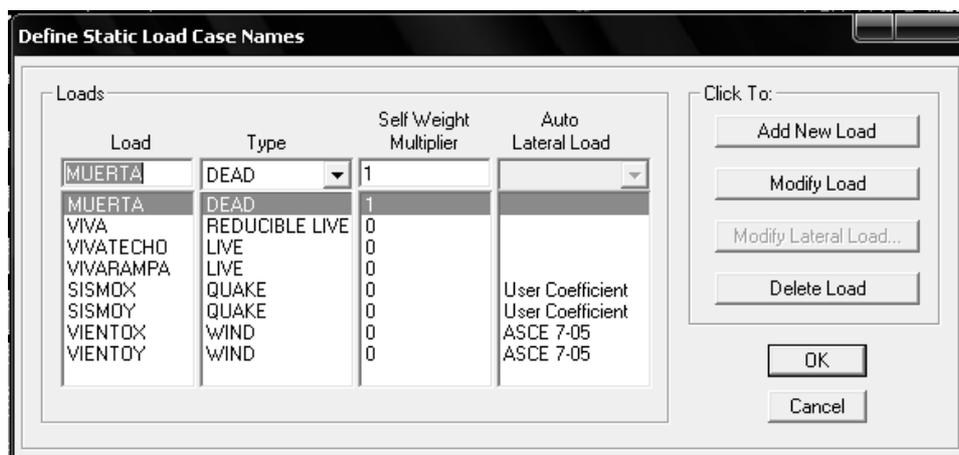


Figura 3.11 Estados de carga aplicados

### 3.2.3.1 Asignación de carga muerta.

La carga muerta será el peso propio de la estructura y losas, más la sobreimpuesta calculada en la sección 3.1.1, esta carga sobreimpuesta se asigna directamente a las losas y en el caso de la carga debida a los muros perimetrales esta se asigna directamente a las vigas perimetrales (ver Figura 3.12).

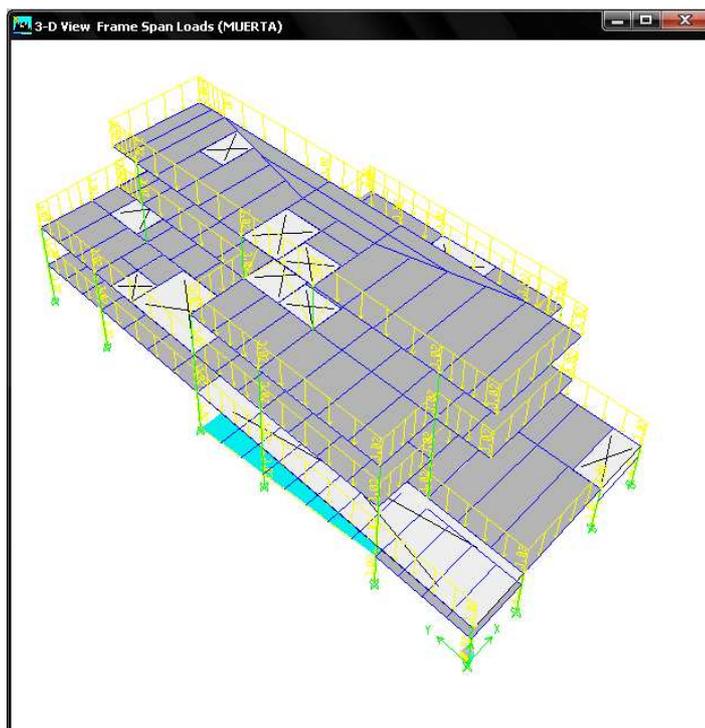


Figura 3.12 Carga muerta asignada en las vigas perimetrales

### 3.2.3.2 Asignación de carga viva.

La carga viva de los pisos se asigna directamente a las losas de acuerdo a la Tabla 3.3 Cargas mínimas uniformemente distribuidas  $L_o$ , y cargas mínimas concentradas); y se le define como de tipo “reducible live”, para que el programa la reduzca de ser necesario y la distribuya automáticamente a las vigas.

La carga viva de techo y la carga viva asignada a la rampa no se deben reducir, por lo que se asignan directamente a las losas correspondientes y se designan como de tipo “live” únicamente.

### 3.2.3.3 Asignación de carga sísmica.

Se define la carga de sismo en las direcciones X e Y, y las dos se distribuirán lateralmente y automáticamente por el programa. Al no tener el programa ETABS la auto distribución con el código ASCE 7, se usará la auto distribución con coeficientes definidos por el usuario.

En el formulario de los estados de carga (Figura 3.11) se selecciona la carga sísmica X o Y, y se selecciona “modify lateral load” y en el formulario (Figura 3.13) se introduce la dirección del viento en x, o en y; desde que piso se aplica la carga lateral (para este caso desde el piso 1 porque se tiene un subsuelo), y los coeficientes de respuesta sísmico (Cs) y el coeficiente de altura (k) (calculados en la sección 3.1.3).

The image shows a software dialog box titled "User Defined Seismic Loading". It contains the following fields and controls:

- Direction and Eccentricity:**
  - Radio buttons for "X Dir" (selected), "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X".
  - Text input for "Ecc. Ratio (All Diaph.)".
  - Button for "Override Diaph. Eccen." labeled "Override...".
- Factors:**
  - Text input for "Base Shear Coefficient, C" with value "0.183".
  - Text input for "Building Height Exp., K" with value "1.0775".
- Story Range:**
  - Dropdown for "Top Story" with value "STORY13".
  - Dropdown for "Bottom Story" with value "STORY1".
- Buttons for "OK" and "Cancel" at the bottom right.

Figura 3.13 Formulario de carga sísmica.

La norma ASCE 7-05 establece en su sección 12.7.2, que la fuente del peso efectivo sísmico (con el que se calcula el cortante basal), debe ser toda la carga muerta más el peso de la maquinaria permanente existente (para este caso el peso del ascensor).

Tomando en cuenta este requerimiento, para que la carga sísmica se aplique correctamente al modelo, debe definirse una fuente de masa que se base en la carga muerta, en la que se incluye la carga del ascensor, con un factor de

multiplicación de 1. Para esto en el menú define, se selecciona mass source y se llena el formulario como lo indica la Figura 3.14

The dialog box 'Define Mass Source' contains the following elements:

- Mass Definition:** Three radio buttons: 'From Self and Specified Mass' (unselected), 'From Loads' (selected), and 'From Self and Specified Mass and Loads' (unselected).
- Define Mass Multiplier for Loads:** A table with two columns: 'Load' and 'Multiplier'.
 

Load	Multiplier
MUERTA	1
MUERTA	1

 To the right of the table are three buttons: 'Add', 'Modify', and 'Delete'.
- Checkboxes:** 'Include Lateral Mass Only' (checked) and 'Lump Lateral Mass at Story Levels' (checked).
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Figura 3.14 Formulario de definición de la fuente de masa.

### 3.2.3.4 Asignación de carga de viento

Se define la carga de viento en las direcciones X e Y, y las dos se distribuirán lateralmente y automáticamente por el programa. El programa ETABS tiene la auto distribución con el código ASCE 7-05, se usará esta auto distribución con los coeficientes calculados en la Tabla 3.8.

En el formulario de los estados de carga (Figura 3.11) se selecciona la carga de viento X o Y, y se selecciona "modify lateral load" y en el formulario (Figura 3.15) se introduce desde que piso se aplica la carga lateral (para este caso desde el piso 1 porque se tiene un subsuelo), y los coeficientes calculados en la Tabla 3.8.

Se aplica los coeficientes de presión a través de objetos de área, es decir, se aplicara la presión debida el viento por medio de paredes auxiliares dibujadas en el edificio. Estas paredes son del tipo none y no tienen ni masa ni rigidez, solo sirven para la aplicación de la carga del viento. (Figura 3.16).

**ASCE 7-05 Wind Loading**

**Exposure and Pressure Coefficients**

Exposure from Extents of Rigid Diaphragms  
 Exposure from Area Objects  
 Include Area Objects  
 Include Frame Objects (Open Structure)

**Wind Exposure Parameters**

Wind Direction Angle:   
 Windward Coef.  $C_p$ :   
 Leeward Coef.  $C_p$ :   
 Case (ASCE 7-05 Fig. 6-9):   
 e1 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9):   
 e2 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9):

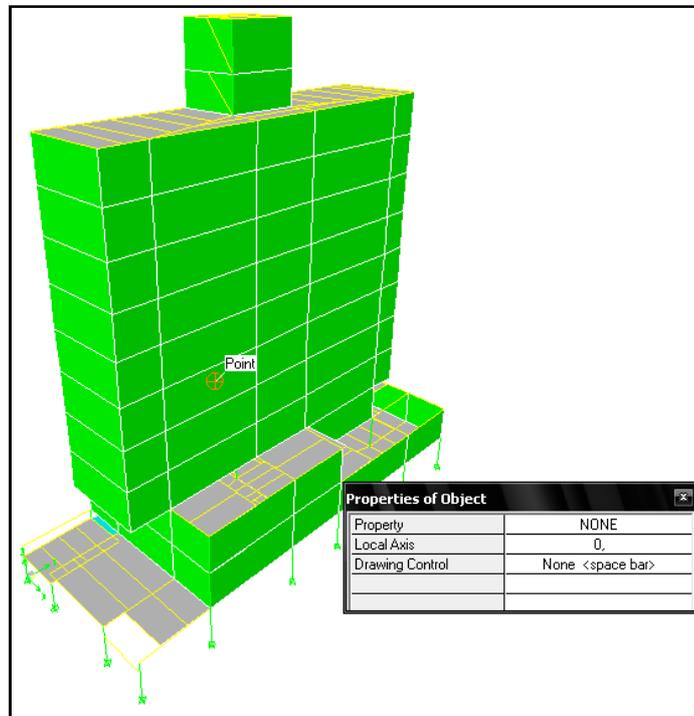
**Exposure Height**

Top Story:   
 Bottom Story:   
 Include Parapet  
 Parapet Height:

**Wind Coefficients**

Wind Speed (mph):   
 Exposure Type:   
 Importance Factor:   
 Topographical Factor,  $K_{zt}$ :   
 Gust Factor:   
 Directionality Factor,  $K_d$ :   
 Solid / Gross Area Ratio:

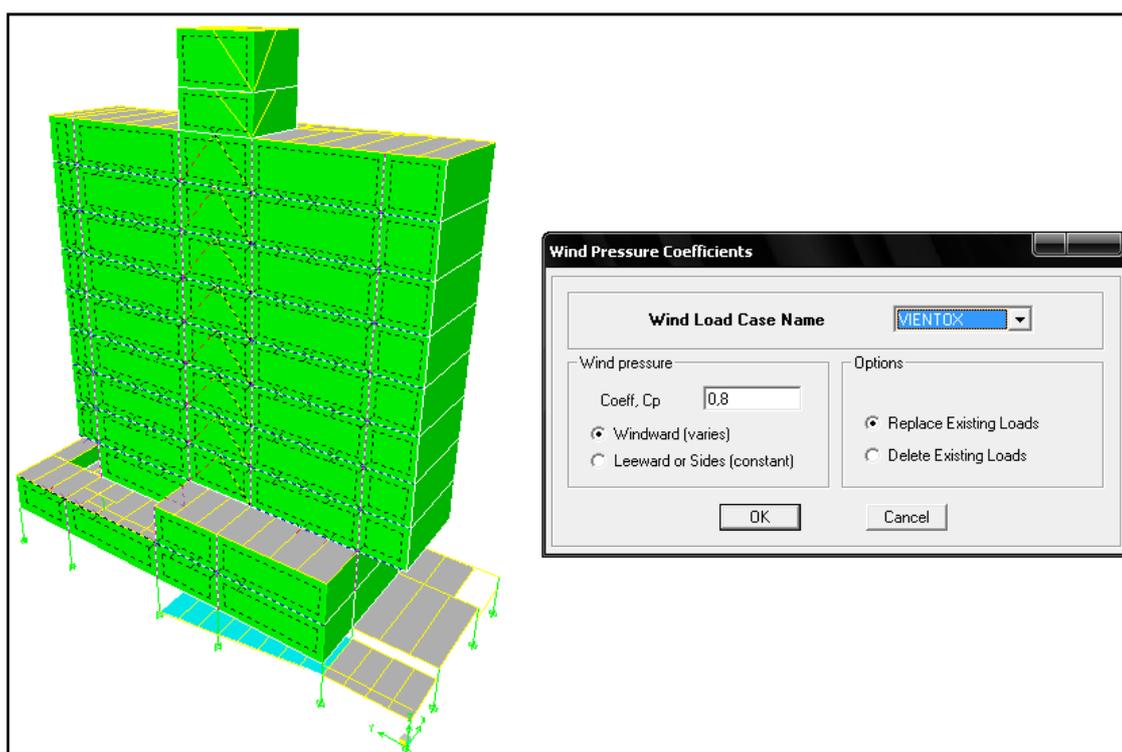
**Figura 3.15** Formulario de carga lateral de viento



**Figura 3.16** Paredes auxiliares para asignación de carga de viento

Una vez dibujadas las paredes auxiliares, se asigna la carga de viento en la dirección positiva del eje X, seleccionando las paredes del lado de barlovento y se asigna una carga de área “wind pressure coefficient”.

Se llena el formulario correspondiente (ver Figura 3.17) escogiendo el caso de carga como vientoX y el tipo de presión de viento como “Windward” o barlovento con un coeficiente de presión externa ( $C_p$ ) de 0,8 (obtenido en la sección 3.1.4).



**Figura 3.17 Asignación de la carga de viento de barlovento**

Luego se seleccionan las paredes de sotavento, y se les asigna la carga de viento, seleccionando el tipo de presión de viento como “Leeward” o sotavento con  $C_p$  de 0,5 (ver Figura 3.18).

Para el viento en la dirección Y, se asigna de la misma manera que el viento en la dirección X. Dibujando paredes auxiliares alrededor del edificio en las zonas expuestas a un viento que se encuentra en la dirección Y, y asignando las presiones de barlovento y sotavento en las paredes.

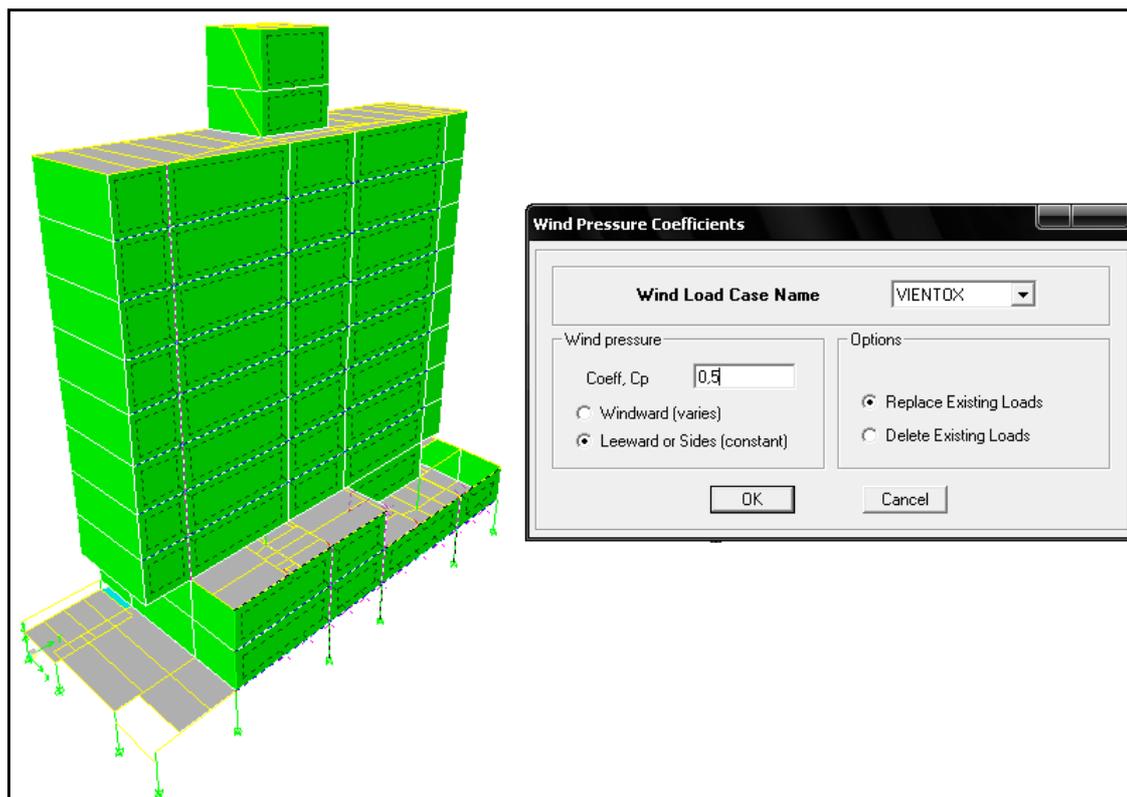


Figura 3.18 Asignación de la carga de viento de sotavento

### 3.3 ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN

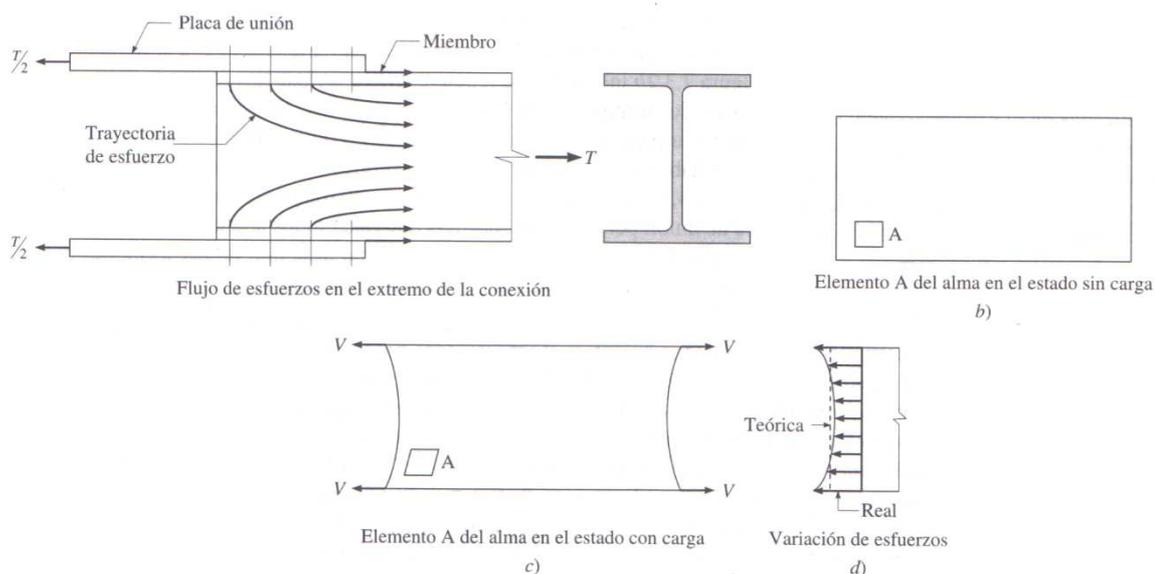
Los miembros en tensión son elementos estructurales que están sujetos a fuerzas axiales directas, que tienden a alargar el miembro. Un miembro cargado en tensión axial, se sujeta a esfuerzos normales de tensión uniformes, en todas las secciones transversales a lo largo de su longitud, cuando la conexión de extremo se efectúa a todos los elementos de la placa de que se compone la sección transversal.

#### 3.3.1 RETRASO DE CORTANTE

Es la deformación no uniforme de los elementos no conectados y la concentración de esfuerzos cortantes en la vecindad de la conexión (véase Figura 3.19d). Este retraso de cortante se debe a que la conexión de extremo sólo se realiza en algunos elementos de la sección, en tales casos cuando ocurre la falla por fractura del área neta ( $A_n$ ), se encuentra que la carga de falla dividida entre el área neta,  $A_n$ , es menor que el esfuerzo de tensión último del acero.

Como se muestra en la Figura 3.19a, cuando algunos elementos se conectan y otros no los esfuerzos deben fluir fuera de los elementos de la placa que no están conectados y hacia dentro de los otros que están conectados. El acumulamiento resultante de las trayectorias de los esfuerzos hacia el elemento conectado desarrolla mayores esfuerzos en esas partes de la conexión y reduce la eficiencia de la conexión.

En las Figura 3.19b y Figura 3.19e se muestra el alma de la sección de la Figura 3.19a, en el estado sin carga y con carga respectivamente. Las cuatro fuerzas mostradas en la Figura 3.19c son las resultantes de cortante en las conexiones, ya que los extremos del alma están libres, la distorsión será como se muestra. Por lo tanto, un elemento A en el alma sin carga se deformará como se muestra en la Figura 3.19c cuando se aplica la carga al miembro. Esta es una deformación por cortante, y se dice que el esfuerzo en el alma se retrasa a causa de ella.



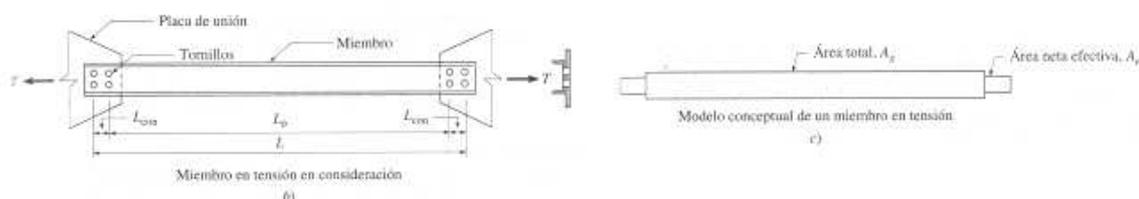
**Figura 3.19 Efecto de retraso de cortante en una conexión de extremo a los patines de un perfil**

### 3.3.2 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE UN MIEMBRO EN TENSION.

“Generalmente los miembros en tensión se conectan en sus extremos libres a placas de unión por medio de tornillos o por soldaduras. Cuando se utilizan conexiones atornilladas, el área de la sección transversal del miembro se reduce debido a la presencia de los agujeros para los tornillos. Las conexiones de extremo con frecuencia solo conectan una parte del área realmente esforzada a la parte de unión. Por lo tanto, un miembro en tensión conectado por sus extremos a

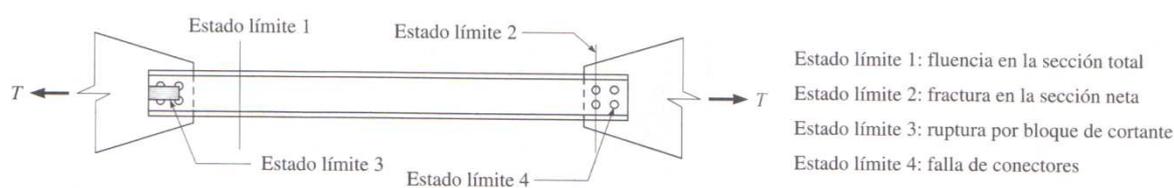
placas mediante tornillos o soldaduras puede visualizarse de manera conceptual como compuestos de dos segmentos.”<sup>5</sup>

1. El cuerpo del miembro de longitud  $L_b$  entre las conexiones de los extremos tiene un área de sección transversal igual al área total del miembro  $A_g$ . Como se muestra en la Figura 3.20
2. La longitud conectada (dos pequeñas porciones en cada extremo del miembro de longitud  $L_{con}$ ) en que el área de la sección transversal es menor que el área total y se la conoce como área neta efectiva  $A_e$ ) Como se muestra en la Figura 3.20



**Figura 3.20 Miembro en tensión**

Debido a las conexiones entre los miembros se producen cinco estados límite o modos de falla a considerar en el diseño de los miembros en tensión. Como se ve en la Figura 3.21<sup>6</sup>



**Figura 3.21 Estados límite para miembros en tensión**

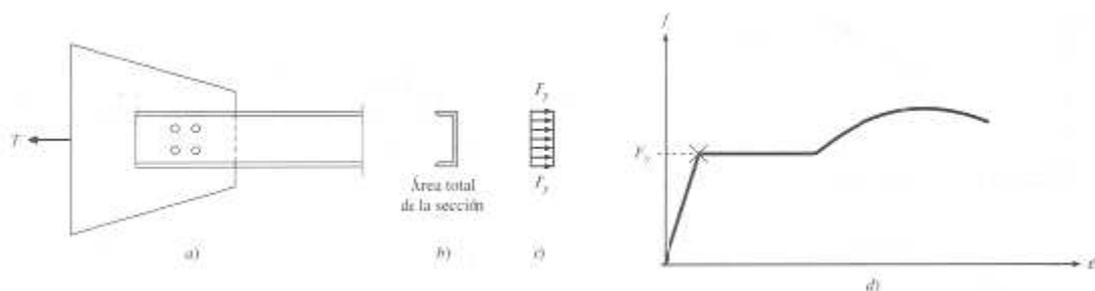
### 3.3.2.1 Estado límite 1

Un miembro de acero dúctil con carga a tensión axial puede resistir una fuerza mayor que la carga de fluencia sin fracturarse. Sin embargo, las grandes

<sup>5</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 277

<sup>6</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, 278

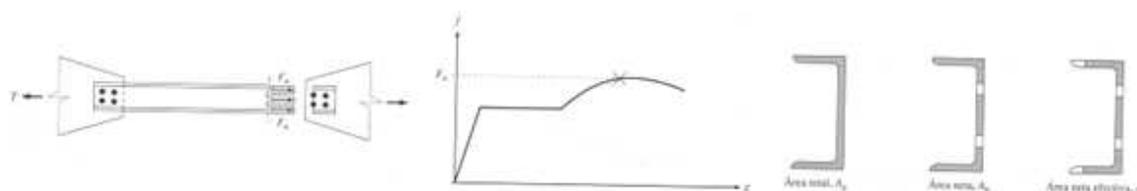
elongaciones pueden provocar fallas en los miembros adyacentes. Entonces la fluencia en la sección total constituye un estado límite de falla y el objetivo es eliminar la elongación excesiva de los miembros, es decir, la falla se produce gradualmente. Como se ve en la Figura 3.22



**Figura 3.22 Estado límite de fluencia total**

### 3.3.2.2 Estado límite 2

Antes de que ocurra la fluencia en el cuerpo del miembro la región de la conexión en el extremo del mismo puede experimentar un endurecimiento por deformación, y puede ser que la fractura ocurra en esta región, es decir, el elemento falla por fractura en la sección neta y que se explica con detalle en la Figura 3.23



**Figura 3.23 Estado límite de fractura en el área neta**

### 3.3.2.3 Estado límite 3

Cuando se efectúa la conexión de un miembro a una placa de unión por medio de pequeños tornillos o soldaduras, un bloque rectangular de material en la parte conectada se puede desgarrar como se muestra en la Figura 3.21 y se la conoce como falla por bloque de cortante.

### 3.3.2.4 Estado límite 4

Las soldaduras conectoras o los tornillos también pueden fallar y se considera que dichas fallas constituyen un estado de limite como se ve en la Figura 3.21

### 3.3.2.5 Estado límite 5

Los elementos conectores, como las placas de unión y de empalme pueden fallar antes que el miembro en tensión evitando así los otros estados límite, convirtiéndose en un estado límite 5.

### 3.3.3 RESISTENCIA NOMINAL

Las resistencias nominales correspondientes a estos 5 estados límite son:

$P_{n1}$  = Fluencia en la sección total del cuerpo de un miembro

$P_{n2}$  = Fractura en la sección neta dentro de una parte conectada

$P_{n3}$  = Resistencia a la ruptura por bloque de cortante

$P_{n4}$  = Resistencia de los conectores (tornillos o soldaduras) en una conexión

$P_{n5}$  = Resistencia de la placa de unión de la conexión.

El AISC 2005 contempla sólo las siguientes resistencias nominales

- Resistencia nominal debido a la deformación permanente en la sección o área total.

$$P_n = F_y A_g \quad (3.12) \quad \text{Ecuación D2-1 AISC 2005}$$

- Resistencia nominal debido a la ruptura por tensión en la sección neta efectiva.

$$P_n = F_u A_e \quad (3.13) \quad \text{Ecuación D2-2 AISC 2005}$$

Donde:  $A_e$  = área neta efectiva en in<sup>2</sup>, ft<sup>2</sup>, m<sup>2</sup>.

$A_g$  = área total del miembro en in<sup>2</sup>, ft<sup>2</sup>, m<sup>2</sup>.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia en ksi (MPa)

$F_u$  = esfuerzo último a la ruptura ksi (MPa)

### 3.3.4 RESISTENCIA DE DISEÑO

Las resistencias de diseño correspondientes a las dos principales resistencias de diseño están dadas por las siguientes expresiones:

- Resistencia de diseño debido a la deformación permanente en el área total:

$$P_d = \phi P_n \quad \phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad (3.14)$$

- Resistencia de diseño debido a la ruptura por tensión en el área neta efectiva.

$$P_d = \phi P_n \quad \phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad (3.15)$$

### 3.3.5 DETERMINACIÓN DEL ÁREA

#### 3.3.5.1 ÁREA TOTAL ( $A_g$ )

El área total es la que resulta de hacer un corte perpendicular al eje longitudinal de un miembro.

#### 3.3.5.2 ÁREA NETA ( $A_n$ )

El área neta es una parte del área total que soporta la carga. Esta área es igual al área total menos el área perdida por los agujeros para los tornillos en las conexiones atornilladas, mientras que para la conexión de extremo de un miembro en tensión que se realiza por soldadura el área neta es igual al área total.

#### 3.3.5.3 ÁREA NETA EFECTIVA ( $A_e$ )

En las secciones dentro del cuerpo del miembro los esfuerzos son uniformes, mientras que en las cercanías de las conexiones esta uniformidad de los esfuerzos se perturba, debido a efectos como el retraso de cortante y los agujeros para tornillos, lo que debilita el miembro en tensión, el mismo que se considera si se utiliza un coeficiente de reducción (U); así como también si se define un área neta efectiva, que es la parte del área neta de un miembro en tensión que participa de manera efectiva en la transferencia de la fuerza y esta dada por:

$$A_e = UA \quad (3.16)$$

Donde:

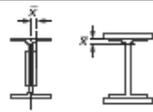
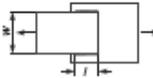
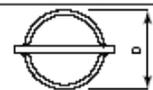
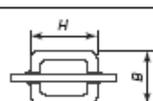
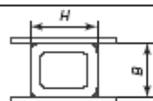
$A_e$  = área neta efectiva de un miembro en tensión.

U = coeficiente de reducción

$A_n$  = Área neta

### 3.3.6 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (U)

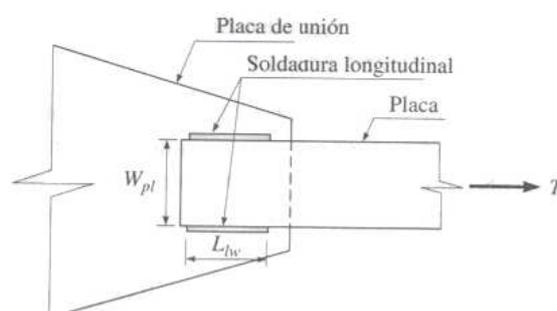
Como se explico en la sección 3.3.1, existe un retraso de cortante que es un factor en la determinación del área neta efectiva, debido a las conexiones soldadas, siempre que las soldaduras conecten en forma directa algunos pero no todos, los elementos de un miembro en tensión. Por lo que a continuación se da un resumen de factores U para conexiones soldadas, ver Tabla 3.10 (conforme a las especificaciones del AISC 2005 tabla D3.1)

TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members				
Case	Description of Element		Shear Lag Factor, $U$	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)		$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$	—
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$	—

$l$  = length of connection, in. (mm);  $w$  = plate width, in. (mm);  $\bar{x}$  = connection eccentricity, in. (mm);  $B$  = overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm);  $H$  = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)

Tabla 3.10 Coeficiente de reducción U para miembros soldados.

1. Cuando se transmite carga de tensión por las soldaduras a todos los elementos de la sección transversal del miembro  $U = 1$ , excepto cuando una placa se conecta sólo mediante soldaduras longitudinales.
2. Cuando se conecta una placa sólo por soldaduras de filete longitudinales sin soldaduras transversales como se muestra en la Figura 3.24, se debe usar los siguientes valores de  $U$ :



**Figura 3.24 Placa soldada sólo mediante soldaduras longitudinales.**

$$U = 0.75 \quad \text{cuando } 1.0 \leq (L_{lw} / W_{pl}) < 1.5$$

$$U = 0.87 \quad \text{cuando } 1.5 \leq (L_{lw} / W_{pl}) < 2.0$$

$$U = 1.0 \quad \text{cuando } (L_{lw} / W_{pl}) = 2.0$$

Donde:

$L_{lw}$  = longitud de la soldadura longitudinal

$W_{pl}$  = ancho de la placa

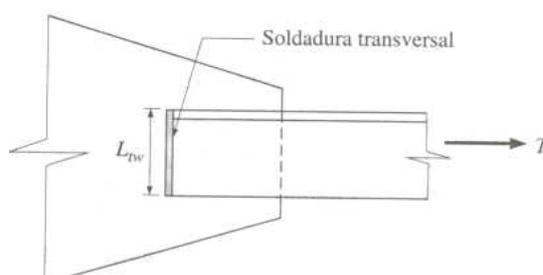
La longitud de cada filete longitudinal no puede ser menor al ancho de la placa, conforme a la sección J2.2b del AISC (sobre limitaciones en las soldaduras de filete, ver 4.5.8)

3. Cuando se transmite carga de tensión sólo por soldaduras transversales, como se muestra en la Figura 3.25, el  $A_e$  debe considerarse como:

$$A_e = A_{ce}; U = 1.0 \quad (3.17)$$

Donde:

$A_{ce}$  = área de los elementos directamente conectados al usar soldaduras transversales.



**Figura 3.25 Miembro conectado solo mediante soldadura transversal**

4. Cuando se transmite una carga de tensión sólo mediante soldaduras longitudinales a un miembro distinto de una placa, o mediante soldaduras longitudinales en combinación con soldaduras transversales como se muestra en la Figura 3.26, para un perfil de ángulo se tiene:

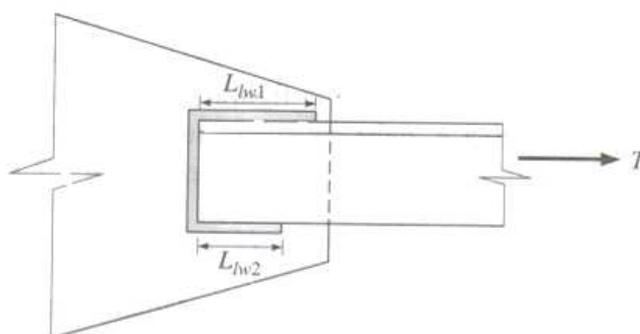
$$A_n = A_g; U = \min \left[ \left( 1 - \frac{\bar{x}_{con}}{L_{con}} \right), 0.9 \right] \quad (3.18)$$

Donde:

$A_g$  = área total del miembro

$L_{con}$  = longitud de la conexión, considerada como la longitud de la soldadura longitudinal más larga = máxima entre  $L_{lw1}$ ,  $L_{lw2}$

$\bar{x}$  = excentricidad de la conexión



**Figura 3.26 Miembro conectado mediante soldaduras longitudinales y transversales**

Para combinaciones de soldaduras longitudinales y transversales,  $L_{con}$  se determina mediante la longitud de la soldadura longitudinal, ya que la soldadura transversal tiene poco o ningún efecto sobre el problema de retraso por cortante.

### 3.3.7 RESISTENCIA A LA RUPTURA POR BLOQUE DE CORTANTE

En el caso de las conexiones soldadas, las rupturas por bloques de cortante se hallan limitadas por los centros de línea de las soldaduras de filete. La resistencia al bloque de cortante se puede definir como la suma de la resistencia a cortante proporcionada por el/los lado/s del bloque paralelo a la fuerza de tensión, y la resistencia a la tensión provista por el/los lado/s del bloque perpendicular a la carga. Los criterios de diseño para la resistencia de bloque de cortante se dan en la sección J4.3 del AISC.

La resistencia nominal para el estado límite de ruptura por bloque de cortante a lo largo de la trayectoria de falla por cortante y una falla por tensión en la trayectoria perpendicular está dada.

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

(3.19) Ecuación D2-2 AISC 2005

Donde:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$A_{gv} = \text{área total sujeta a cortante, in}^2, \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{nt} = \text{área neta sujeta a tensión, in}^2, \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = \text{área neta sujeta a cortante, in}^2, \text{ (mm}^2\text{)}$$

### 3.3.8 LIMITACIONES POR ESBELTEZ

Para evitar la flecha (deflexión) excesiva y la ondulación (vibración lateral) y proveer una rigidez adecuada, en la sección 7B de la especificación AISC 2005 se sugiere que las relaciones de esbeltez de los miembros a tensión se limiten a un valor máximo de 300.

La relación de esbeltez está definida como la relación de la longitud sin soporte lateral del miembro,  $l$ , al radio de giro mínimo  $r_{\min}$ . Esto es:

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 300 \quad (3.20)$$

Se considera que la longitud sin soporte lateral es la distancia entre puntos adyacentes de arriostramientos u otro tipo de soporte lateral, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro.

### **3.4 ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN**

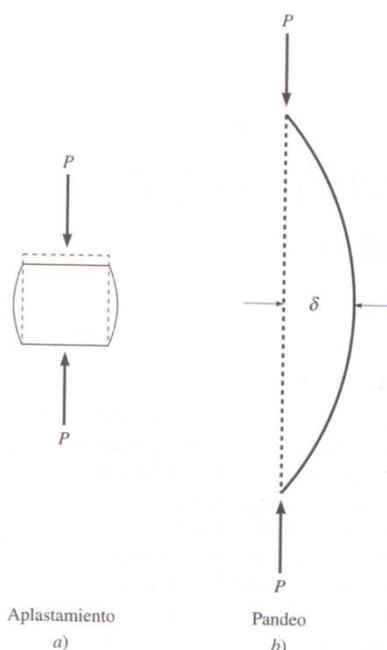
Una columna es un miembro estructural utilizado para transmitir una fuerza de compresión a lo largo de una trayectoria recta en la dirección del eje longitudinal del miembro. A cualquier miembro en compresión, ya sea horizontal, vertical o inclinado, se le denomina columna, si la fuerza de compresión que transmite es la fuerza fundamental que determina su comportamiento estructural

Las columnas de acero se pueden clasificar ampliamente como columnas cortas, columnas largas o columnas intermedias, con base en la forma en la que fallarían cuando se sujetan a cargas axiales. A un miembro en compresión se le puede considerar como una columna corta si su longitud es del mismo orden de magnitud que las dimensiones totales de su sección transversal. Estos miembros generalmente fallan por causa del aplastamiento de su material como se muestra en la Figura 3.27a

“Una columna larga es un miembro en compresión que tiene una longitud muy grande con relación a su dimensión lateral menor. La falla de las columnas largas sujetas a carga axial consiste en una flexión lateral súbita o pandeo, como se muestra en la Figura 3.35b. Existe una carga axial límite ( $P = P_{cr}$ ) para cada columna, la que se conoce como carga de pandeo o carga crítica. Cuando se alcanza esta carga crítica,  $P_{cr}$ , la columna falla en forma súbita por pandeo aunque la carga axial no produzca un esfuerzo unitario promedio tan alto como el esfuerzo de fluencia del material. Las columnas largas se pandean elásticamente y el esfuerzo de pandeo se mantiene por debajo del límite de proporcionalidad.”<sup>7</sup>

---

<sup>7</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 351



**Figura 3.27 Miembros cortos y largos en compresión**

Las columnas intermedias también pueden fallar por pandeo, pero durante el pandeo, algunas de sus fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. Se dice que su comportamiento es inelástico.

### 3.4.1 ESTADOS LÍMITE DE PANDEO

Existen dos modos generales por medio de los cuales puedan fallar las columnas de acero cargadas axialmente. Estos son el pandeo del miembro y el pandeo local de la placa. El Pandeo del miembro se caracteriza porque no existe distorsión de la sección de la columna. Por otro lado, el pandeo local se caracteriza por la distorsión de la sección transversal. El pandeo del miembro puede ser por flexión, por torsión, o por flexo-torsión.

“En el pandeo por flexión, todas las deformaciones (deflexiones) por pandeo ocurren en uno de los planos principales de la sección transversal de la columna, es decir, no ocurre el torcimiento de la sección transversal. En el pandeo por torsión, las deformaciones por pandeo consisten sólo de rotaciones de las secciones transversales alrededor del eje longitudinal del miembro. En el pandeo por flexo-torsión, las deformaciones por pandeo consisten en una combinación de rotación y flexión alrededor de los dos ejes de flexión del miembro. El pandeo de la placa ocurre cuando los elementos de compresión de la sección transversal de

un miembro son tan delgados que se pandean localmente antes que puedan ocurrir otros modos de pandeo del miembro”<sup>8</sup>

El tipo más simple de pandeo es el pandeo por flexión. El estado límite de pandeo por flexión es aplicable para columnas cargadas axialmente con secciones doblemente simétricas, como barras, HSS, HSS redondos y perfiles I, así como secciones de una sola simetría, como los perfiles T y C.

### **3.4.2 PANDEO ELÁSTICO POR FLEXIÓN DE UNA COLUMNA ARTICULADA EN SUS EXTREMOS**

Para derivar la ecuación de pandeo por flexión de una columna articulada en sus extremos se hacen las siguientes suposiciones:

1. La columna es prismática y tiene una sección transversal con doble simetría.
2. La columna es perfectamente recta.
3. La fuerza de compresión se aplica a lo largo del eje centroidal de la columna.
4. No existen cargas transversales.
5. Los extremos del miembro están idealmente articulados. Esto es, el extremo inferior de la columna cuenta con una articulación inmóvil, en tanto que el extremo superior está soportado de tal manera que puede rotar con libertad y moverse de manera vertical, pero no horizontalmente.
6. El material es homogéneo y obedece la Ley de Hooke.
7. Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.
8. Las deformaciones del miembro son pequeñas. Esto es, la curvatura se puede aproximar mediante la segunda derivada del desplazamiento lateral.
9. Se desprecia la influencia de las deformaciones por cortante.
10. No ocurre giro o distorsión de la sección.

La carga de una columna articulada en sus extremos o carga de Euler en su primer modo está dada por la siguiente expresión:

---

<sup>8</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 357

$$P_E = P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.21)$$

Como se observa en la Figura 3.28 los puntos marcados con “X” en las figuras a), b) y c) son lugares de curvatura cero y por lo tanto son puntos de inflexión de la configuración pandeada. Si se recuerda que la curvatura también es una función del momento interno de flexión, se puede concluir que el momento interno en la columna pandeada es cero en estos puntos.

“Si se provee soporte a la mitad de la altura de una columna (véase Figura 3.28) se fuerza a la configuración pandeada a un segundo modo y resulta una carga crítica multiplicada por un factor de cuatro. Si se provee soporte en los puntos en los tercios, se fuerza a la configuración pandeada al tercer modo, que provoca una carga de pandeo que es nueve veces la carga de pandeo (véase Figura 3.28c). Si indicamos esta longitud mediante  $L_e$ , se puede reescribir la ecuación 3.21 como la ecuación 3.22”<sup>9</sup>

$$P_{cm} = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{L}{n}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (3.22)$$

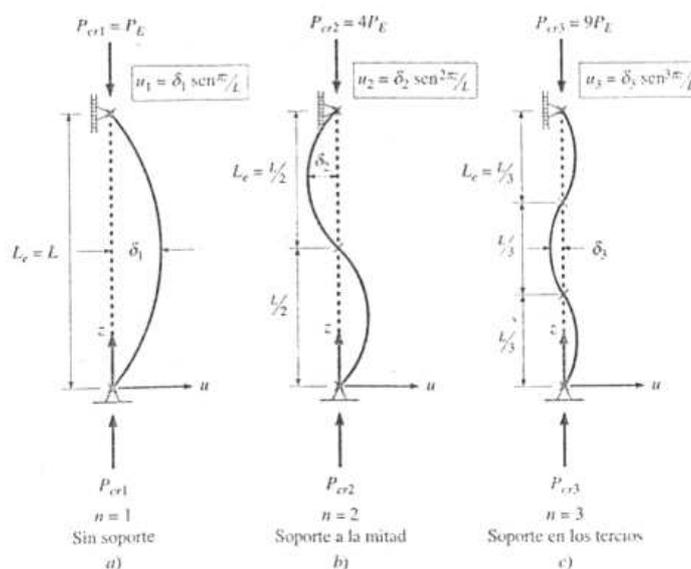


Figura 3.28 Los primeros tres modos de pandeo de una columna articulada

<sup>9</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 362

La estabilidad de la columna articulada también se podría estudiar al considerar la variación de la rigidez de ese miembro como una función de la carga axial  $P$ . La carga crítica  $P_{cr}$ , corresponde a la carga a la cual la rigidez del miembro se reduce a cero.

### 3.4.2.1 LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS.

La longitud efectiva de una columna es la distancia entre dos puntos sucesivos de inflexión de la configuración pandeada. Como se explicó en la sección 3.4.2 La carga de pandeo elástico de una columna que es parte de una estructura se puede expresar como:

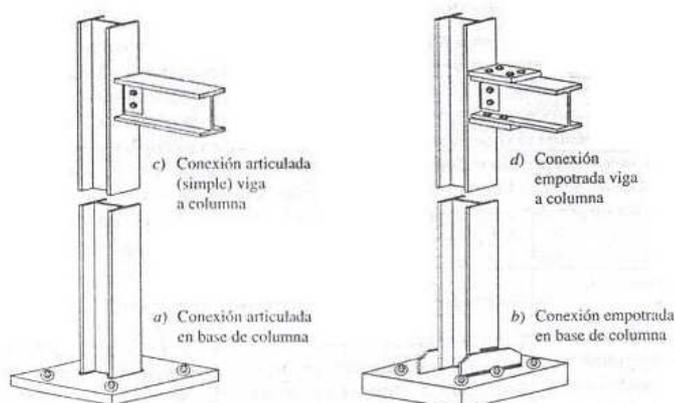
$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3.23)$$

Donde:

- L = longitud de la columna
- KL = longitud efectiva de la columna
- K = factor de longitud efectiva
- $P_e$  = carga de pandeo elástico por flexión de una columna

En los marcos de edificios de acero, por lo general, las columnas se fabrican en tramos de dos pisos o más. Estas longitudes se empalman rígidamente una con otra, la longitud sin soporte,  $L$ , de cada columna se considera como la distancia entre el eje central de las trabes en pisos sucesivos. Para el piso más bajo, ésta es la distancia desde el extremo inferior de esa columna al eje central de la trabe del segundo piso.

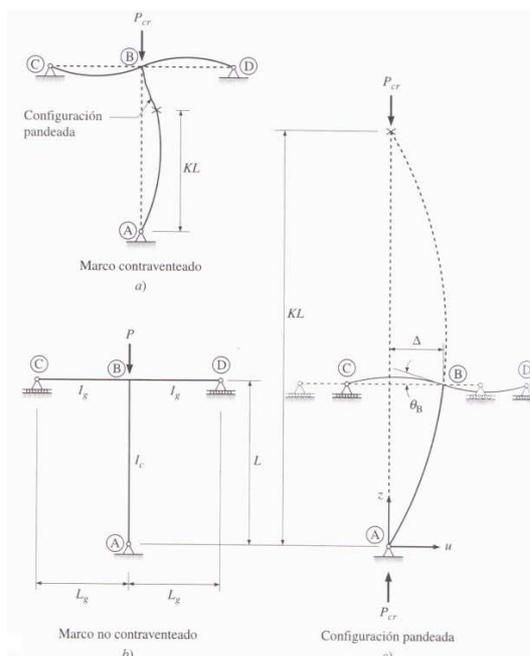
Las conexiones simples, semirrígidas y rígidas de viga a columna se usan todas en marcos. Las conexiones simples o de cortante del tipo viga a columna sólo sujetan el alma de la viga a la columna y son incapaces de proveer alguna restricción rotacional significativa (véase Figura 3.29). Se modelan como conexiones articuladas. Las conexiones rígida; de viga a columna sujetan, de manera consistente, el alma de la viga, así como sus patines a la columna y son capaces de proporcionar restricción rotacional a las columnas (véase Figura 3.29)



**Figura 3.29 Conexiones de extremos de columnas**

Cuando ocurre el pandeo en un marco contraventeado, no ocurre la traslación lateral del extremo superior de la columna con respecto a su extremo inferior, cuando ver Figura 3.35, es decir, la longitud efectiva de una columna en estos marcos no excede su longitud real  $L$  entre apoyos (pisos). Entonces los valores de  $K$  para columnas son menores o iguales a 1.

Cuando ocurre el pandeo en los marcos no contraventeados el extremo superior de una columna característica se traslada en forma lateral con respecto a su extremo inferior (ver Figura 3.30). La longitud efectiva de una columna en estos marcos siempre excede su longitud real  $L$  entre apoyos (pisos). Entonces, los valores de  $K$  para columnas son mayores a 1



**Figura 3.30 Pandeo de marcos contraventeados y no contraventeados**

### 3.4.3 INFLUENCIA DEL ARRIOSTRAMIENTO INTERMEDIO.

Para reducir las longitudes efectivas de las columnas y de esta manera incrementar su capacidad de carga, con frecuencia se arriostran las columnas en uno o más puntos a lo largo de su longitud. A continuación se describen los dos casos principales.

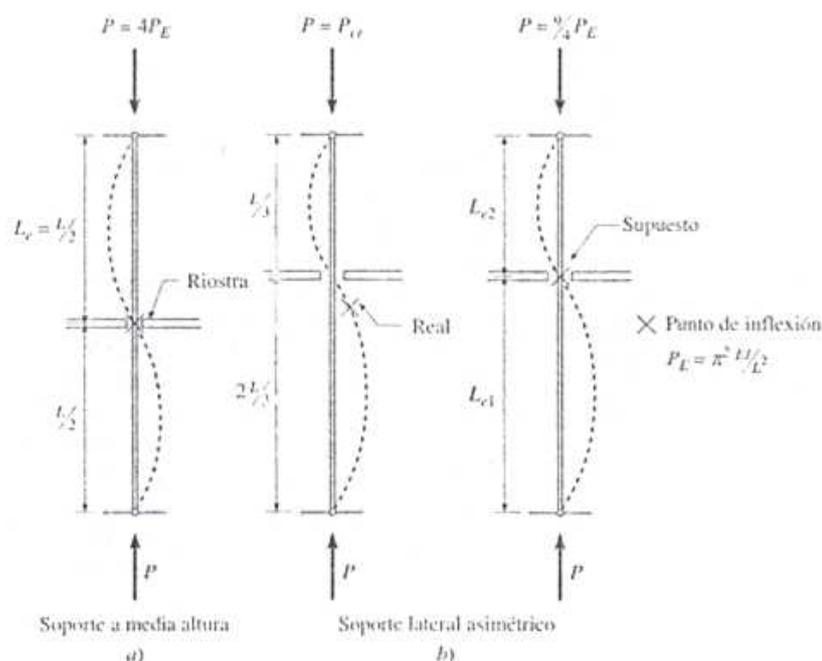


Figura 3.31 Influencia del arriostramiento intermedio

- Como se observa en la Figura 3.35a, si se provee soporte lateral a mediana altura a una columna, la longitud efectiva de la columna se divide en dos de aquí que se produce un incremento en su carga crítica elástica por un factor de 4.
- Si en lugar de eso se colocara la riostra a dos tercios de la longitud de abajo hacia arriba (ver Figura 3.35b), resultarían dos segmentos de longitudes sin soporte  $1/3 L$  y  $2/3 L$ . El segmento más esbelto de  $2/3 L$  de longitud tiende a pandearse antes que el segmento más corto. Por lo tanto, la longitud efectiva de la columna es de  $2/3 L$  y la carga crítica de la columna será de  $9/4 L$  veces la carga crítica de la columna sin arriostrar.

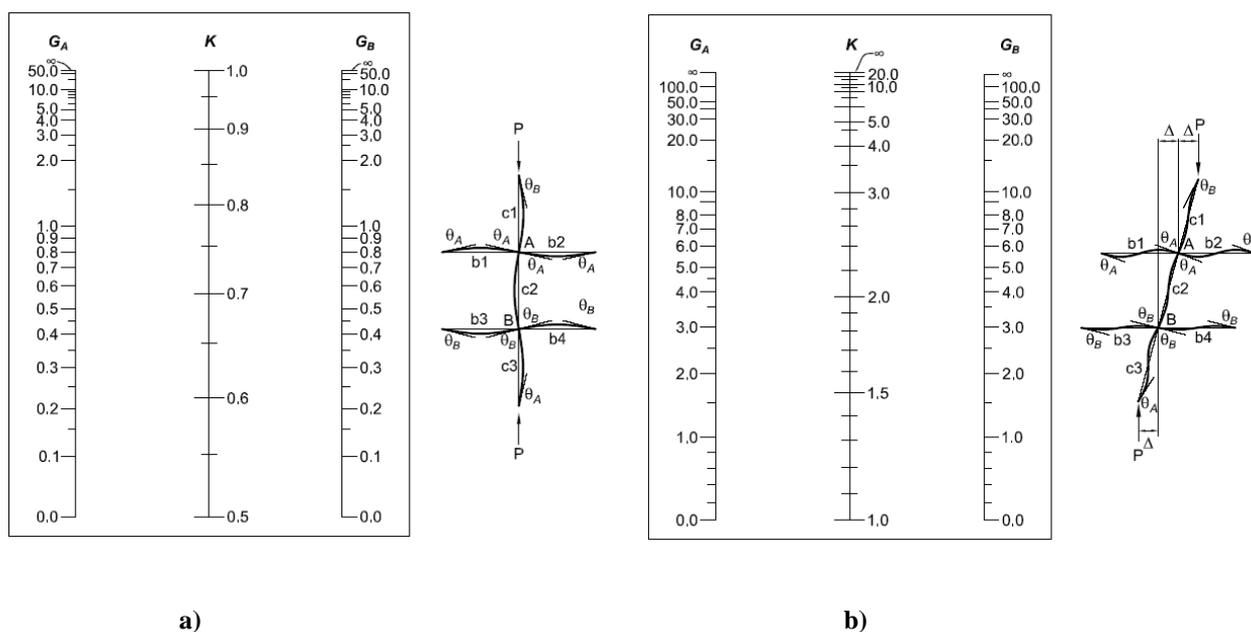
Por lo tanto, se puede concluir que el uso de más vigas reduce tanto el claro del tablero del muro como la longitud efectiva de las columnas en el

muro. Sin embargo, agregar columna incrementa los costos de fabricación y de mano de obra debido al incremento en el número de conexiones y el número de piezas a manejar.

### 3.4.4 LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS EN MARCOS Y NOMOGRAMAS.

El concepto del factor de longitud efectiva permite al diseñador encontrar una columna articulada arriostrada equivalente de longitud  $KL$  que tenga la misma carga de pandeo que la columna real de longitud  $L$ , es decir, que forma parte de un marco con condiciones de extremo y soporte lateral dados.

Para determinar el factor de longitud efectiva  $K$  se utilizan los nomogramas mostrados en la Figura 3.35 a y b para marcos arriostrados y no arriostrados respectivamente (figura C-C2.3 y C-C2.4 del AISC)



a) b) **Figura 3.32 Nomogramas para factores de longitud efectiva**

En el desarrollo de los nomogramas se considera un sub ensamble que consta de la columna en cuestión y de sólo las trabes y columnas que conectan, de manera directa en esa columna. Los nomogramas se basan en suposiciones de condiciones ideales que rara vez se satisfacen en su totalidad en estructuras reales. Estas suposiciones son las siguientes:

1. La estructura consta de marcos rectangulares regulares.
2. Todos los miembros tienen sección transversal constante.
3. Todas las conexiones trabe a columna son conexiones rígidas
4. El parámetro de rigidez  $\alpha L (= \pi \sqrt{P/P_E})$  es el mismo para todas las columnas.
5. Todas las columnas alcanzan sus cargas de pandeo de forma simultánea.
6. En una unión, el momento restrictivo provisto por las traveses se distribuye en la columna arriba y debajo de la unión considerada, en proporción a las relaciones  $I/L$  de las dos columnas.
7. No existe fuerza de compresión axial significativa en las traveses.
8. El comportamiento del material es lineal y elástico.
9. Para marcos arriostrados, al inicio del pandeo, la rotación en los extremos opuestos de las traveses es igual en magnitud y en sentido contrario, y se produce curvatura simple simétrica por flexión. Observe que la rigidez rotacional de dicha trabe es  $(2EI/L)_g$ .

Para utilizar los nomogramas se debe calcular el factor de rigidez relativa, también conocido como factor  $G$ , que es igual al cociente entre la sumatoria de las rigideces rotacionales de los miembros desestabilizadores (columnas) en una unión y la sumatoria de las rigideces rotacionales de los miembros estabilizadores en esa misma unión (vigas).

$$G = \frac{\sum_c (E_c I_c) / L_c}{\sum_g (E_g I_g) / L_g} \quad (3.24)$$

En este caso  $E_c$ ,  $I_c$ ,  $L_c$ , representan el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la longitud de una columna y  $E_g$ ,  $I_g$ ,  $L_g$ , representan esas mismas cantidades para una viga,  $\sum_c$  y  $\sum_g$  es la sumatoria de todas las columnas y  $\sum_c$  la de todas las traveses conectadas rigidamente a la unión considerada y que están en el plano que ocurre el pandeo de la columna en estudio.

En una estructura de acero por lo general las columnas y las vigas tienen el mismo módulo de elasticidad por lo que la ecuación 3.24 puede expresarse como:

$$\mathbf{G} = \frac{\sum c \frac{I_c}{L_c}}{\sum g \frac{I_g}{L_g}} \quad (3.25)$$

Cuando se han calculado  $G_A$  y  $G_B$  para una columna en particular, se introduce al nomograma apropiado con estos dos parámetros y se traza una línea recta entre los dos puntos que representan a  $G_A$  y  $G_B$  las escalas exteriores. Entonces se lee el valor de  $K$  en la escala central, en el punto en el que ésta cruza la línea trazada.

- Si el extremo inferior de la columna se articula a una zapata o losa de cimentación el AISC recomienda un valor  $G$  de 10.
- En cambio si el extremo de la columna se sujeta en forma rígida a una zapata o losa de alimentación el AISC recomienda un valor de  $G$  de 1, porque no se puede lograr un empotramiento perfecto.
- Si los extremos de la viga están articulados o sujetos, se debe introducir un factor modificador  $\alpha$  de la rigidez de la siguiente manera:

$$\mathbf{G} = \frac{\sum c \frac{I_c}{L_c}}{\sum g^\alpha \frac{I_g}{L_g}} \quad (3.26)$$

Para todos los marcos:

- Si ambos extremos de una viga están rígidamente conectados a una columna, el modificador  $\alpha_g$  para tal columna es igual a 1.
- Si el extremo cercano de una columna está articulado la viga no puede proporcionar ninguna restricción al extremo de la columna en cuestión. Entonces, el modificador  $\alpha_g$  para esa trabe es igual a 0.

Para marcos arriostrados:

- Si el extremo de una viga más alejado de la unión considerada está articulada el factor  $\alpha$  es igual a 3/2 o 1.5.

- Si el extremo lejano de una viga está articulado el factor  $\alpha$  para esa viga es 2.0

Para marcos no arriostrados

- Si el extremo más lejano de una viga está articulado el factor  $\alpha$  para esa viga es  $3/6$  ó 0.5
- Si el extremo alejado de una columna está empotrado el factor  $\alpha$  es igual a  $4/6$  ó 0.67.

### 3.4.5 PANDEO ALREDEDOR DEL EJE “X” Y DEL EJE “Y” DE UNA COLUMNA.

Con mucha frecuencia, una columna tiene diferentes condiciones de apoyo con respecto a sus dos ejes principales. Por ejemplo, puede estar articulada en el extremo con respecto a un eje y empotrada con respecto al otro. En estas situaciones, lo ideal es que la sección de la columna esté orientada de manera que el contraventeo descansa en el plano perpendicular al eje débil. En otros casos, una columna podría ser parte de una estructura contraventeada en una dirección, y al mismo tiempo formar parte de un marco sin contraventeo en la otra dirección (perpendicular).

Observe que, para pandeo por flexión alrededor del eje x, las deformaciones por pandeo residen en el plano yy y viceversa. De ahí que, evaluamos dos longitudes efectivas,  $K_x L_x$ , y  $K_y L_y$ , y se llega a dos diferentes cargas de pandeo elástico: una para el pandeo alrededor del eje x y otra para el pandeo alrededor del eje y. La carga de pandeo elástico que controla toda la columna es la menor de las dos. Los resultados se pueden definir como:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (3.27) \quad y$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (3.28)$$

Donde:  $P_e = \min[P_{ex}, P_{ey}]$

O en términos de esfuerzos.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \quad (3.29) \quad ; \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \quad (3.30)$$

Donde:  $F_e = \min[F_{ex}, F_{ey}]$

Donde:

$P_e$  = carga de pandeo elástico por flexión de la columna

$P_x$  = carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje x de la columna

$P_{ey}$  = carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje y de la columna

$E$  = módulo de elasticidad del material de la columna

$I_x$  = momento de inercia de la sección de la columna alrededor de su eje x

$I_y$  = momento de inercia de la sección la columna alrededor de su eje y

$L_x$  = longitud sin soporte de pandeo de la columna alrededor de su eje x

$L_y$  = longitud sin soporte de pandeo de la columna alrededor de su eje y.

$K_x L_x$  = longitud efectiva de pandeo de la columna alrededor de su eje x

$K_y L_y$  = longitud efectiva de pandeo de la columna alrededor de su eje y

$F_{ex}$  = esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje x

$F_{ey}$  = esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje y.

$r_x$  = radio de giro de la sección transversal de la columna alrededor de su eje x

$r_y$  = radio de giro de la sección transversal de la columna alrededor de su eje y

$F_e$  = esfuerzo de pandeo elástico por flexión de la columna

$A$  = área de la sección transversal de la columna.

### 3.4.6 RESISTENCIA DE DISEÑO DE COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE.

#### 3.4.6.1 Resistencia de diseño para pandeo por flexión de columnas cargadas axialmente.

Las ecuaciones que controlan la resistencia de diseño para pandeo por flexión de las columnas de acero cargadas axialmente se encuentran en el capítulo E de las especificaciones AISC 2005. La relación entre la resistencia de diseño y las cargas factorizadas ahora toma la forma:

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_{req} = P_u \quad (3.31)$$

Donde:

$P_n$  = resistencia nominal en compresión axial de la columna, kips

$\phi_c$  = factor de resistencia para compresión = 0.90

$P_u$  = carga axial en la columna bajo cargas factorizadas, kips

$P_d$  = resistencia de diseño en compresión axial de la columna, kips

$P_{req}$  = resistencia requerida en compresión axial de la columna, kips

La resistencia nominal en compresión  $P$ , de perfiles laminados está dada por (ecuación E3-1 del AISC 2005):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.32) \quad \text{Ecuación E3-1 AISC 2005}$$

Donde:

$A_g$  = área total de la sección transversa de la columna, pulg<sup>2</sup>

$F_{cr}$  = esfuerzo crítico del miembro, ksi

La fuerza por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , está determinada como sigue:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad (F_e \geq 0.44F_y) \quad (3.33) \quad \text{Ecuación E3-2 AISC 2005}$$

$$\text{Entonces: } F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad (3.34)$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad (F_e < 0.44F_y) \quad (3.35) \quad \text{Ecuación E3-3 AISC 2005}$$

$$\text{Entonces: } F_{cr} = 0.887F_e \quad (3.36)$$

Donde:

$F_e$  = fuerza crítica de pandeo elástico ksi, ( $MP_a$ ) y está dada por la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.37) \quad \text{Ecuación E3-4 AISC 2005}$$

Donde:

$K$  = factor de longitud efectiva

$L$  = longitud sin soporte lateral del miembro, pulg, (cm)

$r$  = radio de giro alrededor del eje de pandeo que controla, pulg, (cm)

$F_v$  = esfuerzo de fluencia del material de la columna, ksi, (MP<sub>a</sub>)

$E$  = módulo de elasticidad del material, ksi, (MP<sub>a</sub>)

### 3.4.6.2 Tablas de diseño para columnas cargadas axialmente

La tabla 4-22 de valores numéricos de la especificación AISC da esfuerzos de diseño en compresión,  $\phi_c F_{cr}$ , para columnas de diversos valores de  $KL/r$  para diferentes grados de acero y son aplicables a todas formas de sección transversal. En la sección B7 del AISC se recomienda un valor máximo de 200 para la relación de esbeltez efectiva  $KL/r$ , para miembros en los que el diseño se basa en la compresión. Los miembros cuyo diseño se establece por la carga de tensión, pero que también deben considerar la compresión bajo otras condiciones de carga, no están sujetos al límite de esbeltez de 200.

Las tablas 4-1 a la 4-20 dan resistencias de diseño en compresión axial,  $\Phi_c P_n$ , para columnas de varios perfiles. Las cargas tabuladas se calculan de acuerdo a la sección E2 del AISC, para miembros cargados axialmente que tienen longitud sin soporte  $Kl$  indicada a la izquierda de cada tabla, en pies, todas las resistencias de diseño se tabulan en kips. Las líneas gruesas horizontales dentro de las tablas e cargas en columnas indican  $KL/r = 200$ , la máxima relación de esbeltez recomendada para columnas.

### 3.4.6.3 Longitud efectiva equivalente $(K_x L_x)_y$

Se define como la longitud efectiva con respecto al eje menor ( $y$ ) equivalente en capacidad de carga a la longitud efectiva para pandeo alrededor del eje mayor ( $x$ ). Entonces:

$$\frac{(K_x L_x)_y}{r_y} = \frac{K_x L_x}{r_x} \quad (3.38) \quad \text{ó} \quad (K_x L_x)_y = \frac{K_x L_x}{(r_x/r_y)} \quad (3.39)$$

Donde:

$K_x L_x$  = longitud efectiva del eje mayor (pies)

$(K_x L_x)_y$  = longitud efectiva con respecto al eje menor, equivalente en capacidad de carga a la longitud efectiva real alrededor del eje mayor (pies).

Entonces, para obtener la longitud efectiva equivalente,  $(K_x L_x)_y$ , divide la longitud efectiva dada para el eje mayor  $K_x L_x$ , entre la relación  $(r_x/r_y)$  de la sección. Entonces la resistencia de diseño  $P_{dx}$  al entrar de nuevo a la tabla de cargas en columnas con la longitud efectiva  $KL = (K_x L_x)_y$ . La menor de las dos resistencias obtenidas, es decir,  $P_{dy}$  o  $P_{dx}$ , será la resistencia de diseño para la columna dada.

### 3.4.7 PANDEO LOCAL DE ELEMENTOS PLACA RECTANGULARES.

Una placa rectangular es un elemento estructural plano que se caracteriza por tener sus dimensiones de longitud y de ancho mucho mayores que su espesor. Se apoya en todos sus cuatro (y a veces en tres) extremos y se puede restringir a la flexión (rotacionalmente) a lo largo de alguno o de todos sus bordes. En la Figura 3.33 se muestra la geometría y las cargas en los bodes utilizados para las placas planas.

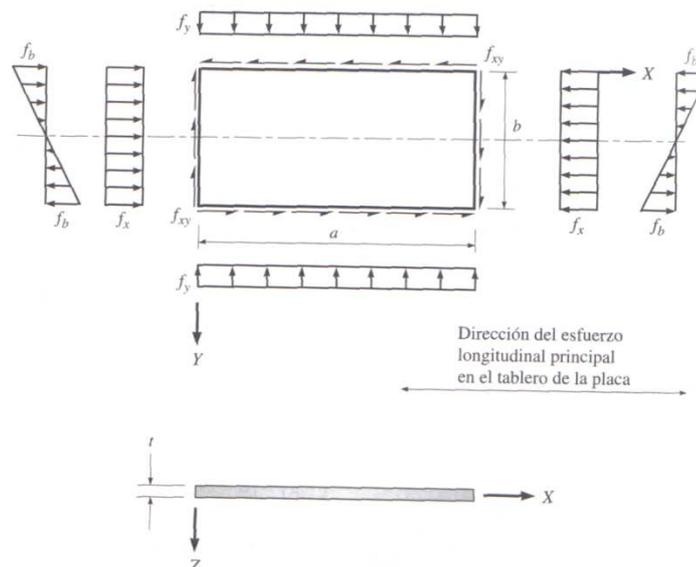


Figura 3.33 Placa rectangular sujeta a carga general

### 3.4.7.1 Comportamiento de una placa comprimida.

Al considerar que el material es elástico, el pandeo se ve restringido por el ensanchamiento del material de la placa en la dirección transversal. La placa puede entonces continuar y soportar cargas en aumento en su forma flexionada y se dice que tiene un comportamiento *post-crítico* o *posterior al pandeo* estable después del pandeo. Después del punto de pandeo, el esfuerzo ya no es uniformemente distribuido a lo largo del ancho de la placa.

### 3.4.7.2 Relación ancho-grueso límite, $\lambda_t$ , elementos placa en compresión.

El esfuerzo crítico para una placa rectangular de ancho  $b$  y longitud  $a$  ( $a > b$ ) simplemente apoyada en los cuatro bordes y comprimida uniformemente en la dirección longitudinal, está dado por:<sup>10</sup>

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E k_c}{12(1-\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.40)$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad.

$\mu$  = relación de Poisson (0.3 para acero)

$t$  = espesor de la placa.

$B$  = ancho del extremo cargado de la placa.

$f_{cr}$  = esfuerzo crítico

La relación  $a/b$  se denomina relación de aspecto de la placa, al término  $k_c$  se le conoce como *coeficiente de pandeo de la placa*. Y este depende de la relación de aspecto de la placa.

De forma general, todos los perfiles laminados con excepción de los redondos HSS, están compuestos de elementos conectados que, para los propósitos de análisis y diseño, se pueden tratar como placas rectangulares planas y largas. Cuando un elemento placa de ese tipo se sujeta a compresión directa a lo largo de los bordes cortos, la placa puede pandearse localmente antes que todo el

---

<sup>10</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 422

miembro se vuelva inestable, o antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia, y se caracteriza por la deflexión de la placa fuera del plano y la consecuente distorsión de la sección transversal del miembro en compresión (ver Figura 3.34)

Las columnas de elementos placas pueden clasificarse en:

- Elementos atiesados que son elementos placa soportado a l largo de ambos bordes paralelos a la carga.
- Elementos no atiesados que son elementos placa con un extremo libre paralelo a la dirección de la carga.

De la ecuación 3.40, el esfuerzo de compresión al cual cualquier elemento placa rectangular de un miembro se pandea localmente es inversamente proporcional a  $(b/t)^2$ . La relación ancho-grueso  $(b/t)$  de un elemento placa es una medida de la esbeltez de la placa y se denota por  $\lambda$ . El valor  $\lambda = \lambda_0$  para el cual el esfuerzo teórico de pandeo d la placa iguala al esfuerzo de fluencia del material.

$$\lambda\lambda_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 Ek_c}{12(1-\mu^2)F_y}} = \mathbf{0.951} \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad (3.41)$$

Para evitar la falla prematura de miembros en compresión debido al pandeo local, debe seleccionarse una sección transversal tal, que la resistencia al pandeo local ofrecida por los elementos placa individuales, se la misma (o mayor) que la resistencia al pandeo primario proporcionada por el miembro completo. Para evitar la falla prematura de los miembros en compresión debido al pandeo local, el AISC limita los valore de  $b/t$  de elementos placa individuales a 0.7 del valor teórico de  $\lambda_0$ . Es decir:

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \lambda \leq \left(\lambda_r = 0,7\lambda_0 \cdot 0,666 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}\right) \quad (3.42)$$

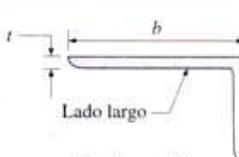
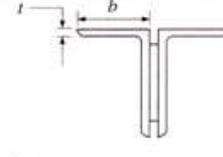
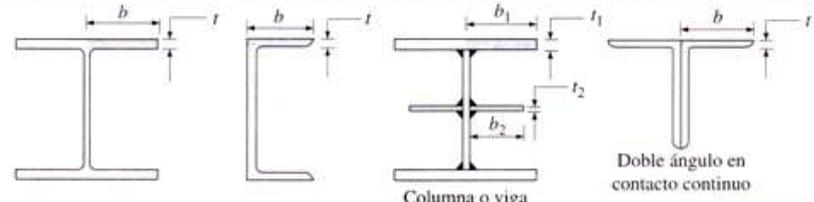
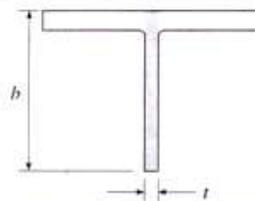
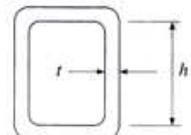
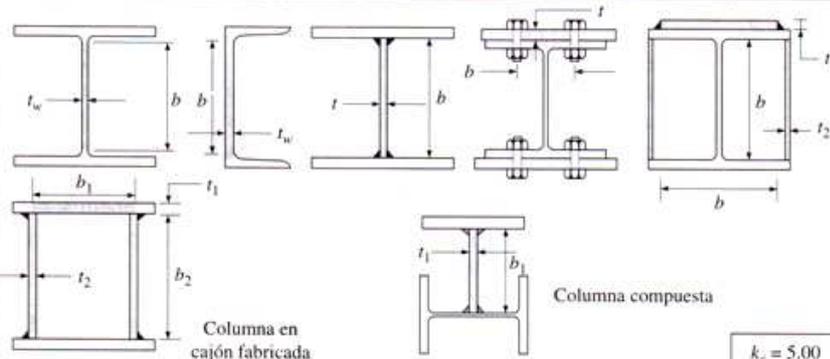
Descripción de los elementos		$\lambda_c$
No atiesados:	 Ángulo sencillo	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	 Ángulo doble con separador	$k_c = 0.425$
	 Columna o viga fabricada	$0.56\sqrt{E/F_y}$
		$k_c = 0.700$
	 Te laminada	$0.75\sqrt{E/F_y}$
		$k_c = 1.28$
Atiesados:	 Columna en cajón fabricada	$1.40\sqrt{E/F_y}$
		$k_c = 4.41$
	 Columna compuesta	$1.49\sqrt{E/F_y}$
		$k_c = 5.00$

Figura 3.34 Relaciones límite ancho-groeso para elementos de miembros bajo carga axial.

Para elementos no atiesados (ver Figura 3.34)

- Ángulo simple:  $k_c = 0.425$
- Medio patín:  $k_c = 0.70$
- Alma de una te:  $k_c = 1.28$

Para elementos atiesados (ver Figura 3.34)

- Alma de u perfil I o C:  $k_c = 5.0$
- Lado de un tubular:  $k_c = 4.41$

### 3.5 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

#### 3.5.1 DISEÑO LRFD DE VIGAS I

El comportamiento y diseño de vigas sujetas a flexión en un eje, sin torsión ni fuerzas axiales, se tratan en el capítulo F de las especificaciones LRFD 2005. Como se estableció en la sección 1.12.1, el método de diseño LRFD establece que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida del elemento a corte ó a flexión respectivamente

$$V_d \geq V_{req} \quad y \quad M_d \geq M_{req} \quad (3.43)$$

Y a la vez la resistencia de diseño es igual al producto de un factor de resistencia ( $\phi$ ) por la resistencia nominal ( $V_n$  ó  $M_n$ ).

$$V_d = \phi_c \cdot V_n \quad y \quad M_d = \phi_b \cdot M_n \quad (3.44)$$

El factor de resistencia  $\Phi_b$  para todos los estados límites a flexión es = 0,9

La resistencia nominal  $M_n$  de una viga a flexión es el valor más bajo obtenido de acuerdo con los estados límites de flexión:

- Fluencia de la sección.
- Pandeo lateral torsional del miembro.
- Pandeo local del patín a compresión.
- Pandeo local de la placa del alma a compresión debida a flexión.

Y la resistencia  $V_n$  de la viga, será la resistencia nominal al estado límite de:

- Resistencia el corte.

Además se debe revisar el comportamiento de la viga al estado límite de servicio por:

- Deflexiones debidas a cargas de servicio.

#### 3.5.2 RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE UNA VIGA I

Para determinar la resistencia a la flexión de una viga I flexionada alrededor de su eje mayor, primero se explicaran algunos conceptos.

### 3.5.2.1 Momento de fluencia $M_y$ y momento plástico $M_p$ <sup>11</sup>

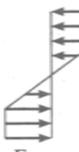
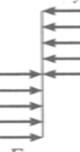
Sí la sección transversal de una viga  $I$  está sometida a un momento flexionante  $M$  que aumenta gradualmente se tiene una distribución de esfuerzos normales en su sección transversal como la mostrada en la Figura 3.35 en la que se presentan las siguientes etapas:

- Etapa I: con un momento  $M$  inicial se tiene una distribución, con un esfuerzo  $f$  menor que el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del acero.
- Etapa II: cuando el momento  $M$  aumenta hasta hacer que las fibras externas de la sección transversal alcancen el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del acero, se dice que la viga ha alcanzado el *momento de fluencia  $M_y$* .
- Etapa III: sí el momento flexionante  $M$  sigue aumentando, algunas zonas de la sección transversal de la viga alcanzan un esfuerzo constante e igual al esfuerzo de fluencia  $F_y$ , y se denominan zonas plásticas. El resto de las zonas donde el esfuerzo varía linealmente se denominan zonas elásticas.
- Etapa IV: el proceso de fluencia sucesiva de las fibras al aumentar el momento flexionante, se denomina plastificación de la sección transversal. Este proceso continuará hasta que se tenga una distribución del esfuerzo bi-rectangular (etapa IV de la Figura 3.35) en toda la sección. Al momento con el cual la sección ha alcanzado esta distribución de esfuerzos, en que toda la sección se ha plastificado, se le denomina *momento plástico  $M_p$* .

Esta distribución bi-rectangular representa la máxima resistencia a la flexión de la sección transversal porque el momento no puede aumentarse más allá del valor de  $M_p$  porque se empiezan a tener grandes deformaciones que producen la falla por flexión del elemento estructural.

---

<sup>11</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 459

Etapa	I	II	III	IV
Zonas plásticas				
Distribución de esfuerzos				

**Figura 3.35 Comportamiento de una sección a flexión**

El momento de fluencia  $M_y$  es igual al producto del módulo de sección plástico  $S$  por el esfuerzo de fluencia del material  $F_y$ . El módulo de sección plástico  $S$  es una propiedad de la forma geométrica de la sección.

$$M_y = S_x \cdot F_y \quad (3.45)$$

Así mismo el momento plástico  $M_p$  es función del módulo de sección plástico  $Z$ , y del esfuerzo de fluencia del material. Así el *módulo de sección plástico*  $Z$  representa la resistencia a la flexión de una sección transversal que ha fluido por completo. Este valor  $Z$  se encuentra tabulado en la primera parte del manual de la AISC para vigas estándar laminadas, y las formulas para calcular  $S$  y  $Z$  de algunas secciones geométricas se encuentran en la tabla 17-27 del manual AISC.

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.46)$$

Donde:

$M_p$  = momento plástico

$Z_x$  = módulo de sección plástico de la sección alrededor del eje mayor

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material

Determinados estos conceptos la resistencia nominal  $M_n$  a la fluencia de una viga de sección I doblemente simétrica flexionada alrededor de su eje mayor, determinada en la parte F2 de las especificaciones AISC, es igual a:

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.47)$$

Por lo tanto la resistencia de diseño será:

$$M_d = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot Z_x \cdot F_y \quad (3.48)$$

Donde:

$M_d$  = resistencia de diseño =  $\Phi_b \cdot M_n$

$M_p$  = momento plástico

$\Phi_b$  = factor de resistencia a flexión = 0,9

$M_n$  = resistencia nominal

$Z_x$  = módulo de sección plástico.

### 3.5.3 PANDEO LATERAL TORSIONAL

Sí una viga tiene soporte lateral adecuado, cuando esta viga es cargada en el plano de su alma, se deflexiona solo en ese plano hasta que alcance la máxima resistencia a la flexión.

Pero sí una viga larga de longitud  $L_b$  y de sección I, con su patín de compresión soportado lateralmente sólo en los extremos, se carga gradualmente; el patín superior se pandeará fuera del plano de carga y se torcerá (ver Figura 3.36)

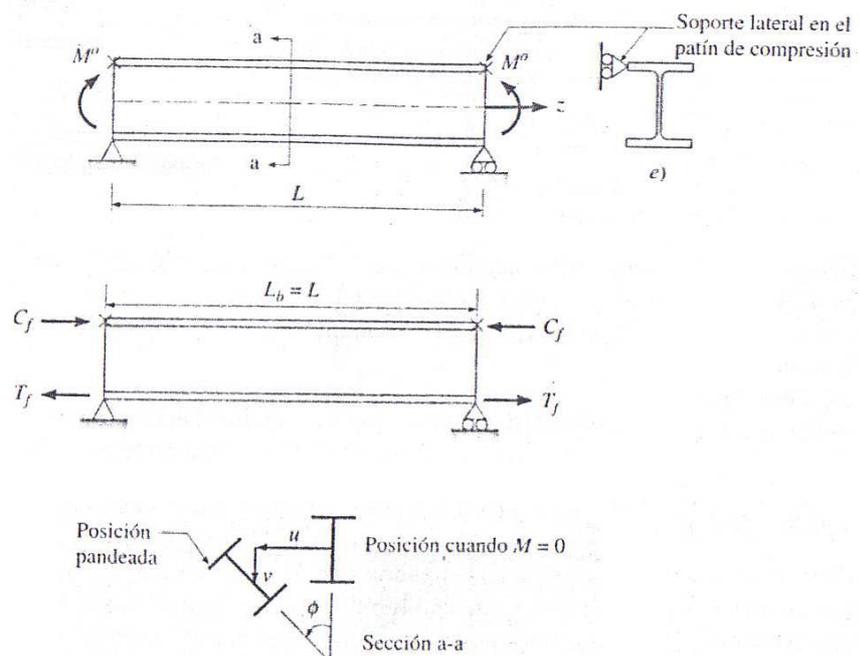


Figura 3.36 Pandeo lateral de una viga I

Esta tendencia de una viga I flexionada alrededor de su eje mayor a pandearse alrededor de su eje menor es conocida como *pandeo lateral torsional* o pandeo lateral de la viga. El pandeo lateral puede ocurrir antes que el momento en que la sección crítica alcance el momento de fluencia  $M_y$ .

En esencia hay tres rangos de comportamiento de la resistencia nominal al pandeo lateral de acuerdo a la longitud sin soporte  $L_b$ :

- Pandeo plástico, donde la longitud sin soporte lateral es lo suficientemente corta como para que el pandeo ocurra después de que se alcanza el momento plástico.
- Pandeo lateral inelástico, cuando ocurre inestabilidad o pandeo después de que han fluído algunas partes de la viga
- Pandeo lateral elástico, que rige en vigas largas cuando la viga se pandea sin haber alcanzado la fluencia.

La relación entre la resistencia nominal  $M_n$  y la longitud sin soporte  $L_b$ , se puede ver en la Figura 3.37, donde se observa unos valores límites de longitud  $L_p$  y  $L_r$  que separan los tres tipos de pandeos antes descritos.

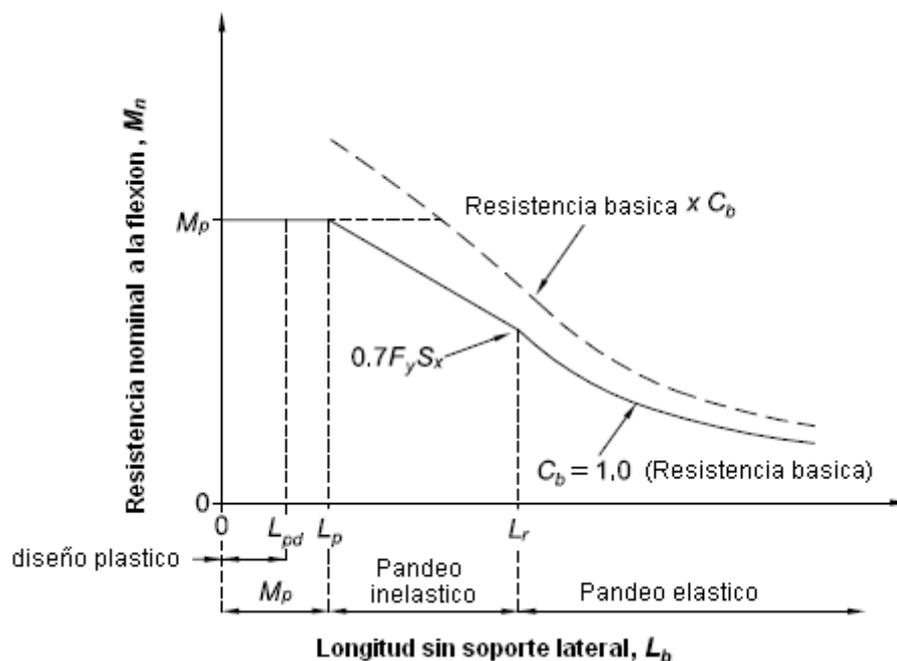


Figura 3.37 Resistencia nominal al pandeo lateral en función de  $L_b$

- La longitud límite sin soporte lateral,  $L_r$ , es la longitud no soportada de un segmento de viga bajo un momento uniforme en que comienza el régimen de pandeo lateral elástico.
- La longitud límite sin soporte,  $L_p$ , es la longitud no soportada más larga de un segmento de viga sujeto a momento uniforme para el que se desarrolla el momento plástico  $M_p$ .

Las longitudes límite  $L_p$  y  $L_r$  son determinadas a continuación:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.49) \quad (\text{Ec. F2-5 AISC 2005})$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}} \quad (3.50) \quad (\text{Ec. F2-6 AISC 2005})$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.51) \quad (\text{Ec. F2-7 AISC 2005})$$

$r_y$  = radio de giro de la sección alrededor del eje y, (mm, pulg)

$E$  = modulo de elasticidad del acero 200000 Mpa (29000 ksi)

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material (Mpa o ksi)

$r_{ts}$  = radio de giro del patín a compresión (mm, pulg)

$I_y$  = momento de inercia alrededor del eje y, ( $\text{mm}^4$ ,  $\text{pulg}^4$ )

$C_w$  = constante de alabeo, ( $\text{mm}^6$ ,  $\text{pulg}^6$ )

$S_x$  = modulo de sección elástico alrededor del eje x, ( $\text{mm}^3$ ,  $\text{pulg}^3$ )

$J$  = constante de torsión, ( $\text{mm}^4$ ,  $\text{pulg}^4$ )

$h_o$  = distancia entre los centroides de los patines = peralte de la viga ( $d$ ) – espesor de 1 patín ( $t_f$ ). (mm, o pulg).

$c$  = 1 para una viga I de doble simetría, para canales se determina con la ecuación F2-8b de la especificación.

La resistencia nominal  $M_n$  para el estado límite de pandeo lateral se determina en función de la longitud sin soporte lateral  $L_b$  como sigue:

1. Si  $L_b \leq L_p$

El estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

2. Si  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.52) \quad (\text{Ec. F2-2 AISC 2005})$$

3. Si  $L_b \geq L_r$

$$M_n = (F_{cr} \cdot S_x) \leq M_p \quad (3.53) \quad (\text{Ec. F2-3 AISC 2005})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (3.54) \quad (\text{Ec. F2-4 AISC 2005})$$

$C_b$  = factor de modificación para diagramas de momento no uniformes en la longitud  $L_b$ . Y  $C_b = 1$  para momento uniforme a lo largo de  $L_b$

$r_{ts}$  = radio de giro del patín a compresión (mm, pulg), definido anteriormente.

$h_o$  = distancia entre los centroides de los patines = peralte de la viga ( $d$ ) – espesor de 1 patín ( $t_f$ ). (mm, o pulg)

$c$  = 1 para una viga I de doble simetría, para canales se determina con la ecuación F2-8b de la especificación.

El factor de modificación de la flexión  $C_b$  es un coeficiente que se usa para aprovechar el efecto benéfico de cualquier gradiente de momento que puede ocurrir entre puntos de soporte lateral. De acuerdo con la sección F2.1 de la especificación AISC  $C_b$  puede tomarse de manera conservativa como 1 en todos los casos, además de que para vigas en voladizos, donde el extremo no tiene soporte lateral se debe utilizar un  $C_b = 1$ .

Una expresión para  $C_b$  que puede usarse en diagramas de momento de cualquier forma para secciones simétricas, es la que establece la especificación AISC 2005 en su ecuación F1-1.

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \quad (3.55) \quad (\text{Ec. F1-1 AISC 2005})$$

Donde:

- $M_{\max}$  = valor absoluto del momento máximo dentro del segmento sin soporte lateral (incluidos puntos extremos).
- $M_A$  = Valor absoluto del momento en un punto a un cuarto de la longitud del segmento sin soporte lateral.
- $M_B$  = Valor absoluto del momento en un punto a la mitad de la longitud del segmento sin soporte lateral.
- $M_C$  = Valor absoluto del momento en un punto a tres cuartas partes de la longitud del segmento sin soporte lateral.
- $R_m$  = Parámetro de sección transversal = 1 para vigas I doblemente simétricas.

Se observa que cuando el momento de flexión es uniforme e igual a  $M_{\max}$ , la relación anterior da como resultado un valor de  $C_b = 1$ .

### 3.5.4 PANDEO LOCAL DE PLACAS

Las secciones de los perfiles de vigas I están formadas por placas que son definidas como elementos de la sección y son descritos en la sección 1.3.4 del presente trabajo. Estas placas son elementos que pueden pandearse localmente y pueden causar la falla prematura de toda la sección o reducir la resistencia general.

La especificación AISC en su sección B4 clasifica a las secciones como secciones compactas, no compactas y esbeltas.

- Las secciones compactas pueden desarrollar por completo la distribución de esfuerzos plásticos.

- Las secciones no compactas pueden desarrollar el esfuerzo de fluencia en los elementos de compresión antes de que ocurra pandeo local, pero no resistirán lo suficiente para que la sección desarrolle una distribución de esfuerzo totalmente plástico.
- Las secciones esbeltas desarrollan el pandeo local elástico antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia.

La línea que separa entre los elementos a compresión compactos y no compactos es la relación  $\lambda_p$ , mientras que la línea que separa entre elementos de compresión no compactos y esbultos es la relación  $\lambda_r$ .

Una sección es compacta sí:

$$\begin{array}{ccc} \text{Patín} & & \text{Alma} \\ \lambda_f \leq \lambda_{pf} & \text{y} & \lambda_w \leq \lambda_{pw} \end{array} \quad (3.56)$$

Y una sección es esbelta sí:

$$\begin{array}{ccc} \text{Patín} & & \text{Alma} \\ \lambda_f > \lambda_{rf} & \text{ó} & \lambda_w > \lambda_{rw} \end{array} \quad (3.57)$$

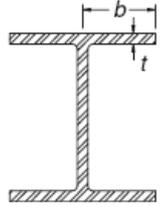
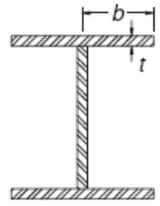
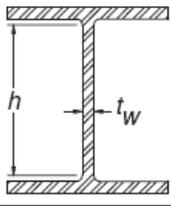
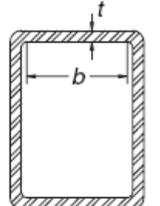
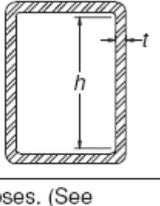
Y es una sección no compacta en todos los demás casos. Los valores de  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para patines y almas a flexión se obtienen de la tabla B4.1 de la especificación AISC, tanto para perfiles laminados como para perfiles soldados o armados. Un extracto de la tabla mencionada se muestra en la Tabla 3.11. Y los términos  $\lambda_f$  y  $\lambda_w$  son las relaciones ancho/espesor expresadas en la Tabla 3.11.

En la misma especificación se expresa que solo hay 5 secciones no compactas entre los perfiles W de acero con  $F_y = 50$  ksi, y son los W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12.

En el presente diseño se utilizaran secciones compactas laminadas, luego se aproximarán sus dimensiones a secciones métricas armadas soldadas y se re comprobará su esbeltez para miembros armados.

Por último si las secciones cumplen que son compactas, entonces la resistencia nominal no disminuye. Si se tienen patines o almas no compactas ó esbeltas se debe revisar la sección correspondiente del capítulo F de la especificación LRFD.

**TABLE B4.1**  
**Limiting Width-Thickness Ratios for**  
**Compression Elements**

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)	
1	Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2	Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_L}^{[a],[b]}$	
9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
13	Flexure in webs of rectangular HSS	$h/t$	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

[a]  $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ , but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

[b]  $F_L = 0.7F_y$  for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ ;  $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$  for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ . (See Case 2)

**Tabla 3.11 Relaciones de esbeltez para secciones I y HSS**

### 3.5.5 RESISTENCIA AL CORTE

En el caso de perfiles I flexionados alrededor de su eje mayor, se supone que sólo el alma resiste el cortante y que la intensidad de esfuerzos cortantes es uniforme en todo el peralte. El capítulo G de la especificación 2005 determina que se debe tomar el área del alma como el peralte total por el espesor del alma. Y estado límite de fluencia por cortante del alma para almas rigidizadas y no rigidizadas está dado por:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot (0,6F_y)A_w \cdot C_v \quad (3.58) \quad (\text{Ec. G2-1 AISC 2005})$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.59)$$

Donde:

$V_d$  = resistencia de diseño a corte

$\phi_v$  = factor de resistencia a corte = 1

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del material

$A_w$  = área del alma =  $d \cdot t_w$

$h$  = distancia libre entre los patines menos el filete en cada patín.

$t_w$  = espesor del alma de la viga

$C_v$  = coeficiente de corte del alma = 1 para secciones I simétricas.

Todas las secciones de los perfiles W, S y HP excepto W44x230, W40x149, W36x135, W33x118, W30x90, W24x55, W16x26 y W12x14 cumplen con el criterio de la ecuación 3.59 para  $F_y = 50$  ksi.

Para almas que no cumplen con la ecuación 3.59, o para otras secciones diferentes a la tipo I simétrica, se deben revisar las provisiones establecidas en el capítulo G de la especificación 2005 de la AISC.

### 3.5.6 DEFLEXIONES

Además de los estados límites de resistencia, una viga y en general un elemento estructural también debe cumplir con estados límites de servicio; porque aunque no falle por resistencia un elemento, sí se deflexiona demasiado puede dañar

paredes, ventanas, puertas, etc. y provocar inseguridad en los usuarios. Por lo que se debe controlar que aparte de resistir todo los estados límites de resistencia, la viga no tenga excesivas deflexiones.

En la sección L3.1 de la especificación 2005, se establece que las deformaciones de un elemento no deben imposibilitar las prestaciones de servicio del mismo pero no se establecen valores o límites de deflexión.

En la tabla 3-23 cortantes, momentos y deflexiones, de la parte 3 del manual AISC 2005, se presentan fórmulas para las deflexiones máximas para diversas vigas y condiciones de carga.

“Los estados límites de servicio se revisan bajo cargas no factorizadas. Por tanto para pisos y vigas de techo, la deflexión máxima se verifica para la combinación de carga:  $1,0 D + 1,0 (L, \text{ o } L_r)$ ”<sup>12</sup>

<b>LÍMITES DE FLECHAS SUGERIDOS</b>	
Vigas que cargan enyesados o cielos rasos quebradizos	L / 360
Miembros de techo que soportan cielo raso sin yeso	L / 240
Miembros de techo que no soportan cielo raso	L / 180
Cantilévers o voladizos	L / 180

**Tabla 3.12 Límites de deflexiones sugeridos**  
Fuente: Tabla 9.7.1 Vinnakota S.

### 3.5.7 AYUDAS DE DISEÑO

El manual de diseño de la AISC tiene muchas tablas que ayudan a la óptima selección de perfiles para el diseño de vigas. Así se tiene por ejemplo las tabla 1-1 que presenta varias propiedades de diseño y geométricas de los perfiles, la tabla 3-2 selección de perfiles W por Zx, la tabla 3-3 selección de perfiles W por Ix, la tabla 3-4 selección de perfiles W por Zy, la tabla 3-5 selección de perfiles W por Iy, estas tablas proporcionan parámetros de diseño para vigas con  $F_y = 50$  ksi como  $\Phi M_{px}$ ,  $\Phi V_n$ ,  $L_p$ ,  $L_r$ , etc. que ayudan mucho en la selección del perfil W más adecuado.

---

<sup>12</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRF”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 459

Pero las vigas que no tienen un soporte lateral adecuado, o su  $L_b$  es mayor a la  $L_p$  de la viga, no se debe diseñar con estas tablas. Para esto la tabla 3-10 grafica el momento de diseño  $\Phi M_n$  contra  $L_b$ , y proporciona una solución sencilla para vigas que no tienen soporte lateral completo para vigas con  $F_y = 50\text{ksi}$  y  $36\text{ksi}$ .

Estas graficas son similares a la Figura 3.37 Resistencia nominal al pandeo lateral en función de  $L_b$ . La gráfica para un perfil tiene una línea continua que representa que es la sección más económica por peso en ese rango, y una parte con línea discontinua que representa que puede ser solución pero que existen vigas más ligeras que satisfacen las condiciones de carga.

Para usar la tabla 3-10, se sabe que si una viga tiene soporte lateral incompleto, es decir  $L_b > L_p$ , entonces su resistencia nominal  $M_n$  es igual a:

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \cdot M_n' \geq M_u \\ M_n' &\geq \frac{M_u}{C_b} = M_{ueq} \end{aligned} \quad (3.60)$$

Donde:

$M_n'$  = Resistencia nominal reducida, por el pandeo lateral.

$M_{ueq}$  = momento uniforme equivalente factorizado requerido para el segmento considerado

Y que a su vez el producto  $C_b \cdot M_n'$  debe ser mayor a la resistencia requerida  $M_u$ , por esta razón se puede calcular primero  $C_b$  con la ecuación 3.55, y obtener el valor de  $M_{ueq}$  y con estas coordenadas  $M_{ueq}$  y  $L_b$ , se puede seleccionar una sección preliminar que este arriba y a la derecha del punto de intersección de estas coordenadas, y luego comprobar los estados límites correspondientes con la ayuda de las otras tablas antes mencionadas.

### 3.5.8 FLEXIÓN EN PERFILES HSS Y SECCIONES TIPO CAJÓN

La especificación en su parte F7 trata la flexión en secciones HSS y secciones tipo cajón, y establece que la resistencia nominal de estas secciones es la menor de los siguientes estados límites:

### 3.5.8.1 Fluencia de la sección

Igual que para secciones I:

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y \quad (3.61)$$

Donde:

$M_n$  = resistencia nominal

$Z$  = módulo de sección plástico del eje de flexión.

### 3.5.8.2 Pandeo local de patines

1. Para secciones compactas, este estado limite no aplica

2. Para secciones con patines no compactas:

$$M_n = \text{el mínimo entre } \left\{ M_p - (M_p - F_y S) \left( 3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4,0 \right) \right\} \text{ y } M_p \quad (3.62)$$

3. Para secciones con patines esbeltos:

$$M_n = F_y S_{\text{eff}} \quad (3.63)$$

Donde:

$S_{\text{eff}}$  = el módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del patín  $b_e$  a compresión tomado como:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0,38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (3.64)$$

### 3.5.8.3 Pandeo local del alma

1. Para secciones compactas, este estado limite no aplica

2. Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = \text{el mínimo entre } \left\{ M_p - (M_p - F_y S_x) \left( 0,305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0,738 \right) \right\} \text{ y } M_p \quad (3.65)$$

Donde:

$b / t$  = relación ancho espesor del patín HSS (ver Tabla 3.11).

$h / t_w$  = relación ancho espesor del alma (ver Tabla 3.11).

#### 3.5.8.4 Resistencia al corte

La Resistencia nominal al corte  $V_n$ , de una sección HSS rectangular y de sección tipo cajón debe ser determinada usando las disposiciones la ecuación 3.58 con  $A_w = 2ht$

Donde  $h$  para el ancho resistente a la fuerza cortante debe ser tomado como la distancia libre entre los patines menos el radio interno de la esquina. Y  $t_w = t$ , y  $K_v = 5$ . Si el radio de la esquina no es conocido,  $h$  debe ser tomado como la correspondiente dimensión externa menos 3 veces el espesor.

### 3.6 DISEÑO DE PLACAS BASE<sup>13</sup>

Para el diseño de las placas base se debe hacer una adecuada disposición para transferir las cargas y momentos de la columna a las bases y fundiciones de concreto.

Debido a la ausencia de códigos y normas, la resistencia de diseño del punto de apoyo,  $\Phi_c P_p$ , para el estado límite de aplastamiento del hormigón se puede tomar como:  $\Phi_c = 0.6$  (LRFD)

La resistencia nominal de apoyo,  $P_p$ , está determinada por:

- Si la placa está apoyada sobre toda el área de hormigón:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (3.66)$$

- Si la placa no está soportada en toda el área del hormigón:

---

<sup>13</sup> ANSI / AISC, 2005, "ANSI / AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos, Sección J8; pp 115

$$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.67)$$

Donde:

$$\frac{A_2}{A_1} \leq 4$$

$A_1$  = área de apoyo concéntrico del acero sobre un soporte de concreto,  $\text{plg}^2$ , ( $\text{mm}^2$ )

$A_2$  = máxima área de la porción de la superficie soportada, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga,  $\text{plg}^2$ , ( $\text{mm}^2$ )

### 3.7 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje son necesarios para todas las placas base, estos son usados para un anclaje seguro de las mismas y para impedir que la columna y la estructura se voltee durante la construcción. También son usados cuando la placa está sujeta a grandes momentos de diseño o levantamiento. Los pernos de anclaje que son montados antes de colocar el concreto son los que más se utilizan y los mismos que se van a analizar en esta sección.

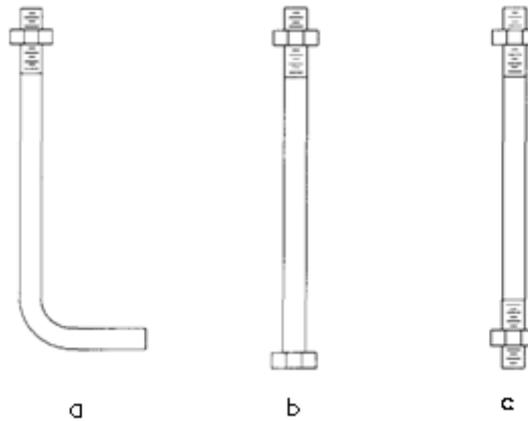
En la Figura 3.38 se pueden observar las diferentes formas de pernos de anclaje, estos son hechos generalmente de cualquier perno o vara. El perno de anclaje mostrado en la Figura 3.38 (a) es el más usado cuando se tiene únicamente columnas cargadas axialmente, donde el fijar la base no es necesario excepto en la erección.

Un anclaje más positivo se forma cuando se utilizan los pernos o las barras como se observa en la Figura 3.38 (b) y (c). Para fijar la placa es solo necesario la cabeza del mismo perno o una simple tuerca<sup>14</sup>. El problema de este anclaje es que se forma un mecanismo de tracción de un cono de concreto que irradia al exterior de la cabeza del perno o de la tuerca, el uso de una placa sólo extiende el

---

<sup>14</sup> John T. DeWolf, 1990, "AISC design guide 01, Column Base Plates", Estados Unidos

cono de tracción y no contribuye al anclaje potencial. De hecho la distancia del borde puede disminuir dando lugar a una falla prematura.



**Figura 3.38 Pernos de anclaje**

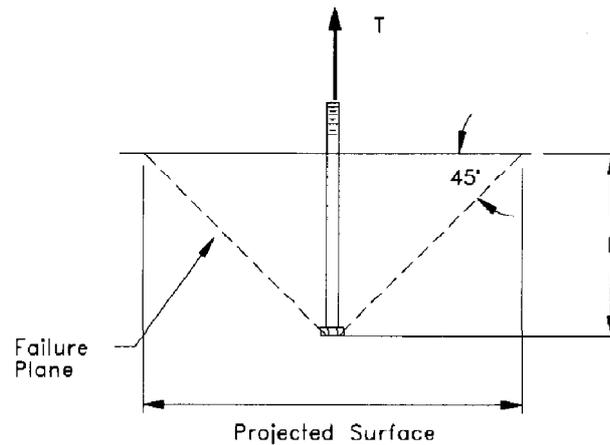
En la Tabla 3.13 se muestran las longitudes mínimas de empotramiento de los pernos y la mínima distancia de borde.

**Tabla 3.13 Longitud mínima de los pernos y distancia de borde**

Donde  $d$  es el diámetro nominal del perno o de la barra.

### 3.7.1 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS CON TUERCA.

Los pernos de anclaje, desarrollados para resistir cargas de tracción y para resistir momentos de diseño o levantamiento son normalmente pernos o varillas roscadas, que utilizan una tuerca para el anclaje. La falla ocurre cuando el perno o la barra roscada fallan o cuando un cono de concreto en torno a la saeta del perno se separa de la fundición (ver Figura 3.39). El cono irradia en un ángulo supuesto de  $45^\circ$  y la falla por tracción ocurre a lo largo de la superficie del cono a un promedio de  $4\sqrt{f'_c}$ .



**Figura 3.39 Cono de falla por anclaje**

Para el diseño de los pernos o las barras de anclaje se sigue el siguiente procedimiento.

Se determina el área bruta  $A_g$  basada en la fractura por tracción

$$A_g = \frac{T_u}{0.75\phi_t F_u} \quad (3.68)$$

Donde:

$T_u$  = fuerza de tracción requerida del perno

$\Phi$  = factor de resistencia por tracción

$F_u$  = resistencia a la fuerza de tracción mínima

Luego se encuentra la superficie requerida  $A_{psf}$

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4\phi_t \sqrt{f'_c}} \quad (3.69)$$

El factor de resistencia  $\phi_t$  igual a 0.75, con  $f'_c$  en libras, y  $A_{psf}$  en  $\text{plg}^2$ .

Finalmente se determina la longitud del borde de la placa al eje longitudinal del perno ( $L$ ). Para la longitud mínima de empotramiento prevalece el uso de la Tabla 3.18, en caso de que las distancias estén por debajo de este límite.

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}} \quad (3.70)$$

## 3.8 MEMORIAS DE CÁLCULO

### 3.8.1 MIEMBROS EN TENSIÓN

#### 3.8.1.1 Arriostramientos piso 3 elevación b elemento d8 (sección I8x8x5/8)

Las propiedades que se utilizan para el diseño son:

Material: Acero ASTM A588

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 3515.35 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_u = 70 \text{ ksi} = 4921.49 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se diseñan los ángulos más críticas por su relación  $\left( \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right) \leq 1$

Las resistencias requeridas y las propiedades geométricas del arriostramiento son:

$$P_u = 215.109 \text{ Kip} = 97571.73 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{uxx} = 10.7 \text{ kip} = 12327.572 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{uyy} = 4.874 \text{ kip} = 5615.582 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_g = 9.61 \text{ in}^2 = 62 \text{ cm}^2$$

$$r_z = 1.58 \text{ in} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = \bar{x} = 2.21 \text{ in} = 5.61 \text{ cm}$$

Los cálculos se realizarán en unidades inglesas y al final se transformarán a Kg/cm para evitar la acumulación de errores.

Cálculo de la resistencia nominal por fluencia en la sección total del cuerpo del miembro.

$$P_n = F_y \times A_g \quad (3.12)$$

$$P_n = 50 \text{ ksi} \times 9.61 \text{ in}^2$$

$$P_n = 480.5 \text{ kips} = 218409.1 \text{ Kg}$$

Cálculo de la resistencia de diseño por fluencia en la sección total del cuerpo del miembro.

$$P_d = \phi P_n \quad (3.14)$$

$$P_d = 0.9(480.5 \text{ kip})$$

$$P_d = 432.45 \text{ kips} = 196568.18 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia nominal por fractura en la sección neta dentro de una parte conectada del miembro

$$P_n = F_u A_e \quad (3.13)$$

$$A_e = A_n U$$

$$A_n = A_g$$

Cálculo del coeficiente de reducción U para miembros soldados.

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L_{con}} \quad (\text{Tabla D3.1 AISC 2005})$$

Cálculo del tamaño mínimo y máximo de la soldadura respectivamente

$$w_{\min} = 3/16 \text{ in} = 0.48 \text{ cm} \quad (\text{Tabla J2.4 del AISC})$$

$$w_{\max} = 5/8 \text{ in} - 1/16 \text{ in} = 9/16 \text{ in} = 14,3 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm} \quad (\text{Sección J2.2b del AISC})$$

Cálculo de la longitud requerida

$$L_{req} = \frac{P_u}{w_d}$$

Cálculo de la capacidad de cortante por pulgada de longitud

$$w_d = \phi(0.6F_{uw})(0.707w)(1)$$

$$w_d = 0.75(0.6)(70)(0.707)(9/16)(1) [\text{kip/in}]$$

$$w_d = 17.172 \text{ kip/in} = 2241.77 \text{ kg/cm}$$

$$L_{req} = \frac{215.109 \text{ kip}}{12.527 \text{ kip/in}}$$

$$L_{req} = 17.172 \text{ in} = 43.62 \text{ cm}$$

Cálculo de las longitudes de las soldaduras longitudinales  $L_1$  y  $L_2$  para una conexión balanceada

$$L_1 = \frac{y}{c} L_{req} - \frac{c}{2} = \frac{2.21 \text{ in}}{8 \text{ in}} * 17.172 \text{ in} - \frac{8 \text{ in}}{2}$$

$$L_1 = 0.74 \text{ in} = 1.88 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{c-y}{c} * L_{req} - \frac{c}{2} = \frac{(8-2.2) \text{ in}}{8 \text{ in}} * 17.172 \text{ in} - \frac{8 \text{ in}}{2}$$

$$L_2 = 8.428 \text{ in} \approx 8.5 \text{ in} = 21.59 \text{ cm} = L_{con.}$$

Así tenemos:

$$U = 1 - \frac{2.21 \text{ in}}{8.5 \text{ in}} = 0.74$$

$$A_e = 9.61 \text{ in}^2 \times 0.74 = 7.11 \text{ in}^2 = 45.87 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 70 \text{ ksi} \times 7.11 \text{ in}^2 = 497.7 \text{ kip} = 2262227.27 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia de diseño por fractura en la sección neta dentro de una parte conectada del miembro

$$P_d = \phi_t P_n$$

$$P_d = 0.75 \times 497.7 \text{ kip}$$

$$P_d = 373.275 \text{ kip} = 169670.454 \text{ kg}$$

Para que el diseño sea el correcto debe cumplir el siguiente requerimiento:

$$P_d > P_u$$

Entonces: 169670.45 Kg > 97571.30 kg

- Se comprueba que los resultados de diseño del programa cumplen con el requerimiento realizado manualmente.

### 3.8.1.2 Arriostramientos piso 3 elevación b elemento d5 (sección 18x8x5/8)

Las propiedades que se utilizan para el diseño son:

Material: Acero ASTM A588

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 3515.35 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_u = 70 \text{ ksi} = 4921.49 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se diseñan los ángulos más críticos por su relación  $\left( \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right) \leq 1$

Las resistencias requeridas y las propiedades geométricas del arriostramiento son:

$$P_u = 213.893 \text{ Kip} = 97020.348 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{uxx} = 10.604 \text{ kip} = 12216.797 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{uyy} = 4.869 \text{ kip} = 5609.671 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_g = 9.61 \text{ in}^2 = 62 \text{ cm}^2$$

$$r_z = 1.58 \text{ in} = 4.01 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = \bar{x} = 2.21 \text{ in} = 5.61 \text{ cm}$$

Los cálculos se realizarán en unidades inglesas y al final se transformarán a Kg/cm para evitar la acumulación de errores.

Cálculo de la resistencia nominal por fluencia en la sección total del cuerpo del miembro.

$$P_n = F_y \times A_g \quad (3.12)$$

$$P_n = 50 \text{ ksi} \times 9.61 \text{ in}^2$$

$$P_n = 480.5 \text{ kips} = 218409.1 \text{ Kg}$$

Cálculo de la resistencia de diseño por fluencia en la sección total del cuerpo del miembro.

$$P_d = \phi P_n \quad (3.14)$$

$$P_d = 0.9(480.5 \text{ kip})$$

$$P_d = 432.45 \text{ kips} = 196568.18 \text{ kg}$$

Cálculo de la resistencia nominal por fractura en la sección neta dentro de una parte conectada del miembro

$$P_n = F_u A_e \quad (3.13)$$

$$A_e = A_n U \quad \text{Ec. D3-1 AISC 2005}$$

$$A_n = A_g$$

Cálculo del coeficiente de reducción U para miembros soldados.

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L_{con}} \quad (\text{Tabla D3.1 AISC 2005})$$

Cálculo del tamaño mínimo y máximo de la soldadura respectivamente

$$w_{\min} = 3/16 \text{ in} = 0.48 \text{ cm} \quad (\text{Tabla J2.4 del AISC})$$

$$w_{\max} = 5/8 \text{ in} - 1/16 \text{ in} = 9/16 \text{ in} = 14,3 \text{ mm} \approx 15 \text{ mm} \quad (\text{Sección J2.2b del AISC})$$

Cálculo de la longitud requerida

$$L_{req} = \frac{P_u}{w_d}$$

Cálculo de la capacidad de cortante por pulgada de longitud

$$w_d = \phi(0.6F_{uw})(0.707w)(1)$$

$$w_d = 0.75(0.6)(70)(0.707)(9/16)(1) [\text{kip/in}]$$

$$w_d = 17.172 \text{ kip/in} = 2241.77 \text{ kg/cm}$$

$$L_{req} = \frac{213.893 \text{ kip}}{12.527 \text{ kip/in}}$$

$$L_{req} = 17 \text{ in} = 43.36 \text{ cm}$$

Cálculo de las longitudes de las soldaduras longitudinales  $L_1$  y  $L_2$  para una conexión balanceada

$$L_1 = \frac{y}{c} L_{req} - \frac{c}{2} = \frac{2.21 \text{ in}}{8 \text{ in}} * 17 \text{ in} - \frac{8 \text{ in}}{2}$$

$$L_1 = 0.7 \text{ in} = 1.78 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{c-y}{c} * L_{req} - \frac{c}{2} = \frac{(8-2.2) \text{ in}}{8 \text{ in}} * 17 \text{ in} - \frac{8 \text{ in}}{2}$$

$$L_2 = 8.3 \text{ in} = 21.08 \text{ cm} \approx 21 \text{ cm} = L_{con.}$$

Así tenemos:

$$U = 1 - \frac{2.21 \text{ in}}{8.3 \text{ in}} = 0.7$$

$$A_e = 9.61 \text{ in}^2 \times 0.73 = 7.01 \text{ in}^2 = 45.16 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 70 \text{ ksi} \times 7 \text{ in}^2 = 490 \text{ kip} = 222727.27 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la resistencia de diseño por fractura en la sección neta dentro de una parte conectada del miembro

$$P_d = \phi_t P_n$$

$$P_d = 0.75 \times 490 \text{ kip}$$

$$P_d = 367.5 \text{ kip} = 167045.45 \text{ kg}$$

Para que el diseño sea el correcto debe cumplir el siguiente requerimiento:

$$P_d > P_u$$

Entonces: 167045 Kg > 97020.348 kg

- Se comprueba que los resultados de diseño del programa cumplen con el requerimiento realizado manualmente.

### 3.8.2 COLUMNAS

En esta columna se tiene las siguientes resistencias requeridas (dadas por el software ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLES18:

$$P_u = 25.984 \text{ kips} = 11677.869 \text{ kgf}$$

$$M_{uxx} = -490.447 \text{ kips} \cdot \text{plg} = 571325.831 \text{ kgf} \cdot \text{cm.}$$

$$M_{uyy} = -364.569 \text{ kips} \cdot \text{plg} = 403770.013 \text{ kgf} \cdot \text{cm.}$$

$$L = 106.299 \text{ in} = 270 \text{ cm}$$

El diseño de columnas es un proceso iterativo que se lo realiza hasta que se cumpla con la condición del AISC que requiere la siguiente condición:

$$P_d \geq P_u = 25.984 \text{ kips}$$

Para la iteración se selecciona una sección de prueba al suponer un valor adecuado para el esfuerzo de diseño de compresión,  $\phi F_{cr}$ . Si se supone que la columna es esbelta con relación a algún eje se puede elegir un valor entre  $0.55F_y$  y  $0.85F_y$ <sup>15</sup>. Si suponemos un esfuerzo de diseño de  $0.6F_y$  se tiene:

$$\phi_c F_{cr} = 0.8F_y = 0.6 \cdot 50 \text{ ksi} = 30 \text{ ksi} = 2109.208 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Como: } P_d = \phi_c \times P_n \quad (3.31) \quad \text{y} \quad P_n = F_{cr} \times A_g \quad (3.32)$$

Despejando  $P_n$  de la ecuación 3.31 y reemplazando en la ecuación 3.32 y despejando  $P_d$  se tiene:

$$P_d = \Phi_c \times F_{cr} \times A_g \quad (3.71)$$

Reemplazando este valor en la ecuación 3.31 se tiene:

$$\phi_c F_{cr} A_g \geq P_u = 25.984 \text{ kips}$$

---

<sup>15</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 434.

De aquí se obtiene el área requerida

$$A_g \geq \frac{25.984 \text{ kips}}{30 \text{ klb/plg}^2}$$

$$A_g \geq 0.86 \text{ plg}^2 = 5.548 \text{ cm}^2$$

De la tabla 1-12 del AISC, se selecciona un perfil HSS 2 1/4 X 2 1/4 X 1/8 con un  $A = 0.956 \text{ plg}^2 > 0.86 \text{ plg}^2$ ,  $r = 0.863 \text{ plg}$  e  $I = 0.712 \text{ plg}^4$ .

Cálculo de la fuerza nominal de compresión  $P_n$

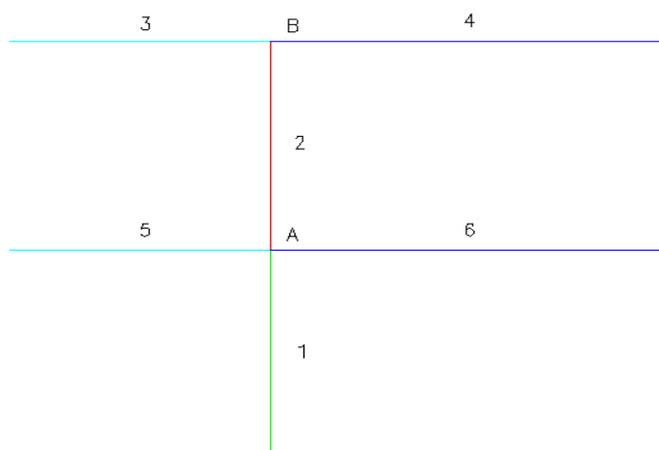
El cálculo de  $P_n$  se basará en la sección E3 del AISC 2005 (Fuerza de compresión y pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos). Esta sección aplica a miembros en compresión con secciones compactas y no compactas.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.32)$$

Para calcular la deformación por pandeo por flexión  $F_{cr}$  ecuaciones 3.34 y 3.37, primero se debe calcular el factor de longitud efectiva (K)

Para el cálculo de K se calcula el factor de rigidez de la columna en cada uno de los puntos de conexión ( $G_A$  y  $G_B$ )

Con la ecuación 3.25 se tiene que:



**Figura 3.40 Numeración de columnas para el cálculo de G**

$$G_A = \frac{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_5}{L_5} + \frac{I_6}{L_6}}$$

$$G_A = \frac{\frac{0.712 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}} + \frac{0.712 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{222.977 \text{ plg}^4}{228.346 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{131.89 \text{ plg}}}$$

$$G_A = 0.0054$$

$$G_B = \frac{\frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_3}{L_3} + \frac{I_4}{L_4}}$$

$$G_B = \frac{\frac{0.712 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{222.977 \text{ plg}^4}{228.346 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{131.89 \text{ plg}}}$$

$$G_B = 0.0027$$

Con los valores de  $G_A$  y  $G_B$  se va a la Figura 3.32b por tratarse de un marco no arriostrado y se tiene un valor de  $K = 1$

Calculando:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 106.299 \text{ plg}}{0.863 \text{ plg}} = 123.17$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 113.43$$

Como:

$$\frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Se utiliza la ecuación 3.36.

$$F_{cr} = 0.887 F_e$$

De donde  $F_e$  se calcula con la ecuación 3.37

Reemplazando valores se tiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ ksi}}{\left(\frac{1 \times 106.299 \text{ plg}}{0.863 \text{ plg}}\right)^2}$$

$$F_e = 18.87 \text{ ksi} = 1326.692 \text{ kgf/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.36 se obtiene

$$F_{cr} = 0.887 \times 18.87 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 16.55 \text{ ksi} = 1163.58$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.32 se tiene:

$$P_n = 0.9 \times 16.55 \text{ ksi}$$

$$P_n = 14.885 \text{ ksi} = 1046.52 \text{ kgf/cm}^2$$

Reemplazando el valor de  $P_n$  en la ecuación 3.31 se tiene:

$$P_d = 0.9 \times 14.885 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 0.956 \text{ plg}^2$$

$$P_d = 12.81 \text{ kips} = 5809.18 \text{ kgf}$$

Al comparar el resultado obtenido con la condición del AISC, se ve que esta sección no cumple con el requerimiento de que  $P_d \geq P_u$ , por lo que esta sección es inadecuada.

Con el valor de la resistencia de diseño obtenida se procede a recalcular el  $A_g$  de la siguiente manera:

$$A_g \geq \frac{25.984 \text{ kips}}{12.81 \text{ kips/plg}^2}$$

$A_g \geq 2.02 \text{ plg}^2$ , con esta área se va a la tabla del AISC y se sigue con el mismo procedimiento hasta llegar a una sección que cumpla con el requerimiento:

Sección HSS 8x8x5/16

$$P_d \geq P_u.$$

$$\text{Sí: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{106.299}{3.13} \leq 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}} \Rightarrow 33.96 \leq 113.43$$

Si cumple este requerimiento por lo que se utiliza la ecuación

Cálculo de la deformación crítica por pandeo elástico  $F_e$

Para el cálculo de  $F_e$  se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ ksi}}{\left( \frac{1 \times 106.299 \text{ in}}{3.13 \text{ in}} \right)^2}$$

$$F_e = 248.15 \text{ ksi} = 17446.67 \text{ kgf/cm}^2$$

Reemplazando el valor de  $F_e$  en la ecuación (3.34) se tiene:

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{50 \text{ ksi}}{248.15 \text{ ksi}}} \right) \times 50 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 45.96 \text{ ksi} = 3231.31 \text{ kgf/cm}^2$$

Reemplazando valores:

$$P_n = 45.96 \text{ ksi} \times 8.76 \text{ in}^2$$

$$P_n = 402.61 \text{ kips} = 182620.69 \text{ kgf}$$

Cálculo de la resistencia de diseño por compresión  $P_d$

$$P_d = \phi_c P_n$$

$$P_d = 0.9 \times 402.61 \text{ kips}$$

$$P_d = 362.34 \text{ kips} = 164354.54 \text{ kgf} > P_u = 11677.869 \text{ kgf}$$

Como  $P_d \geq P_u$ , entonces la sección HSS 8x8x5/16 cumple con los requerimientos de diseño por compresión

## COMPROBACIÓN POR ESFUERZOS COMBINADOS

Si:  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ , se utiliza la ecuación

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{ec. H1-1a})$$

Donde:

$P_r$  = resistencia de compresión axial requerida

$P_c$  = resistencia de compresión axial de diseño

$M_r$  = momento de flexión requerido

$M_c$  = momento de flexión de diseño requerido

Sí:  $\frac{Pr}{P_c} < 0.2$ , se utiliza la ecuación H1-1b

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{25.792}{362.34} = 0.071.$$

Por lo tanto se utiliza la ecuación

$$\frac{25.792 \text{ kip}}{2 * 362.34 \text{ kip}} + \left( \frac{493.379 \text{ kip-in}}{0.9 * 1255 \text{ kip-in}} + \frac{375.556 \text{ kip-in}}{0.9 * 1255 \text{ kip-in}} \right) \leq 1.0$$

$$0.036 + 0.44 + 0.33 \leq 1.0 \Rightarrow 0.806 \leq 1.0$$

Por lo tanto cumple con el requerimiento de diseño por esfuerzos combinados

### 3.8.2.1 Columna exterior

Elemento C23, piso 2, sección HSS 14x14x5/8

En esta columna se tiene las siguientes resistencias requeridas (dadas por el software ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLES18:

$$P_u = 3.355 \text{ Kips} = - 1521.926 \text{ kgf}$$

$$M_{uxx} = 404.827 \text{ kips-plg} = 66411.075 \text{ kgf-cm.}$$

$$M_{uyy} = 291.609 \text{ kips-plg} = 335969.393 \text{ kgf-cm}$$

$$L = 106.299 \text{ in} = 270 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas de la sección

$$A_g = 8.76 \text{ plg}^2 = 56.516 \text{ cm}^2$$

$$r = 3.126 \text{ plg} = 7.94 \text{ cm}$$

$$z = 25.1 \text{ plg}^3 = 411.315 \text{ cm}^2$$

$$I = 85.6 \text{ plg}^4 = 3562.941 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la fuerza nominal de compresión  $P_n$

El cálculo de  $P_n$  se basará en la sección E3 del AISC 2005 (Fuerza de compresión y pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos). Esta sección aplica a miembros en compresión con secciones compactas y no compactas.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Calculo de la deformación por pandeo por flexión  $F_{cr}$ , primero se debe calcular el factor de longitud efectiva (K)

Para el cálculo de K se calcula el factor de rigidez de la columna en cada uno de los puntos de conexión ( $G_A$  y  $G_B$ )

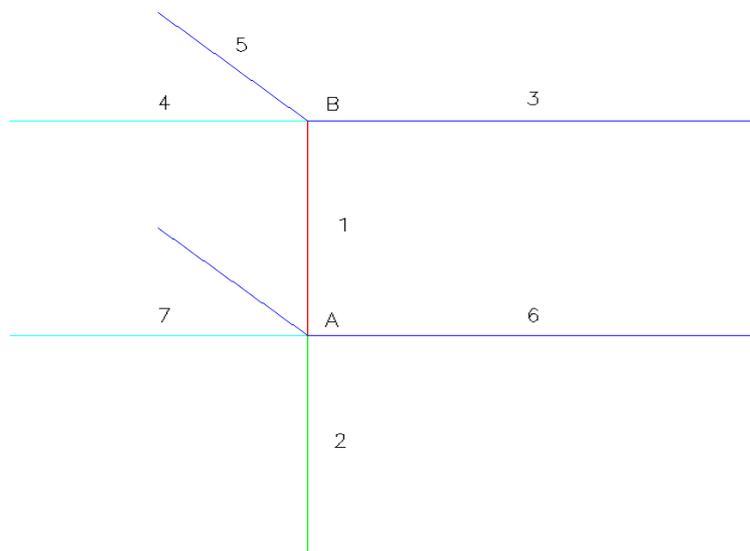


Figura 3.41 Numeración de las columnas para el cálculo de G

$$G_A = \frac{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_5}{L_5} + \frac{I_6}{L_6} + \frac{I_7}{L_8}}$$

$$G_A = \frac{\frac{85.6 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}} + \frac{85.6 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{222.977 \text{ plg}^4}{228.346 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{131.89 \text{ plg}} + \frac{321.998 \text{ plg}^4}{196.85 \text{ plg}}}$$

$$G_A = 0.37$$

$$G_A = \frac{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_5}{L_5} + \frac{I_6}{L_6} + \frac{I_7}{L_8}}$$

$$G_B = \frac{\frac{85.6 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{222.977 \text{ plg}^4}{228.346 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{131.89 \text{ plg}} + \frac{321.998 \text{ plg}^4}{196.85 \text{ plg}}}$$

$$G_B = 0.19$$

Con los valores de  $G_A$  y  $G_B$  se va a la Figura 3.32b, por tratarse de un marco no arriostrado y se tiene un valor de  $K = 1.1$

Calculando:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.1 \times 106.299 \text{ plg}}{3.126 \text{ plg}} = 37.4$$

Como:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

Reemplazando valores se tiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ ksi}}{\left( \frac{1.1 \times 106.299 \text{ plg}}{3.126 \text{ plg}} \right)^2}$$

$$F_e = 204.57 \text{ ksi} = 14382.69 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{204.57 \text{ ksi}} \right] \times 50 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 45.14 \text{ ksi} = 3173.66 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_n = 45.14 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 8.76 \text{ plg}^2$$

$$P_n = 395.43 \text{ kips} = 179363.9 \text{ kgf}$$

Cálculo de la resistencia de diseño por compresión  $P_d$

$$P_d = \phi P_n$$

$$P_d = 0.9 \times 395.43 \text{ kips}$$

$$P_d = 355.88 \text{ kips} = 161424.33 \text{ kgf} > P_u = 1521.926 \text{ kgf}$$

Como  $P_d \geq P_u$ , entonces la sección HSS 8x8x5/16 cumple con los requerimientos de diseño por compresión

### COMPROBACIÓN POR ESFUERZOS COMBINADOS

Sí:  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ , se utiliza la ecuación H1-1b

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3.355 \text{ kips}}{355.88 \text{ kips}} = 0.094.$$

Por lo tanto se utiliza la ecuación

$$\frac{3.355 \text{ kips}}{2 * 355.88 \text{ kips}} + \left( \frac{404.827 \text{ kips-in}}{0.9 * 1255 \text{ kips-in}} + \frac{291.609 \text{ kips-in}}{0.9 * 1255 \text{ kips-in}} \right) \leq 1.0$$

$$0.047 + 0.36 + 0.26 \leq 1.0 \Rightarrow 0.667 \leq 1.0$$

Por lo tanto cumple con el requerimiento de diseño por esfuerzos combinados.

#### 3.8.2.2 Columna del núcleo

Elemento C15, Piso 2 (sección HSS 14x14x20 mm)

En esta columna se tiene las siguientes resistencias requeridas (dadas por el software ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLES15:

$$P_u = 1169.031 \text{ kips} = 530263.55 \text{ kgf.}$$

$$M_{uxx} = 475.076 \text{ kips-plg} = 547347.226 \text{ kgf-cm}$$

$$M_{uyy} = 227.369 \text{ kips-plg} = 261956.909 \text{ kgf-cm}$$

$$L = 106.299 \text{ plg} = 270 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas de la sección

$$A_g = 41.614 \text{ plg}^2 = 268.48 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.404 \text{ plg} = 13.725 \text{ cm}$$

$$z = 206.432 \text{ plg}^3 = 3382.821 \text{ cm}^2$$

$$I = 1215.093 \text{ plg}^4 = 50575.97 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la fuerza nominal de compresión  $P_n$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Cálculo del factor de longitud efectiva

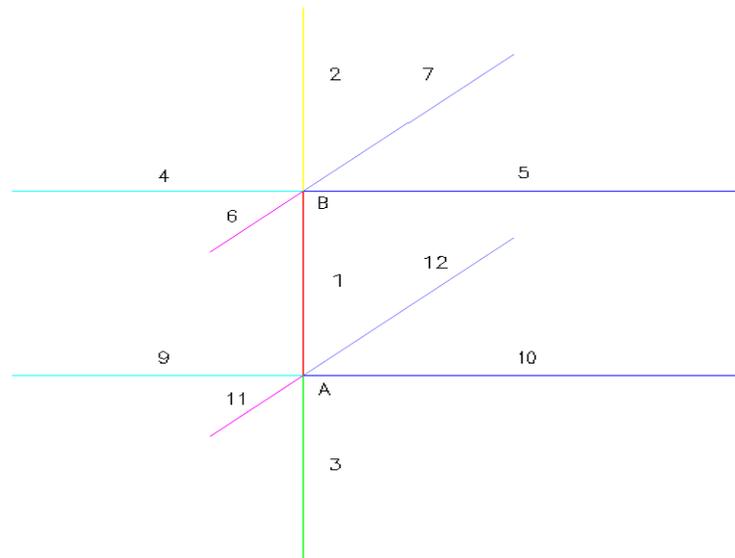


Figura 3.42 Numeración de las columnas para el cálculo de G

$$G_A = \frac{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2} + \frac{I_3}{L_3}}{\frac{I_9}{L_9} + \frac{I_{10}}{L_{10}} + \frac{I_{11}}{L_{11}} + \frac{I_{12}}{L_{12}}}$$

$$G_A = \frac{\frac{1215.093 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}} + \frac{1215.093 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{140.637 \text{ plg}^4}{155.512 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{204.724 \text{ plg}} + \frac{140.637 \text{ plg}^4}{185.039 \text{ plg}} + \frac{321.998 \text{ plg}^4}{321.355 \text{ plg}}}$$

$$G_A = 6$$

$$G_B = \frac{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_4}{L_4} + \frac{I_5}{L_5} + \frac{I_6}{L_6} + \frac{I_7}{L_7}}$$

$$G_B = \frac{\frac{1215.093 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}} + \frac{1112.465 \text{ plg}^4}{106.299 \text{ plg}}}{\frac{140.637 \text{ plg}^4}{155.512 \text{ plg}} + \frac{222.977 \text{ plg}^4}{204.724 \text{ plg}} + \frac{140.637 \text{ plg}^4}{185.039 \text{ plg}} + \frac{321.998 \text{ plg}^4}{321.355 \text{ plg}}}$$

$$G_B = 5.83$$

Con los valores de  $G_A$  y  $G_B$  se entra al nomograma para marcos arriostrados y se tiene un valor de  $K = 2.6$

Calculando:

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.6 \times 106.299 \text{ plg}}{5.404 \text{ plg}} = 51.14$$

Como:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

Reemplazando valores se tiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ ksi}}{\left( \frac{2.6 \times 106.299 \text{ plg}}{5.404 \text{ plg}} \right)^2} = 109.43 \text{ ksi}$$

$$F_e = 109.43 \text{ ksi} = 7693.69 \text{ kgf/cm}^2$$

Reemplazando

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{50 \text{ ksi}}{109.43 \text{ ksi}} \right] \times 50 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 41.3 \text{ ksi} = 2903.68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_n = 41.3 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 41.614 \text{ plg}^2$$

$$P_n = 1718.66 \text{ kips} = 779570.49 \text{ kgf}$$

Cálculo de la resistencia de diseño por compresión  $P_d$

$$P_d = \phi P_n$$

$$P_d = 0.9 \times 1718.66 \text{ kips}$$

$$P_d = 1546.8 \text{ kips} = 701616.16 \text{ kgf} > P_u = 530263.5 \text{ kgf}$$

Como  $P_d \geq P_u$ , entonces la sección HSS 14x14x20M cumple con los requerimientos de diseño por compresión

### COMPROBACIÓN POR ESFUERZOS COMBINADOS

Sí:  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ , se utiliza la ecuación H1-1b

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1169.031 \text{ kips}}{1546.8 \text{ kips}} = 0.75.$$

Por lo tanto se utiliza la ecuación

$$\frac{3.355 \text{ kips}}{2 * 355.88 \text{ kips}} + \left( \frac{404.827 \text{ kips-in}}{0.9 * 1255 \text{ kips-in}} + \frac{291.609 \text{ kips-in}}{0.9 * 1255 \text{ kips-in}} \right) \leq 1.0$$

$$0.047 + 0.36 + 0.26 \leq 1.0 \Rightarrow 0.667 \leq 1.0$$

Por lo tanto cumple con el requerimiento de diseño por esfuerzos combinados.

#### 3.8.2.3 Análisis de resultados:

- Existen grupos de diseño que agrupan las columnas de la estructura del edificio cada dos pisos, y se han separado en columnas perimetrales, exteriores y las que forman parte del núcleo.
- Las columnas de cada grupo (perimetrales, exteriores y las que forman parte del núcleo) tienen la misma dimensión interior en toda la altura del edificio, y solo va cambiando el espesor de pared.
- Se observa también que varias secciones se repiten para varios grupos de diseño, lo que facilita la fabricación de las columnas

#### 3.8.2.4 Cambio de columnas laminadas a columnas armadas soldadas

- Para el presente proyecto se utilizarán miembros armados de acero A588, para cumplir con este objetivo; se aproximarán las dimensiones en milímetros

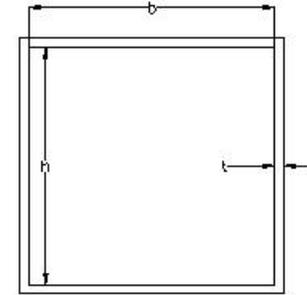
de las columnas laminadas estándar (obtenidas del diseño) a una dimensión en milímetros (ver Tabla 3.14)

- Este cambio aumenta el área transversal de la sección, por lo que la inercia aumentaran también ligeramente, aumentando a su vez la resistencia nominal de las columnas armadas (ver Tabla 3.14) y la re comprobación del diseño de estas columnas armadas, se hace por medio del software ETABS y se comprueba que no fallan.
- Se concluye que no hay ningún problema en utilizar las secciones armadas con las dimensiones expresadas en la Tabla 3.14 y que además son del mismo acero A588 que las secciones laminadas

Tabla 3.14 Propiedades de secciones de columnas

**SECCIONES DE CADA GRUPO DE DISEÑO Y DIMENSIONES DE LA SECCION LAMINADA**

GRUPOS DE DISEÑO COLUMNAS	COLUMNA		SECCION DE DISEÑO	DIMENSIONES LAMINADAS		Patín y alma flexión (caso 13 T B4.1)			
	SUBGRUPO	PISOS		b(mm)	t (mm)	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_f=b/t$	compactes
PERIMETRALES	P1	1-3	HSS 8X8X5/16	203,20	7,90	58,28	137,27	25,72	compacto
COLUMNAS EXTERIORES	E1	1-2	HSS 14X14X5/8	355,60	15,90	58,28	137,27	22,36	compacto
	E2	3-4	HSS 14X14X5/8	355,60	15,90	58,28	137,27	22,36	compacto
	E3	5-6	HSS 14X14X1/2	355,60	12,70	58,28	137,27	28,00	compacto
	E4	7-8	HSS 14X14X3/8	355,60	9,50	58,28	137,27	37,43	compacto
	E5	9-11	HSS 14X14X5/16	355,60	7,90	58,28	137,27	45,01	compacto
COLUMNAS DEL NUCLEO	N1	1-2	HSS 14X14X20	355,60	20,00	58,28	137,27	17,78	compacto
	N2	3-4	HSS 14X14X18	355,60	18,00	58,28	137,27	19,76	compacto
	N3	5-6	HSS 14X14X5/8	355,60	15,90	58,28	137,27	22,36	compacto
	N4	7-8	HSS 14X14X3/8	355,60	9,50	58,28	137,27	37,43	compacto
	N5	9-10	HSS 14X14X5/16	355,60	7,90	58,28	137,27	45,01	compacto
	N6	11-12	HSS 14X14X6	355,60	6,00	58,28	137,27	59,27	no compacto



**SECCIONES DE CADA GRUPO DE DISEÑO Y DIMENSIONES DE LA SECCION SOLDADA**

GRUPOS DE DISEÑO COLUMNAS	COLUMNA		SECCION DE DISEÑO	SECCION ARMADA	DIMENSIONES ARMADAS			Patín y alma flexión (caso 13 T B4.1)			
	SUBGRUPO	PISOS			b(mm)	h (mm)	t(mm)	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_f=b/t$	compactes
PERIMETRALES	P1	1-3	HSS 8X8X5/16	C1	200	200	8	58,28	137,27	25,00	compacto
COLUMNAS EXTERIORES	E1	1-2	HSS 14X14X5/8	C2	355	355	16	58,28	137,27	22,19	compacto
	E2	3-4	HSS 14X14X5/8	C2	355	355	16	58,28	137,27	22,19	compacto
	E3	5-6	HSS 14X14X1/2	C3	355	355	12	58,28	137,27	29,58	compacto
	E4	7-8	HSS 14X14X3/8	C4	355	355	10	58,28	137,27	35,50	compacto
	E5	9-11	HSS 14X14X5/16	C5	355	355	8	58,28	137,27	44,38	compacto
COLUMNAS DEL NUCLEO	N1	1-2	HSS 14X14X20	C6	355	355	20	58,28	137,27	17,75	compacto
	N2	3-4	HSS 14X14X18	C7	355	355	18	58,28	137,27	19,72	compacto
	N3	5-6	HSS 14X14X5/8	C2	355	355	16	58,28	137,27	22,19	compacto
	N4	7-8	HSS 14X14X3/8	C4	355	355	10	58,28	137,27	35,50	compacto
	N5	9-10	HSS 14X14X5/16	C5	355	355	8	58,28	137,27	44,38	compacto
	N6	11-12	HSS 14X14X6	C8	355	355	6	58,28	137,27	59,17	no compacto

### 3.8.3 VIGAS

Para el diseño de las vigas más críticas, se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

1. Propiedades del material

$$\begin{aligned} F_y \text{ (del acero A588)} &= 50 \text{ ksi} &= 3515,35 \text{ Kg/cm}^2 \\ E \text{ (del acero)} &= 29000 \text{ ksi} &= 2038901,92 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2. Con la restricción de que las vigas máximo pueden ser de un peralte W12, por la altura entre pisos.
3. Además se considera que la especificación AISC expresa que sólo hay 5 secciones no compactas entre los perfiles W de acero con  $F_y = 50$  ksi, y son los W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, para el diseño a flexión.
4. Y que todas las secciones de los perfiles W, S y HP excepto W44x230, W40x149, W36x135, W33x118, W30x90, W24x55, W16x26 y W12x14 cumplen con el criterio de la ecuación 3.59 para  $F_y = 50$  ksi para el diseño a corte.
5. Como las propiedades obtenidas de las tablas de la AISC tienen unidades inglesas (Kilo libras, pie, y pulgada), se tomaran estas propiedades con estas unidades y se calcularan las resistencias, el resultado final se transformara a unidades métricas (Kg, cm) para evitar errores por la transformación de unidades. Y luego para comparará estos resultados calculados con los obtenidos por medio del software ETABS 9.5.

A continuación se diseñan las vigas consideradas más críticas por su relación  $M_u/M_d$  entre resistencia requerida  $M_u$  y la de diseño  $M_d$  (valor obtenido por medio del software), es decir, mientras más se acerque esta relación a 1 quiere decir que la resistencia nominal de la viga apenas supera la resistencia requerida para cumplir con el requerimiento de diseño a flexión.

### 3.8.3.1 Viga en voladizo, piso 11, viga d1'-d2.

En esta viga se tiene las siguientes resistencias requeridas (ETABS) debidas a la combinación crítica C3:

$$M_{u_x} = 1\,828\,414,2 \text{ Kg.cm} = 132,02 \text{ Kip.pie}$$

$$V_u = 10\,275,8 \text{ Kg} = 22,6 \text{ Kip}$$

Además se tienen los siguientes datos:

$$L = 2850 \text{ mm}$$

$$L_b = 1425 \text{ mm} = 4,67 \text{ pies}$$

$C_b = 1$ , para voladizos.

Se utiliza la tabla 3-10 del manual AISC con los siguientes datos:

$$M_n = C_b \cdot M'_n \geq M_u$$

$$M'_n \geq \frac{M_u}{C_b} = M_{ueq}$$

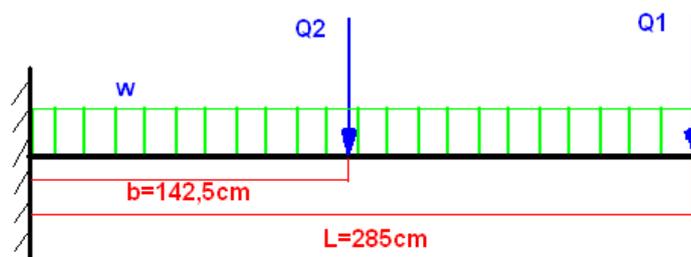
$$M_{ueq} = \frac{132,02}{1} = 132,02 \text{ Kip.pie}$$

$$L_b = 4,67 \text{ pies}$$

De la tabla 3-10 más adecuada, se observa que la viga W12 que está inmediatamente arriba y a la derecha del punto de intersección es el perfil W12x26 pero al ser una viga en voladizo, se revisará primero el estado límite de deflexión que puede ser un estado límite crítico en esta clase de vigas:

#### Deflexión:

La viga está sometida al siguiente estado de carga de servicio:



$$\delta_{\text{limite}} = \frac{L}{240} \text{ para techos con cielo raso (tabla 3.10)}$$

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{285\text{cm}}{240} = 1,18\text{cm}$$

Las cargas Q1 y Q2 son obtenidas con la combinación de servicio: c.muerta + c.viva y valen:

$$Q1 = 2797,8 \text{ Kg}$$

$$Q2 = 3736,4 \text{ Kg}$$

w = peso propio de la viga, se asume un peso de 30 lb / pie = 0,447 Kg / cm

Y de la tabla 3-23 del manual AISC se obtiene la siguiente ecuación para calcular la deflexión máxima para este estado de carga:

$$\delta_{\text{max}} = \frac{Q1 \cdot L^3}{3EI} + \frac{Q2 \cdot b^2 \cdot (3L - b)}{6EI} + \frac{wL^4}{8EI}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{2797,8 \cdot (285)^3}{3} + \frac{3736,4 \cdot (142,5)^2 \cdot (3(285) - 142,5)}{6} + \frac{0,447(285)^4}{8} \right]$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{15187,1 \text{ cm}^5}{I}$$

$$\delta_{\text{max}} \leq \delta_{\text{limite}}$$

$$\frac{15187,1 \text{ cm}^5}{I} \leq 1,18\text{cm} \quad ; \quad I \geq 12870,4\text{cm}^4$$

$$I \geq 309,21\text{pulg}^4$$

De la tabla 3-3, selección de perfiles W por Ix:

Se tienen los siguientes resultados:

W12x26:  $I_x = 204 \text{ pulg}^4$  (viga obtenida de la tabla 3-10) No cumple

W12x50:  $I_x = 391 \text{ pulg}^4$  (viga seleccionada por el programa) Si cumple

El perfil W12x50 cumple con el requerimiento de deflexión y ahora se revisará los estados límites de resistencia.

Propiedades perfil W12x50 (tabla 3-2 selección por Zx)

$$Z_x = 71,9 \text{ pulg}^3$$

$$\Phi_b M_{px} = 270 \text{ Kip.pie}$$

$$\Phi_v V_n = 135 \text{ Kip}$$

$$L_p = 6,92 \text{ pies} = 2109,7 \text{ mm}$$

$$L_r = 23,9 \text{ pies} = 78390 \text{ mm}$$

$$y, L_b = 1425 \text{ mm}$$

Entonces  $L_b < L_p$ , por lo que no hay pandeo lateral y solo se comprueba la fluencia.

Además por lo expresado el punto 3, el perfil es compacto por lo que no hay pandeo local.

#### Fluencia:

$$M_d \geq M_u$$

$$M_d = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 71,9 \text{ pulg}^3 \cdot 50 \frac{\text{kip}}{\text{pulg}^2} = 3595 \text{ kip.pulg} = 299,6 \text{ kip.pie}$$

$$\phi_b \cdot M_p = 0,9 \times 299,6 = 269,6 \text{ kip.pie}$$

$$\phi_b \cdot M_p \text{ (de la tabla 3-2)} = 270 \text{ kip.pie}$$

El valor de  $\Phi_b M_p$  de la tabla 3-2 se puede utilizar sin error apreciable, entonces:

$$\phi_b \cdot M_p = 270 \text{ kip.pie} = 3739500 \text{ Kg.cm}$$

$$M_u = 1828414,2 \text{ Kg.cm}$$

$$M_d \geq M_u$$

El perfil sí cumple con el estado límite de fluencia

#### Corte:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot (0,6F_y)A_w$$

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 135 \text{ kip} \quad (\text{Tabla 3-2 manual aisc})$$

$$V_d = 135 \text{ kip} = 61363,6 \text{ Kg}$$

$$V_u = 10275,8 \text{ Kg}$$

$$V_d \geq V_u$$

Sí cumple el perfil a corte.

### 3.8.3.2 Viga principal de la rampa, piso 1 elevacion b

En esta viga se tiene las siguientes resistencias requeridas (ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLS2:

$$M_{u_x} = 1\,581\,896,6 \text{ Kg.cm} = 144,8 \text{ Kip.pie}$$

$$V_u = 10\,848,6 \text{ Kg} = 23,9 \text{ Kip}$$

Además se tienen los siguientes datos:

$$L = 7241,3 \text{ mm}$$

$$L_b = 1448 \text{ mm} = 4,75 \text{ pies}$$

$C_b = 1$ , valor más conservativo.

Se utiliza la tabla 3-10 del manual AISC con los siguientes datos:

$$M_n = C_b \cdot M'_n \geq M_u$$

$$M'_n \geq \frac{M_u}{C_b} = M_{ueq}$$

$$M_{ueq} = \frac{144,8}{1} = 144,8 \text{ Kip.pie}$$

y  $L_b = 4,75 \text{ pies}$

De la tabla 3-10 más adecuada, se observa que la viga W12 que está inmediatamente arriba y a la derecha del punto de intersección es el perfil W12x26, a continuación se revisaran los estados límites de resistencia:

Propiedades perfil W12x26 (tabla 3-2 selección por  $Z_x$ ):

$$Z_x = 37,2 \text{ pulg}^3$$

$$\Phi_b M_{px} = 140 \text{ Kip.pie}$$

$$\Phi_v V_n = 84,3 \text{ Kip}$$

$$L_p = 5,33 \text{ pies} = 1625 \text{ mm}$$

$$L_r = 14,9 \text{ pies} = 4542,6 \text{ mm}$$

y,  $L_b = 1448 \text{ mm}$

Entonces como  $L_b < L_p$ , no aplica pandeo lateral, además por la consideración descrita en la sección 3, el perfil también es compacto, y solo se comprueba la fluencia.

**Fluencia:**

$$M_d \geq Mu$$

$$M_d = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = 37,2 \text{ pulg}^3 \cdot 50 \frac{\text{kip}}{\text{pulg}^2} = 1860 \text{ kip.pulg} = 155 \text{ kip.pie}$$

$$\phi_b \cdot M_p = 0,9 \times 155 = 139,56 \text{ kip.pie}$$

$$\phi_b \cdot M_p \text{ (de la tabla 3-2)} = 140 \text{ kip.pie}$$

Se utiliza el valor de  $\Phi_b \cdot M_p$  de la tabla 3-2:

$$\phi_b \cdot M_p = 140 \text{ kip.pie} = 1939000 \text{ Kg.cm}$$

$$M_u = 1581896,6 \text{ Kg.cm}$$

$$M_d \geq Mu$$

El perfil W12x26, es el de peralte 12pulg. más liviano que cumple con el estado límite de fluencia.

**Corte:**

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot (0,6F_y)A_w$$

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 84,3 \text{ kip} \quad (\text{Tabla 3-2 manual aisc})$$

$$V_d = 84,3 \text{ kip} = 38318,2 \text{ Kg}$$

$$V_u = 10848,632 \text{ Kg}$$

$$V_d \geq V_u$$

El perfil sí cumple con el estado límite a corte

**3.8.3.3 Viga de mayor longitud, piso 6, viga c4-d5**

En esta viga se tiene las siguientes resistencias requeridas (ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLS18:

$$Mu_x = 2\,282\,131,7 \text{ Kg.cm} = 164,77 \text{ Kip.pie}$$

$$V_u = 10\,336,2 \text{ Kg} = 22,74 \text{ Kip}$$

Además se tienen los siguientes datos:

$$L = 8162,4 \text{ mm}$$

$$L_b = 2040 \text{ mm} = 6,69 \text{ pies}$$

$C_b = 1$ , valor más conservativo para una preselección

Se utiliza la tabla 3-10 del manual AISC con los siguientes datos en unidades inglesas:

$$M_n = C_b \cdot M'_n \geq M_u$$

$$M'_n \geq \frac{M_u}{C_b} = M_{ueq}$$

$$M_{ueq} = \frac{164,77}{1} = 164,77 \text{ Kip.pie}$$

y  $L_b = 6,69 \text{ pies}$

De la tabla 3-10 más adecuada, se observa que la viga W12 que está arriba y a la derecha del punto de intersección es el perfil W12x35, a continuación se revisarán los estados límites de resistencia:

Propiedades perfil W12x35 (tabla 3-2 selección por  $Z_x$ ):

$$Z_x = 51,2 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = 45,6 \text{ pulg}^3$$

$$\Phi_b M_{px} = 192 \text{ Kip.pie}$$

$$\Phi_v V_n = 113 \text{ Kip}$$

$$L_p = 5,44 \text{ pies} = 1658,5 \text{ mm}$$

$$L_r = 16,7 \text{ pies} = 5091,5 \text{ mm}$$

$$\text{y } L_b = 6,79 \text{ pies} = 2040 \text{ mm}$$

Entonces como  $L_p < L_b < L_r$ , aplica el caso 2 de pandeo lateral con la ecuación 3.21 y se comprueba los estados límites de resistencia a la flexión para obtener la menor resistencia nominal:

**Fluencia:**

$$M_n = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = 51,2 \text{ pu lg}^3 \cdot 50 \frac{\text{kip}}{\text{pu lg}^2} = 2560 \text{ kip} \cdot \text{pu lg} = 213,3 \text{ kip} \cdot \text{pie}$$

$$M_n = M_p = 213,3 \text{ kip} \cdot \text{pie} = 2954205 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (\text{resistencia nominal a fluencia})$$

**Pandeo lateral torsional:**

Si  $L_p < L_b \leq L_r$ :

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.21)$$

Donde con la ayuda del software ETABS, se toman los valores de los momentos en la longitud sin soporte lateral, necesarios para calcular  $C_b$  con la ecuación 3.24:

$$M_{\max} = 2\,450\,996,4 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_A = 1\,981\,120,32 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_B = 1\,522\,017,6 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_C = 1\,073\,705,9 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.24)$$

$$C_b = \frac{12,5(2450996,4)}{2,5(2450996,4) + 3(1981120,32) + 4(1522017,6) + 3(1073705,9)}$$

$$C_b = 1,43$$

Entonces:

$$M_n = 1,43 \left[ (213,3) - \left\{ (213,3 \text{ Kip} \cdot \text{pie}) - 0,7(50)(45,6) \text{ kip} \cdot \text{pu lg} \cdot \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pu lg}} \right\} \left( \frac{6,69 - 5,44}{16,7 - 5,44} \right) \right] \quad (3.21)$$

$$M_n = 1,43(204,45 \text{ Kip} \cdot \text{pie})$$

$$M_n = 292,3 \text{ Kip} \cdot \text{pie} = 4048355 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (\text{resistencia nominal por pandeo lateral})$$

La resistencia nominal que rige es la menor de los estados límites de flexión, en este caso la  $M_n$  por fluencia:

$$M_n = 213,3 \text{ Kip.pie} = 2954205 \text{ Kg.cm}$$

$$M_d = \phi_b \cdot M_n$$

$$M_d = 0,9 \cdot (2954205) = 2658784,5 \text{ Kg.cm}$$

$$M_u = 2282131,7 \text{ Kg.cm}$$

$$M_d \geq M_u$$

Por lo tanto el perfil W12x35 seleccionado, es el W12 más liviano que cumple con el estado límite de flexión.

### Corte:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot (0,6F_y)A_w$$

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 113 \text{ kip} \quad (\text{Tabla 3-2 manual aisc})$$

$$V_d = 113 \text{ kip} = 51363,64 \text{ Kg}$$

$$V_u = 10336,2 \text{ Kg}$$

$$V_d \geq V_u$$

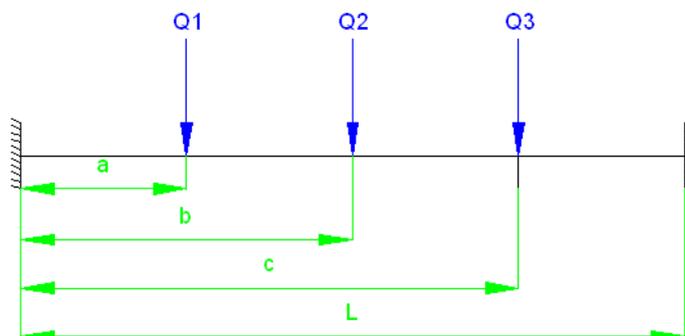
El perfil sí cumple a corte

### Deflexiones:

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{L}{240} \text{ para techos con cielo raso (tabla 3.10)}$$

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{816\text{cm}}{240} = 3,4\text{cm}$$

La viga está sometida al siguiente estado de carga de servicio (carga muerta + carga viva):



Donde:

$$Q1 = 2526,5 \text{ Kg}$$

$$a = 204 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 Q2 &= 3941,3 \text{ Kg} & b &= 408 \text{ cm} \\
 Q3 &= 3082,9 \text{ Kg} & c &= 612 \text{ cm} \\
 L &= 816 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Y de la tabla 3-23 del manual AISC se obtiene la siguiente ecuación para calcular la deflexión máxima para este caso:

$$\begin{aligned}
 \delta_{\max} &= \frac{2Q1.a^3.(L-a)^2}{3EI(3a+(L-a))^2} + \frac{2Q2.L^3}{192EI} + \frac{2Q3.c^3.(L-c)^2}{3EI(3c+(L-c))^2} \\
 \delta_{\max} &= \frac{1}{EI} \left[ \frac{2(2526,5).(204)^3.(612)^2}{3.(3(204)+612)^2} + \frac{2(3941,3).(816)^3}{192} + \frac{2(3082,9).(612)^3.(204)^2}{3.(3(612)+204)^2} \right] \\
 \delta_{\max} &= \frac{15004,56 \text{ cm}^5}{I}
 \end{aligned}$$

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{limite}}$$

$$\frac{15004,56 \text{ cm}^5}{I} \leq 3,4 \text{ cm} \quad ; \quad I \geq 4413,1 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 106 \text{ pulg}^4$$

El perfil W12x35 tiene una inercia:

$$I_x = 285 \text{ pulg}^4 = 1186,6 \text{ cm}^4$$

Por lo que cumple con el límite por deflexión, y tiene una deflexión máxima por cargas de servicio de:

$$\delta_{\max} = \frac{15004,56 \text{ cm}^5}{I} = \frac{15004,56 \text{ cm}^5}{11862,6 \text{ cm}^4} = 1,26 \text{ cm}$$

### 3.8.3.4 Viga sin soporte lateral, piso 6, viga b5-d5

En esta viga se tiene las siguientes resistencias requeridas (ETABS) debidas a la combinación crítica DSTLS18:

$$M_{ux} = 1\,659\,237 \text{ Kg.cm} = 119,8 \text{ Kip.pie}$$

$$V_u = 8\,434,3 \text{ Kg} = 18,6 \text{ Kip.}$$

Además se tienen los siguientes datos:

$$L = L_b = 5800 \text{ mm} = 19,02 \text{ pies}$$

Y con la ayuda del software ETABS, se toman los valores de los momentos en la longitud sin soporte lateral, necesarios para calcular  $C_b$  con la ecuación 3.24:

$$M_{\max} = 1\,810\,361 \text{ Kg.cm}$$

$$M_A = 783\,081 \text{ Kg.cm}$$

$$M_B = 181\,700 \text{ Kg.cm}$$

$$M_C = 684\,808 \text{ Kg.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.24)$$

$$C_b = \frac{12,5(1810361)}{2,5(1810361) + 3(783081) + 4(181700) + 3(684808)}$$

$$C_b = 2,34$$

Se utiliza la tabla 3-10 del manual AISC con los siguientes datos en unidades inglesas:

$$M_n = C_b \cdot M'_n \geq M_u$$

$$M'_n \geq \frac{M_u}{C_b} = M_{ueq}$$

$$M_{ueq} = \frac{119,8}{2,34} = 51,197 \text{ Kip.pie}$$

$$\text{y } L_b = 19,02 \text{ pies}$$

De la tabla 3-10 más adecuada, se observa que la viga W12 que está arriba y a la derecha del punto de intersección es el perfil W12x26, a continuación se revisarán los estados límites de resistencia:

Propiedades perfil W12x26 (tabla 1-1 y tabla 3-2 manual AISC)

$$Z_x = 37,2 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = 33,4 \text{ pulg}^3$$

$$\Phi_b M_{px} = 140 \text{ Kip.pie}$$

$$\Phi_v V_n = 84,3 \text{ Kip}$$

$$L_p = 5,33 \text{ pies} = 1625 \text{ mm}$$

$$L_r = 14,9 \text{ pies} = 4542,7 \text{ mm}$$

$$J = 0,300 \text{ pulg}^4$$

$$h_o = 11,8 \text{ pulg}$$

$$r_{ts} = 1,75 \text{ pulg.}$$

$$\text{y con } L_b = 19,02 \text{ pies} = 5800 \text{ mm}$$

Entonces como  $L_b > L_r$ , aplica el caso 3 de pandeo lateral con las ecuaciones 3.22 y 3.23; y se comprueba los estados límites de resistencia a la flexión para obtener la menor resistencia nominal:

### Fluencia:

$$M_n = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = 37,2 \text{ pulg}^3 \cdot 50 \frac{\text{kip}}{\text{pulg}^2} = 1860 \text{ kip.pulg} = 155 \text{ kip.pie}$$

$$M_n = M_p = 155 \text{ kip.pie} = 2146750 \text{ Kg.cm} \text{ (resistencia nominal a fluencia)}$$

### Pandeo lateral torsional:

Si  $L_b > L_r$ :

$$M_n = (F_{cr} \cdot S_x) \leq M_p \quad (3.72)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078 \frac{J}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.73)$$

$$\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right) = \left(\frac{19,02 \text{ pie} \cdot \frac{12 \text{ pulg}}{1 \text{ pie}}}{1,75 \text{ pulg}}\right) = 130,43$$

$$\frac{J}{S_x h_o} = \frac{0,300 \text{ pulg}^4}{33,4 \text{ pulg}^3 \cdot 11,8 \text{ pulg}} = 0,000762$$

$$F_{cr} = \frac{(2,34)\pi^2 \left(29000 \frac{\text{Kip}}{\text{pulg}^2}\right)}{(130,43)^2} \cdot \sqrt{1 + 0,078(0,000762)(130,43)^2}$$

$$F_{cr} = 55,81 \frac{\text{Kip}}{\text{pulg}^2}$$

Entonces:

$$M_n = \left( 55,81 \frac{\text{Kip}}{\text{pulg}^2} \cdot 33,4 \text{ pulg}^3 \right) = 1864,1 \text{ kip.pulg}$$

$$M_n = 155,34 \text{ kip.pie} = 2151479 \text{ Kg.cm} \quad (\text{Resistencia nominal al pandeo lateral})$$

La resistencia nominal que rige es la menor de los estados límites de flexión, en este caso la  $M_n$  por fluencia es menor por muy poco, lo que quiere decir que la viga se pandeará lateralmente poco después de alcanzar el momento plástico.

Entonces la resistencia de diseño será:

$$M_n = 155 \text{ Kip.pie} = 2146750 \text{ Kg.cm}$$

$$M_d = \phi_b \cdot M_n$$

$$M_d = 0,9 \cdot (2146750) = 1932075 \text{ Kg.cm}$$

$$M_u = 1659237,1 \text{ Kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_d \geq M_u$$

Por lo tanto el perfil W12x26 seleccionado, es el W12 más liviano que cumple con el estado límite de flexión.

### Corte:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot (0,6F_y)A_w$$

$$V_d = \phi_v \cdot V_n = 113 \text{ kip} \quad (\text{Tabla 3-2 manual aisc})$$

$$V_d = 84,3 \text{ kip} = 38318,2 \text{ Kg}$$

$$V_u = 8434,3 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow V_d \geq V_u$$

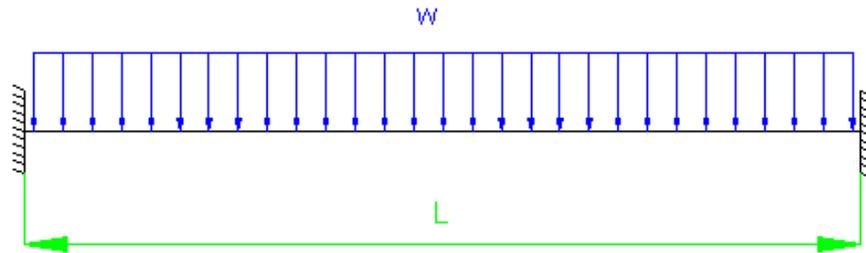
Por lo tanto el perfil sí cumple a corte

### Deflexión:

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{L}{240} \text{ para techos con cielo raso (tabla 3.10)}$$

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{580 \text{ cm}}{240} = 2,42 \text{ cm}$$

La viga está sometida al siguiente estado de carga de servicio (carga muerta + carga viva):



Donde:

$$w = 10,717 \text{ Kg/cm (carga viva + muerta)}$$

$$L = 580 \text{ cm}$$

Y de la tabla 3-23 del manual AISC se obtiene la siguiente ecuación para calcular la deflexión máxima para este caso:

$$\delta_{\max} = \frac{w.L^4}{384EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{(10,717).(580)^4}{384} \right]$$

$$\delta_{\max} = \frac{1549 \text{ cm}^5}{I}$$

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{limite}}$$

$$\frac{1549 \text{ cm}^5}{I} \leq 2,42 \text{ cm} \quad ; \quad I \geq 640 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 15,4 \text{ pulg}^4$$

El perfil W12x26 tiene una inercia:

$$I_x = 204 \text{ pulg}^4 = 8491,12 \text{ cm}^4$$

Por lo que cumple con el límite por deflexión, y tiene una deflexión máxima por cargas de servicio de:

$$\delta_{\max} = \frac{1549 \text{ cm}^5}{I} = \frac{1549 \text{ cm}^5}{8491,12 \text{ cm}^4} = 0,18 \text{ cm} = 1,82 \text{ mm}$$

El resto de vigas críticas de cada grupo de diseño, se calculan de manera similar; y a continuación en la Tabla 3.15, se muestra los grupos de diseño y las secciones laminadas estándar que satisfacen a cada grupo.

### 3.8.3.5 Análisis de resultados:

- Existen 9 grupos de diseño que agrupan las vigas de la estructura del edificio según su posición y uso, por ejemplo; los 3 voladizos presentes en los pisos altos se agrupan cada uno por separado para optimizar el diseño.
- Como se puede observar en la Tabla 3.15, los 9 grupos de diseño tienen su viga crítica (seleccionada en base al coeficiente  $M_u/M_d$ ) que se encuentran localizadas en los pisos que indica la misma tabla, y también se puede ver las dimensiones de estas secciones laminadas en milímetros.
- En la segunda parte de la tabla se comprueba que todas las secciones son compactas en su alma y en sus patines a flexión, porque  $\lambda_f$  y  $\lambda_w$  para los patines y el alma respectivamente son menores que el parámetro  $\lambda_p$  obtenido de la tabla B4.1 de la especificación AISC. Además todas las secciones cumplen con la condición para la resistencia a corte expresada en la ecuación 3.59, es decir, todas las almas son compactas al corte.
- Se observa también que varias secciones se repiten para varios grupos de diseño, lo que facilita la fabricación de las vigas.

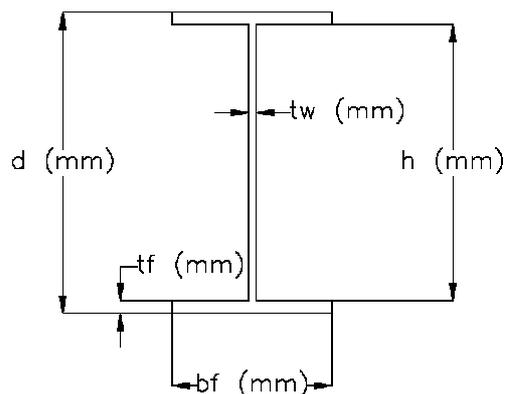
### 3.8.3.6 Traspaso de vigas laminadas a vigas armadas soldadas

- Para el presente proyecto se utilizarán miembros armados de acero A588, para cumplir con este objetivo; se aproximarán las dimensiones en milímetros de las vigas laminadas estándar (obtenidas del diseño) a su dimensión inmediatamente superior.
- Este cambio aumenta las áreas de los patines y almas, por lo que los parámetros de diseño más importantes como el módulo plástico  $Z_x$ , la inercia  $I_x$  aumentarán también ligeramente, aumentando a su vez la resistencia nominal de las vigas armadas. (ver Tabla 3.16)
- La re comprobación del diseño de estas vigas armadas, se hace por medio del software ETABS y se obtiene el nuevo coeficiente  $M_u/M_d$  que, como se ve en

la Tabla 3.16 disminuye con respecto a las vigas laminadas, lo que quiere decir que la resistencia de diseño ( $M_d$ ) ha aumentado.

- Además se comprueba nuevamente la compactes de estas secciones, porque la especificación AISC estipula (en su sección B4) que el criterio de compactes para los patines cambia de secciones laminadas a soldadas. Y se comprueba que las secciones armadas siguen siendo compactas y que además su alma también sigue siendo compacta al corte (ver Tabla 3.16).
- Con el análisis de la compactes de las secciones armadas y el rediseño realizado con el software (y expresado a través del coeficiente  $M_u/M_d$ , ver Tabla 3.16) se concluye que no hay ningún problema en utilizar las secciones armadas con las dimensiones expresadas en la Tabla 3.16, y que además son del mismo acero A588 que las secciones laminadas.

En las tablas 3.15 y 3.16, se utiliza la nomenclatura de la Figura 3.43 Dimensiones de la sección I:



**Figura 3.43 Dimensiones de la sección I**

Tabla 3.15 Propiedades de secciones laminadas

**SECCIONES CRITICAS DE CADA GRUPO DE DISEÑO Y DIMENSIONES DE LA SECCION**

GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		Coeficiente Mu/Md	SECCION DE DISEÑO LAMINADA	DIMENSIONES LAMINADAS						
	PISO	VIGA			d(mm)	tw (mm)	h=d-2tf (mm)	bf (mm)	tf (mm)	Area patin	area alma
Voladizo 1	11	D6'-D5	0,880	W12X16	304,80	5,59	291,34	101,35	6,73	682,16	1628,00
Voladizo 2	11	D1'-D2	0,490	W12X50	309,88	9,40	277,37	205,23	16,26	3336,25	2606,70
Voladizo 3	9	C4-D4	0,503	W12X35	317,50	7,62	291,08	166,62	13,21	2200,77	2218,06
Vigas Y	6	C4-D5	0,845	W12X35	317,50	7,62	291,08	166,62	13,21	2200,77	2218,06
Vigas X	6	B5-D5	0,860	W12X26	309,88	5,84	290,58	164,85	9,65	1591,09	1697,54
Vigas del nucleo	6	C3-C4	0,761	W10X22	259,08	6,10	240,79	146,05	9,14	1335,48	1467,87
Vigas perimetrales	1	E4-E5	0,738	W12X26	309,88	5,84	290,58	164,85	9,65	1591,09	1697,54
Vigas de la rampa	1	B2-B3	0,822	W12X26	309,88	5,84	290,58	164,85	9,65	1591,09	1697,54
Vigas secundarias	1	B6-D'6	0,788	W10X17	256,54	6,10	236,47	101,85	10,03	1021,90	1441,55

**COMPROBACION CRITERIOS DE COMPACTES Y CONDICION DE RESISTENCIA AL CORTE**

GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		Coeficiente Mu/Md	SECCION DE DISEÑO	Patin a flexion (caso 1 Tabla B4.1 AISC)				Alma a flexion (caso 9 Tabla B4.1 AISC)				Condicion de resistencia al corte	
	PISO	VIGA			$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_f=bf/2tf$	compactes	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_w = h/tw$	compactes	$2,24\sqrt{E/F_y}$	$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Voladizo 1	11	D6'-D5	0,880	W12X16	9,15	24,08	7,53	compacto	90,55	137,27	52,14	compacto	53,95	si
Voladizo 2	11	D1'-D2	0,490	W12X50	9,15	24,08	6,31	compacto	90,55	137,27	29,51	compacto	53,95	si
Voladizo 3	9	C4-D4	0,503	W12X35	9,15	24,08	6,31	compacto	90,55	137,27	38,20	compacto	53,95	si
Vigas Y	6	C4-D5	0,845	W12X35	9,15	24,08	6,31	compacto	90,55	137,27	38,20	compacto	53,95	si
Vigas X	6	B5-D5	0,860	W12X26	9,15	24,08	8,54	compacto	90,55	137,27	49,74	compacto	53,95	si
Vigas del nucleo	6	C3-C4	0,761	W10X22	9,15	24,08	7,99	compacto	90,55	137,27	39,50	compacto	53,95	si
Vigas perimetrales	1	E4-E5	0,738	W12X26	9,15	24,08	8,54	compacto	90,55	137,27	49,74	compacto	53,95	si
Vigas de la rampa	1	B2-B3	0,822	W12X26	9,15	24,08	8,54	compacto	90,55	137,27	49,74	compacto	53,95	si
Vigas secundarias	1	B6-D'6	0,788	W10X17	9,15	24,08	5,08	compacto	90,55	137,27	38,79	compacto	53,95	si

Tabla 3.16 Propiedades de secciones soldadas

**SECCIONES CRITICAS DE CADA GRUPO DE DISEÑO Y DIMENSIONES DE LA SECCION**

GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		Coeficiente Mu/Md laminadas	Coeficiente Mu/Md soldadas	Diferencia de coef. Mu/Md	SECCION LAMINADA	SECCION ARMADA	DIMENSIONES SOLDADAS						
	PISO	VIGA						d(mm)	tw (mm)	h=d-2tf (mm)	bf (mm)	tf (mm)	Area patin	Area alma
Voladizo 1	11	D6'-D5	0,880	0,739	0,141	W12X16	V1	316	6	300	105	8	840	1800
Voladizo 2	11	D1'-D2	0,490	0,446	0,044	W12X50	V2	316	10	280	206	18	3708	2800
Voladizo 3	9	C4-D4	0,503	0,461	0,042	W12X35	V3	328	8	300	168	14	2352	2400
Vigas Y	6	C4-D5	0,845	0,801	0,044	W12X35	V3	328	8	300	168	14	2352	2400
Vigas X	6	B5-D5	0,860	0,826	0,034	W12X26	V4	320	6	300	165	10	1650	1800
Vigas del nucleo	6	C3-C4	0,761	0,731	0,030	W10X22	V5	270	6	250	150	10	1500	1500
Vigas perimetrales	1	E4-E5	0,738	0,698	0,040	W12X26	V4	320	6	300	165	10	1650	1800
Vigas de la rampa	1	B2-B3	0,822	0,777	0,045	W12X26	V4	320	6	300	165	10	1650	1800
Vigas secundarias	1	B6-D'6	0,788	0,676	0,112	W10X17	V6	270	6	250	105	10	1050	1500

**COMPROBACION CRITERIOS DE COMPACTES Y CONDICION DE RESISTENCIA AL CORTE**

GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		Coeficiente Mu/Md soldadas	SECCION DE DISEÑO	Patin a flexion (caso 2 Tabla B4.1 AISC)				Alma a flexion (caso 9 Tabla B4.1 AISC)				Condicion de resistencia al corte	
	PISO	VIGA			$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_f=bf/2tf$	compactes	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_w = h/tw$	compactes	$2,24\sqrt{E/F_y}$	$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Voladizo 1	11	D6'-D5	0,739	V1	9,15	20,57	6,56	compacto	90,55	137,27	50,00	compacto	53,95	si
Voladizo 2	11	D1'-D2	0,446	V2	9,15	23,78	5,72	compacto	90,55	137,27	28,00	compacto	53,95	si
Voladizo 3	9	C4-D4	0,461	V3	9,15	22,10	6,00	compacto	90,55	137,27	37,50	compacto	53,95	si
Vigas Y	6	C4-D5	0,801	V3	9,15	22,10	6,00	compacto	90,55	137,27	37,50	compacto	53,95	si
Vigas X	6	B5-D5	0,826	V4	9,15	20,57	8,25	compacto	90,55	137,27	50,00	compacto	53,95	si
Vigas del nucleo	6	C3-C4	0,731	V5	9,15	21,53	7,50	compacto	90,55	137,27	41,67	compacto	53,95	si
Vigas perimetrales	1	E4-E5	0,698	V4	9,15	20,57	8,25	compacto	90,55	137,27	50,00	compacto	53,95	si
Vigas de la rampa	1	B2-B3	0,777	V4	9,15	20,57	8,25	compacto	90,55	137,27	50,00	compacto	53,95	si
Vigas secundarias	1	B6-D'6	0,676	V6	9,15	21,53	5,25	compacto	90,55	137,27	41,67	compacto	53,95	si

### 3.8.4 DISEÑO DE PLACAS BASE

Para el diseño de la placa base se toma en cuenta lo siguiente:

- Propiedades del material

$$\text{Columna:} \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 70 \text{ ksi}$$

$$\text{Placa base:} \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 70 \text{ ksi}$$

- Propiedades geométricas de la sección (HSS 8x8x5/16)

$$Z = 25.1 \text{ plg}^2$$

- Resistencia requerida

$$P_u = 107.903 \text{ kips}$$

Cálculo de la resistencia requerida para el estado límite de aplastamiento del hormigón.

Utilizando la ecuación 3.66

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c A_1, \quad \text{donde: } \frac{A_2}{A_1} \leq 4$$

Se escoge una placa base de prueba que exceda 3½ plg de cada cara de la columna, es decir, en este caso 15 plg. x 15 plg.

Cálculo de las áreas:

$$A_1 = 15 \text{ plg} \times 15 \text{ plg}$$

$$A_1 = 225 \text{ plg}^2$$

$$A_2 = 92 \text{ plg} \times 92 \text{ plg}$$

$$A_2 = 8464 \text{ plg}^2$$

Reemplazando valores:

$$P_p = 0.85 \times 3 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 225 \text{ plg}^2 \times \sqrt{\frac{8464 \text{ plg}^2}{225 \text{ plg}^2}} \leq 1.7 \times 3 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 225 \text{ plg}^2$$

$$3519 \text{ kips} \leq 1147.5 \text{ kips}$$

No cumple con este requerimiento, por lo tanto se escoge  $P_p = P_n = 1147.5 \text{ kips}$  para el diseño. El lado derecho de la ecuación se controla cuando  $A_2/A_1$  supera 4.0

Cálculo de la resistencia de diseño

$$P_d = \phi_c P_n$$

$$P_d = 0.6 \times 1147.5 \text{ kips}$$

$$P_d = 688.5 \text{ kips}$$

Cálculo de la presión bajo la placa de apoyo y determinación del espesor requerido.

Para HSS cuadradas, la distancia  $m$ ,  $n$ , se determina usando 0.95 veces la profundidad y ancho de la sección.

$$m = n = \frac{N - 0.95 (\text{dimensión del cajón})}{2}$$

$$m = n = \frac{15 \text{ plg} - 0.85 \times 8 \text{ plg}}{2}$$

$$m = n = 3.7 \text{ plg} \geq$$

Cálculo de  $f_{pu}$ :

$$f_{pu} = \frac{P_u}{A_{eff}}$$

Donde:

$f_{pu}$  = esfuerzo ultimo de aplastamiento, ksi (Kg/cm<sup>2</sup>)

$P_u$  = resistencia requerida, kips (kgf)

$A_{eff}$  = sumatoria de las áreas efectivas de la sección transversal, basado en la reducción del ancho efectivo  $b_e$ , in<sup>2</sup>, (mm<sup>2</sup>)

$$f_{pu} = \frac{107.93 \text{ kips}}{225 \text{ plg}^2}$$

$$f_{pu} = 0.48 \text{ ksi}$$

Cálculo del espesor requerido de la placa:

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{f_{pu} l^2}{\phi_b F_y}}$$

Donde:

$l^2$  = longitud de soporte de la placa = ancho de la placa base

$\Phi_b$  = factor de resistencia por flexión

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \times 0.48 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 3.7^2 \text{ plg}^2}{0.9 \times 50 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2}}}$$

$$t_{p \text{ req}} = 0.54 \text{ plg} \approx \frac{5}{8} \text{ plg} = 1.6 \text{ cm}$$

Las placas base de las columnas exteriores y del núcleo se diseñan de idéntica forma, por lo que a continuación se presenta la Tabla 3.17 en la que se puede observar las dimensiones, el área, el peso, etc, de cada una de las mismas.

	N Placas	Dimensiones (plg)	Área (plg <sup>2</sup> )	Volumen (plg <sup>3</sup> )	Dimensiones (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso/placa (kg)	Peso total (kg)
Columnas perimetrales	16	15x15x5/8	225	140,63	38x38x2	1444	2888	22,67	362,73
Columnas exteriores	4	21x21x1	441	441,00	54x54x3	2916	8748	68,67	274,69
Columnas del núcleo	4	24x24x11/2	441	661,50	60x60x4	3600	14400	113,04	452,16
								<b>TOTAL</b>	<b>1089,58</b>

**Tabla 3.17 Dimensiones de las placas base**

### 3.8.5 DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje serán de acero A36 y para el diseño se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

#### 3.8.5.1 DISEÑO POR FRACTURA POR TENSIÓN

Primero se determina el área total del perno, considerando que el mismo está sometido a una fractura por tensión:

Utilizando la ecuación 3.68 se tiene:

$$A_g = \frac{(107.903 \text{ pernos}) \text{ kips}}{0.75 \times 0.9 \times 58 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2}}$$

$$A_g = 0.689 \text{ plg}^2$$

$$d'' = \sqrt{\frac{4 * 0.689 \text{ plg}^2}{\pi}}$$

$$d'' = 0.94 \text{ plg} \approx 1 \text{ plg} = 25 \text{ mm}$$

Segundo se calcula la superficie requerida con la ecuación 3.69, reemplazando valores se tiene:

$$A_{psf} = \frac{(107903 / 4 \text{ pernos}) \text{ libras}}{4 \times 0.9 \times \sqrt{3000 \frac{\text{libs}}{\text{plg}^2}}}$$

$$A_{psf} = 136.8 \text{ plg}^2$$

Para terminar con el diseño por ruptura por tensión se calcula la longitud requerida del perno y el borde del concreto para la superficie del área requerida con la fórmula 3.70, obteniendo lo siguiente:

$$L = \sqrt{\frac{136.8 \text{ plg}^2}{3.14}}$$

$$L = 6.6 \text{ plg} \approx 7 \text{ plg} = 17.78 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

La longitud mínima de empotramiento se determina a partir de la Tabla 3.18

Los pernos de anclaje para las placas base de las columnas exteriores y de las del núcleo se diseñan de idéntica manera que los pernos de anclaje de las placas base de las columnas perimetrales.

En la Tabla 3.18, se muestran los resultados de los cálculos de los pernos de anclaje para todas las placas base:

Nº Pernos por placa base	Columna	Fuerza Requerida	Área total plg <sup>2</sup>	Diámetro plg	Superficie requerida plg <sup>2</sup>	Longitud empotramiento L = 12d (plg)	Área total cm <sup>2</sup>	Diámetro cm	Superficie requerida cm <sup>2</sup>	Longitud requerida cm
4	Perimetral	107,93/4	0,689	1	136,8	12	4	2,54	883	30,5
4	Exterior	600,933/4	2,9	1	761,908	12	19	2,54	4916	30,5
8	Núcleo	1340,86/4	6,42	1	850,02	12	41	2,54	5484	30,5

**Tabla 3.18 Dimensiones de los pernos de anclaje**

## **CAPÍTULO 4**

### **DISEÑO DE CONEXIONES**

#### **4.1 CONEXIONES**

En las estructuras de acero la conexión entre los miembros se realiza por medio de pernos, tornillos, soldaduras, etc. y en general todos ellos se conocen como conectores. Los pernos son barras metálicas de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro, para recibir una tuerca. Con base en el material y la resistencia, los pernos estructurales se pueden clasificar como pernos estructurales ordinarios y como pernos de alta resistencia.

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido, producido por la aplicación de calor intenso. Generalmente el calor para la soldadura se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar, y una varilla de acero llamada electrodo.

##### **4.1.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA SOLDADURA Y EL EMPERNADO<sup>16</sup>**

###### **4.1.1.1 Ventajas de la soldadura:**

1. Con soldadura se reducen o se eliminan los elementos conectores, tales como placas de unión, cubre placas y placas de empalme ya que no son necesarias, esto representa un ahorro considerable en peso y tiempo de fabricación.
2. Con el uso de soldadura se reducen costos y tiempo de fabricación, porque se eliminan operaciones como punzonamiento, perforado y rebordeado.
3. Las uniones soldadas producen una estructura más rígida en comparación con las estructuras más flexibles hechas con conexiones empernadas. A su vez, con frecuencia, las conexiones rígidas conducen a peraltes y pesos reducidos.

---

<sup>16</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD”, 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 232

4. La soldadura es único procedimiento de conexión de placas que produce una unión que es intrínsecamente hermética e impermeable, por lo que es ideal para fabricar recipientes a presión, tanques de agua, conductos, etc.
5. La soldadura simplifica la rehabilitación y reforzamiento de las estructuras existentes atornilladas o soldadas.

#### **4.1.1.2 Desventajas de la soldadura:**

1. La soldadura requiere de trabajadores capacitados.
2. Se requiere de inspección, durante y después de la soldadura terminada.
3. Las tolerancias de fabricación por lo general son más estrictas que las de conexiones empernadas.

#### **4.1.1.3 Ventajas del empernado:**

1. Los pernos de alta resistencia requieren de menos trabajadores y menos capacitados, lo que reduce el costo de mano de obra.
2. El empernado requiere menos equipo.
3. Las técnicas de instalación son sencillas y se puede capacitar a un trabajador en corto tiempo.

#### **4.1.1.4 Desventajas del empernado:**

1. El diseño de este tipo de conexiones es más minucioso, porque se debe tomar en cuenta que la resistencia de los miembros conectados disminuye debido a los agujeros necesarios para los pernos.
2. Los miembros a tensión conectados por pernos, tienen mayor área y por ende más peso, porque se debe considerar la reducción del área neta que producen los agujeros necesarios para los pernos.
3. Aumentan los tiempos de fabricación debido a operaciones necesarias para la realización de los agujeros.

Actualmente en el Ecuador, se utiliza mayormente las conexiones soldadas porque proporcionan mayor facilidad en la fabricación de los miembros armados

estructurales, además existe el personal calificado necesario para realizar la soldadura de taller y de campo de estructuras metálicas.

Por esta razón en el presente proyecto de titulación, se orienta directamente a la utilización y aplicación de la soldadura como proceso de fabricación; y diseño de las conexiones necesarias.

## **4.2 ELECTRODOS DE SOLDADURA**

Los electrodos de soldadura son varillas o alambres utilizados como material de aporte para realizar la soldadura. El tipo de electrodo usado afecta las propiedades de la soldadura como la resistencia, ductilidad y la resistencia a la corrosión. Los electrodos para soldadura deben cumplir con las especificaciones de la sociedad americana de soldadura (AWS).

Para cada proceso de soldadura por arco eléctrico, los electrodos se clasifican o codifican para denotar sus propiedades mecánicas y eléctricas. Estas clasificaciones se detallarán para cada proceso de soldadura, en las secciones 5.1.1 a la 5.1.4.

### **4.2.1 COMPATIBILIDAD O IGUALADO DEL MATERIAL DE APORTE**

Las características del material base y las propiedades deseadas en la propia soldadura, determinan el electrodo elegido. Si las propiedades del material del electrodo son equivalentes a las propiedades del material base, se dice que se trata de un electrodo “compatible o igualado” (matching). En la tabla 3.1 de la AWS D1.1 2006, se relacionan electrodos compatibles para varios aceros estructurales ASTM y se encuentra referida en la tabla J2.5 de la especificación AISC.

En la Tabla 4.1 del presente Proyecto de Titulación (extracto de la tabla 3.1 AWS D1.1 2006), se muestra que electrodo son compatibles para cada tipo de acero estructural. La compatibilidad que se utiliza aquí, es la asignación de ciertos materiales de electrodos a metales base de acuerdo con el código AWS y con base en el esfuerzo de tensión ultimo del metal base y del metal de aporte.

Requisitos de compatibilidad de los metales de aporte			
GRUPO	MATERIAL BASE (Especificación ASTM)	Proceso de soldadura	
		SMAW	GMAW
I	A36 $\leq$ 20mm espesor	E60XX o E70XX	ER70S-X
II	A36 > 20 mm espesor	E70XX	ER70S-X
	A572 Grados 42, 50 y 55		
	A588		
III	A572 Grados 60 y 65	E80XX	ER80S-X
IV	A709	E90XX	ER90S-XX

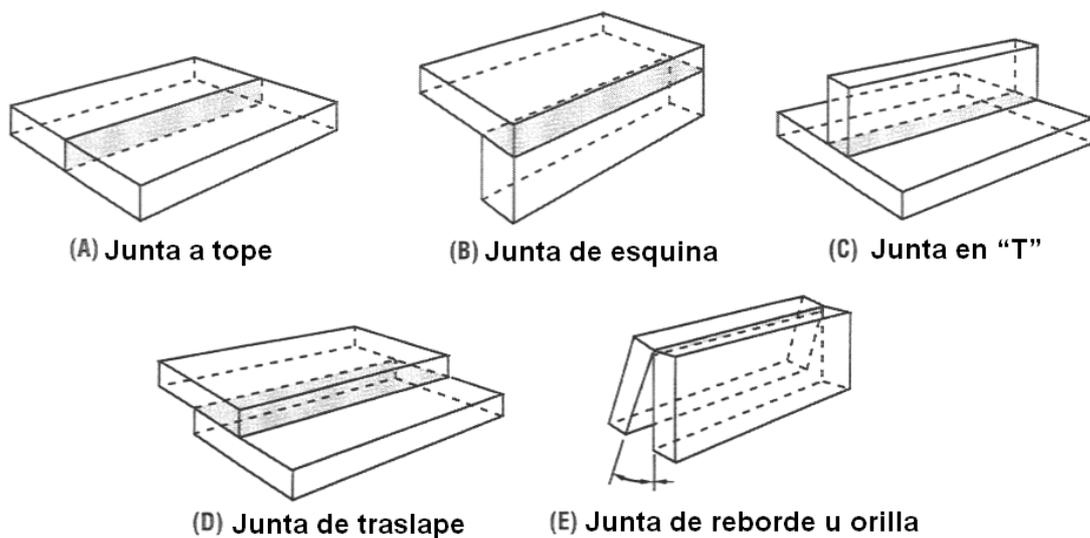
**Tabla 4.1** Requisitos de compatibilidad de los metales de aporte

Se permite el uso de electrodos de un nivel mayor de resistencia que el del “compatible o igualado”. Por ejemplo los aceros estructurales comunes con un  $F_y$  de 36 ksi a 50 ksi, se sueldan con electrodos de 70 ksi de resistencia nominal, designados como E70XX para SMAW.

### 4.3 CLASIFICACIONES DE LA SOLDADURA

#### 4.3.1 TIPOS DE JUNTA

Se entiende por tipo de junta, a la forma geométrica en que están colocadas las piezas a ser unidas mediante soldadura. Existen 5 tipos básicos de juntas. Estas son (ver Figura 4.1):



**Figura 4.1** Tipos básicos de junta

### 4.3.2 TIPOS DE SOLDADURAS

Las soldaduras se clasifican de acuerdo a la forma de su sección transversal como filete, ranura, tapón y muesca (ver Figura 4.2).

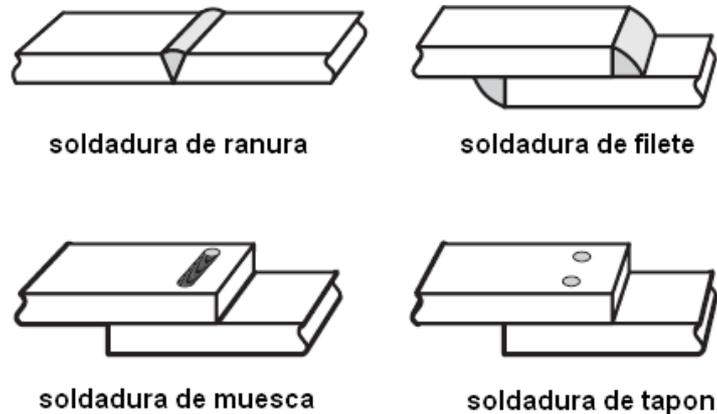


Figura 4.2 Tipos de soldaduras

#### 4.3.2.1 Soldaduras de filete

Las soldaduras de filete tienen una sección transversal triangular y unen dos superficies que forman un ángulo recto. Para este tipo de soldaduras no se requiere preparación de las superficies a soldar, por lo que son económicas.

#### 4.3.2.2 Soldaduras de ranura

Las soldaduras de ranura son soldaduras que se depositan en una ranura o separación entre extremos, bordes o superficies adyacentes de dos partes a unir. Por lo general se utilizan en juntas a tope, aunque también pueden ser utilizadas en otros tipos de juntas.

#### 4.3.2.3 Soldaduras de tapón y de muesca

Las soldaduras de tapón y de muesca se efectúan al depositar metal de aporte en aberturas circulares, o ranuradas formadas en uno de los dos miembros a unir. Las soldaduras de tapón y de muesca se utilizan para transmitir cortante en uniones traslapadas, y como soldaduras de costura para unir componentes de miembros compuestos.

Por su parte las soldaduras de ranura, dependiendo de la geometría de los bordes de los miembros de la junta (ver Tabla 4.2), pueden ser de los siguientes tipos:

- Escuadra o cuadrada
- Bisel
- En "V"
- En "J"
- En "U"

Adicionalmente las soldaduras de ranura, también las soldaduras de filete pueden ser dobles o sencillas dependiendo de si la soldadura se ha realizado por uno o por ambos lados (ver Tabla 4.2)

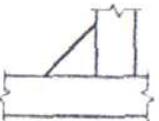
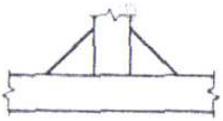
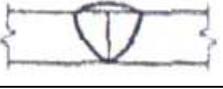
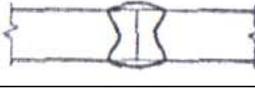
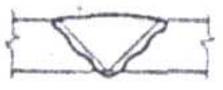
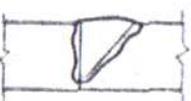
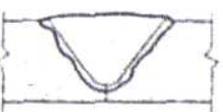
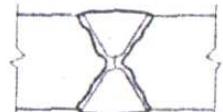
	TIPOS DE SOLDADURAS		
	Preparación del borde	Simple	Doble
<b>FILETE</b>	Ninguna		
<b>RANURA</b>	Cuadrada		
	Bisel		
	En "V"		
	En "J"		
	En "U"		

Tabla 4.2 Tipos de soldadura de filete y de ranura

### 4.3.3 POSICIONES DE SOLDADURA

Las posiciones de soldadura son las formas en las que se realizarán tanto la soldadura durante la etapa de calificación como la soldadura de producción. Y pueden ser nombradas con números cuando se trata de calificación de

soldadores o de procedimientos y cuando se trata de posiciones de trabajo se denominan con nombres, existen 4 posiciones para soldar placas (ver Tabla 4.3 y Tabla 4.4)

Posición de trabajo	Posición de calificación
Plana	1G
Horizontal	2G
Vertical	3G
Sobrecabeza	4G

Tabla 4.3 Posiciones de trabajo y calificación

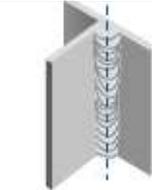
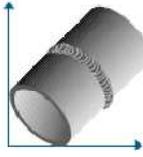
POSICIONES DE SOLDADURA			
PLANA	HORIZONTAL	VERTICAL	SOBRE CABEZA
SOLDADURAS DE FILETE			
			
1F	2F	3F	4F
SOLDADURAS DE RANURA			
			
1G	2G	3G	4G
SOLDADURAS EN TUBERIA			
La tubería se rota mientras se suelda 		La tubería no se rota mientras se suelda 	
1G	2G	5G	6G

Tabla 4.4 Posiciones de soldadura

#### 4.4 SIMBOLOGÍA DE SOLDADURA

Las norma americana AWS A 2.4, hace una distinción entre los términos símbolo de soldadura (weld symbol) y símbolo de soldar (welding symbol). El símbolo de soldadura es un carácter gráfico que indica el tipo de soldadura y forma parte símbolo de soldar.

El símbolo de soldar es una representación gráfica de una soldadura y está constituido por ocho elementos:

- Línea de referencia.
- Símbolo básico de soldadura
- Dimensiones y otros datos
- Símbolos suplementarios
- Símbolo de acabado
- Cola
- Flecha
- Especificación del proceso o de otras referencias.

No es necesario usar todos estos elementos, a no ser que se requieran para clarificar algún detalle particular, pero cuando se utilicen, cada uno de ellos debe estar en la posición específica que se indica en la Figura 4.3.

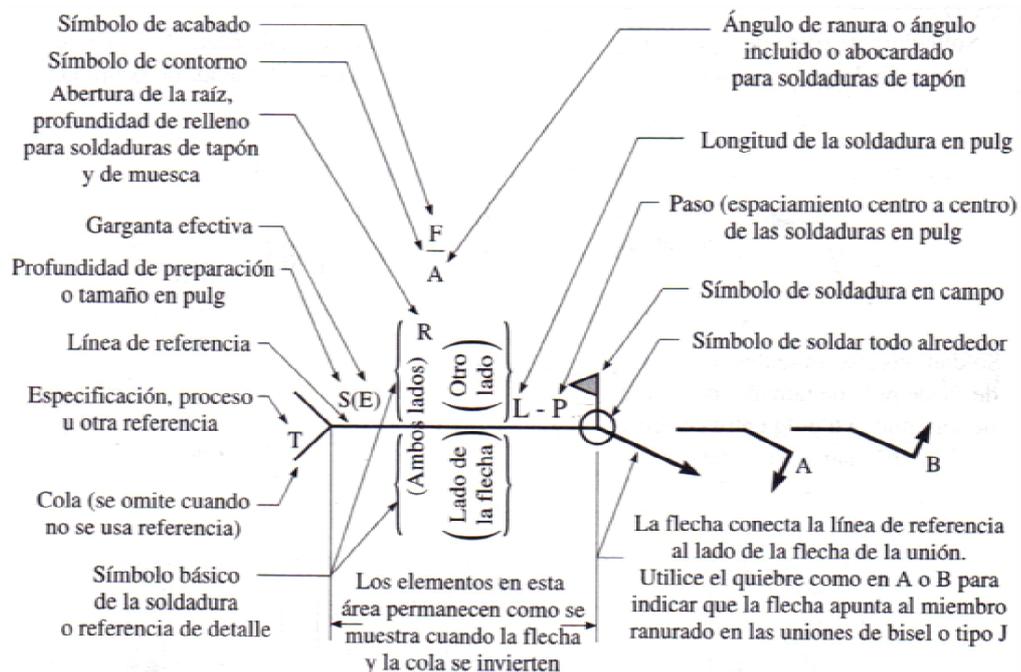


Figura 4.3 Ubicación normal de los elementos de los símbolos de una soldadura

#### 4.4.1 LÍNEA DE REFERENCIA

Este es el elemento más importante de del símbolo de soldar. La línea de referencia siempre es horizontal y se conecta en un extremo con la flecha y en el

otro con la cola. El símbolo de soldadura se ubica arriba o debajo de la línea de referencia dependiendo de la ubicación específica de la soldadura respecto a la flecha.

#### 4.4.2 Símbolos de soldadura básicos y suplementarios

Los símbolos de soldadura básicos deben dibujarse como se indica en la Figura 4.4. Los símbolos suplementarios a usarse conjuntamente con el símbolo de soldar deben ser dibujados como se indica en la Figura 4.4

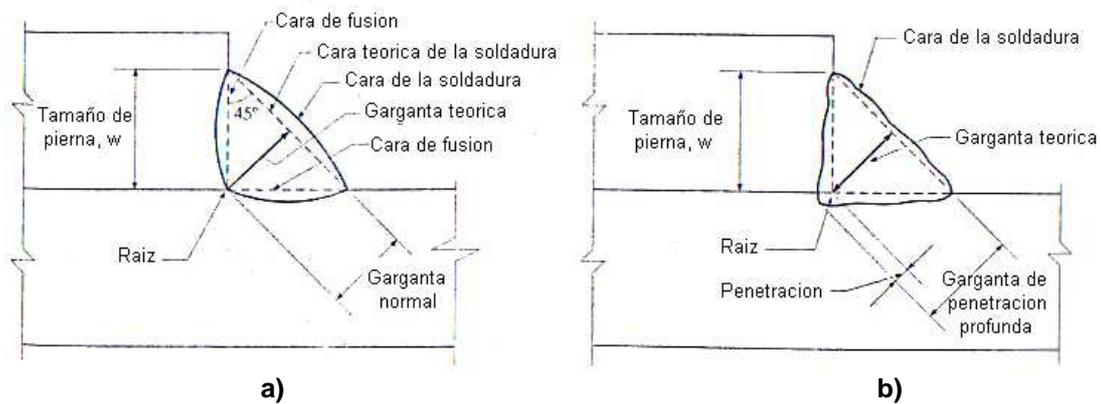
Símbolos básicos de soldaduras									
Canto	Filete	Tapón o muesca	Ranura o a tope						
			Rectangular	V	Bisel	U	J	V abocinada	Bisel abocinado
Símbolos suplementarios de soldaduras									
Respaldo	Espaciador	Soldadura todo alrededor	Soldadura en campo	Contorno		Ver AWS A2.4 para otros símbolos suplementarios de soldaduras			
				Plano	Convexo				

Figura 4.4 Símbolos básicos de soldadura

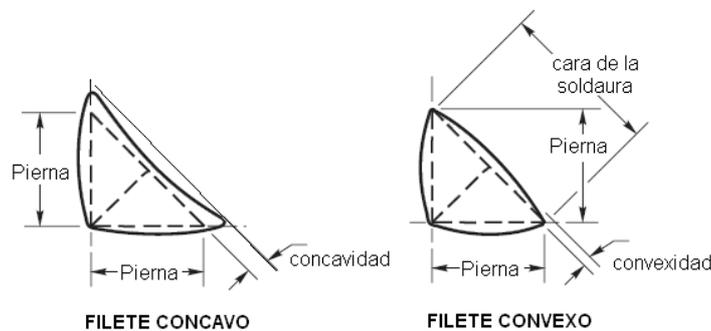
## 4.5 DEFINICIONES Y GEOMETRIA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

### 4.5.1 TAMAÑO DE LA SOLDADURA DE FILETE

La sección transversal típica de una soldadura de filete es un triángulo rectángulo de lados iguales, y se define como tamaño de la soldadura de filete al tamaño de la pierna  $w$  (ver Figura 4.5). En el caso de una sección del filete cóncava o convexa (ver Figura 4.6), el tamaño de la pierna se mide mediante el triángulo rectángulo más grande que se pueda inscribir dentro de la soldadura.



**Figura 4.5 Términos de la soldadura de filete**



**Figura 4.6 Filete cóncavo y filete convexo**

#### 4.5.2 TAMAÑO DE LA GARGANTA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.

La raíz de una soldadura de filete se define como el punto en el cual las caras de las placas a unir se intersecan (ver Figura 4.5 a). A la parte de la soldadura que se supone es la que efectivamente transfiere el esfuerzo se le denomina garganta. En el caso de las soldaduras de filete la línea perpendicular a la cara de la soldadura, y que pasa por la raíz es la garganta de la soldadura se llama garganta teórica (ver Figura 4.5 b).

En filetes de piernas iguales la garganta teórica es igual al espesor efectivo de la soldadura y es:

$$t_e = w \cdot \text{sen}45^\circ = 0,707w \quad (4.1)$$

Donde:

w = tamaño de la pierna de filete

$t_e$  = espesor efectivo de la garganta = garganta teórica

#### 4.5.3 TAMAÑO MÍNIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE<sup>17</sup>

La especificación AISC en su tabla J2.4 especifica los tamaños mínimos de las piernas de los filetes como función del espesor de la placa más delgada (ver Tabla 4.5), sin embargo el tamaño puede ser mayor si así lo requiere la resistencia calculada.

Pero así mismo la especificación AISC 2005 al inicio de la sección J2, indica que el código AWS D1.1 prevalece en el establecimiento del tamaño mínimo de filete. Y el código AWS D1.1 sólo difiere de la AISC en que se toma como referencia la parte más gruesa a ser soldada para establecer el tamaño mínimo de filete (ver Tabla 4.6), cuando no se utiliza precalentamiento de las piezas a soldar.

<b>TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds</b>	
Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, <sup>[a]</sup> in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)
<small><sup>[a]</sup> Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used. Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.</small>	

**Tabla 4.5 Tamaño mínimo de filete (AISC 2005)**

**Fuente: Tabla J2.4 especificación AISC 2005**

<b>Table 5.8 Minimum Fillet Weld Sizes (see 5.14)</b>			
Base-Metal Thickness (T) <sup>a</sup>		Minimum Size of Fillet Weld <sup>b</sup>	
in.	mm	in.	mm
$T \leq 1/4$	$T \leq 6$	1/8 (Note c)	3 (Note c)
$1/4 < T \leq 1/2$	$6 < T \leq 12$	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	$12 < T \leq 20$	1/4	6
$3/4 < T$	$20 < T$	5/16	8
<small><sup>a</sup> For non-low-hydrogen processes without preheat calculated in conformance with 4.7.4, T equals thickness of the thicker part joined; single-pass welds shall be used.</small>			

**Tabla 4.6 Tamaño mínimo de filete (AWS D1.1 2006)**

<sup>17</sup>Jack McCormac, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2<sup>da</sup> Edición, Editorial Alfaomega, Mexico, pp 452

Fuente: Tabla 5.8 código AWS D1.1 2006

Estos tamaños mínimos no se desarrollaron con base en requerimientos de diseño, sino debido al hecho de que los materiales gruesos tienen un efecto de enfriamiento rápido en soldaduras pequeñas; cuando eso sucede, en las soldaduras se manifiesta una pérdida de ductilidad. Además, el material grueso tiende a restringir la contracción propia de la soldadura al enfriarse ésta, y pueden en consecuencia aparecer grietas en los cordones.

#### 4.5.4 TAMAÑO MÁXIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE<sup>18</sup>

La especificación AISC en su sección J2.2b requiere que:

- El tamaño máximo de soldadura a lo largo del borde de un material de  $\frac{1}{4}$  pulg. (6mm) de espesor, no sea más grande que el espesor del material.
- Y que a lo largo del borde de un material de espesor de  $\frac{1}{4}$  pulg (6mm) o más, el tamaño de soldadura de filete no debe ser más grande que el espesor menos  $\frac{1}{16}$  pulg (2mm), ver Figura 4.7.

“Esta disposición se refiere sólo a juntas en traslape con soldaduras de filete, porque el soldador puede fundir el borde del material, y la soldadura puede aparentar que tiene la garganta correcta, cuando en realidad no la tiene (ver Figura 4.7). Y también para dar facilidad en la medición e inspección de la soldadura terminada”<sup>19</sup>

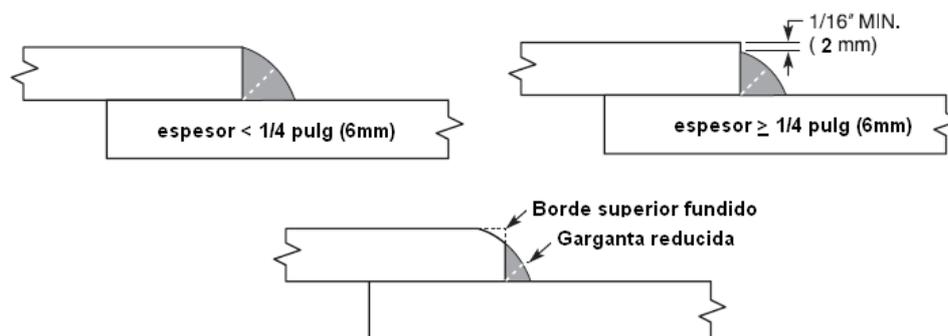


Figura 4.7 Tamaño máximo de filete en juntas a traslape

<sup>18</sup>ANSI / AISC, 2005, “ANSI / AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings”, Estados Unidos, sección J2.2b

<sup>19</sup>Duane k. Miller, 2006, “AISC design guide 21, Welded Connections”, Estados Unidos, pp 38

#### 4.5.5 LONGITUD EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

La longitud efectiva ( $L_w$ ) de una soldadura de filete es la distancia, medida en forma paralela a la raíz, entre el cráter al inicio y el cráter al borde de terminación (ver Figura 4.8 a). Cuando se inicia y termina una soldadura de filete, la longitud no es totalmente efectiva porque existen cráteres al inicio y al final del cordón de soldadura. Por lo general se considera la longitud efectiva ( $L_w$ ) como la longitud total menos 2 veces el tamaño de la soldadura ( $w$ ) (ver ecuación 4.2)

$$L_w = L_g - 2w \quad (4.2)$$

Donde:

$L_g$  = longitud total de la soldadura

$L_w$  = longitud efectiva de la soldadura

$w$  = tamaño de la pierna de filete

La longitud de una soldadura diseñada para transferir fuerza, por ejemplo en conexiones, no puede ser menor a cuatro veces su tamaño nominal  $w$ ; en caso contrario el tamaño efectivo de la soldadura debe considerarse igual a  $\frac{1}{4}$  de la longitud real, esto es:

$$L_w \geq L_{w,\min} = 4w \quad \text{ó} \quad w_e = L_w / 4 \quad (4.3)$$

#### 4.5.6 ÁREA EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

El área efectiva ( $A_w$ ) de la soldadura de filete es el producto de la longitud efectiva ( $L_w$ ) por el espesor efectivo de la garganta del filete ( $w$ ), (ver Figura 4.8 y ecuación 4.4).

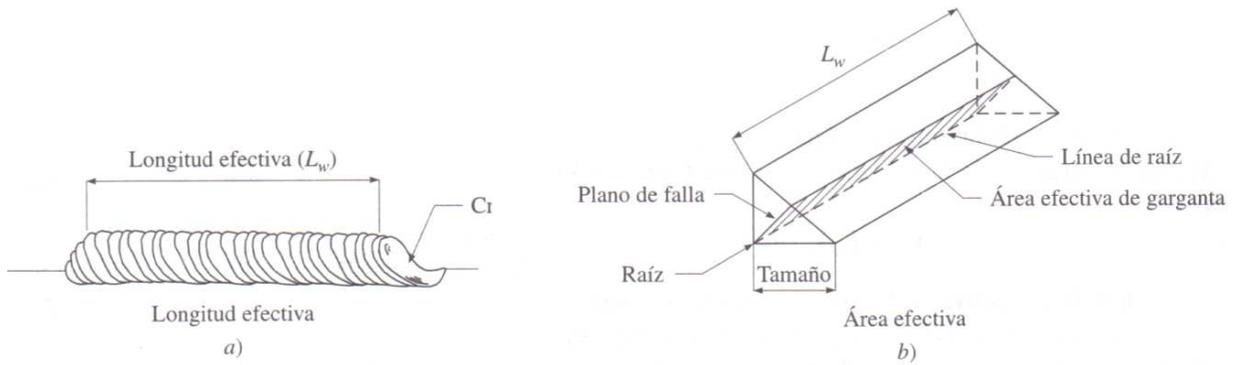
$$A_w = L_w \cdot t_e \quad (4.4)$$

Donde:

$A_w$  = Área efectiva de la soldadura de filete

$L_w$  = Longitud efectiva de la soldadura (ver ecuación 4.2)

$t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de soldadura de filete (ver ecuación 4.1)



**Figura 4.8 Longitud y área efectiva de la soldadura de filete**

#### 4.5.7 SOLDADURAS DE FILETE INTERMITENTES

Soldadura de filete intermitente es un filete de soldadura que tiene una longitud corta separada a espacios regulares de otros filetes. Normalmente se utilizan en aplicaciones donde un filete continuo proporciona una resistencia superior a la requerida. En una soldadura intermitente diseñada para transmitir carga, su longitud efectiva ( $L_{iw}$ ) (ver Figura 4.9) no debe ser menor a 4 veces el tamaño de su pierna ó a 1½ pulg. (38 mm).

##### 4.5.7.1 Espaciamiento máximo en soldaduras de filete<sup>20</sup>

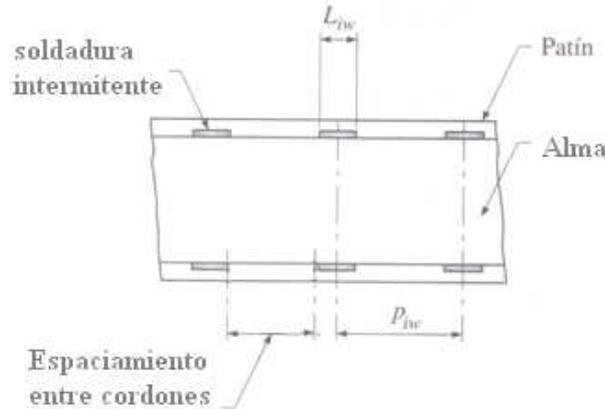
La especificación AISC 2005, en su sección E6.2 da los requerimientos dimensionales para miembros armados a compresión. Sección en la que se indica que para miembros a compresión, soldados con soldaduras intermitentes; los extremos del miembro deben tener cordones de soldadura con una longitud mínima igual al ancho máximo de la columna.

También la sección E6.2 indica que en un miembro armado con soldadura, el espaciamiento máximo (ver Figura 4.9) entre las soldaduras intermitentes debe ser igual a  $0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  veces el espesor de la parte más delgada a soldar ó 305 mm

(12 pulg.), el valor que sea menor.

<sup>20</sup> ANSI / AISC, 2005, "ANSI / AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos , sección E6.2

Para miembros armados a flexión, en la sección F13.4 se expresa que se debe cumplir con el mismo criterio de la sección E6.2 excepto, con la longitud mínima soldadura en los extremos de la viga.



**Figura 4.9 Términos de la soldadura intermitente**

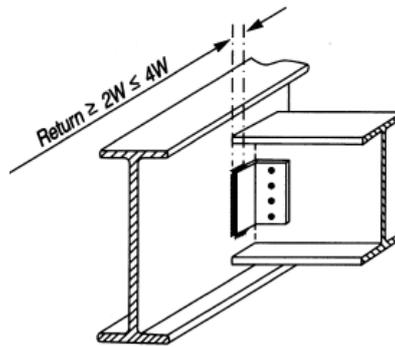
#### **4.5.8 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.**

Además de las limitaciones antes descritas, la sección J2.2b de la especificación AISC establece las siguientes limitaciones:

##### **4.5.8.1 Remates de extremos<sup>21</sup>**

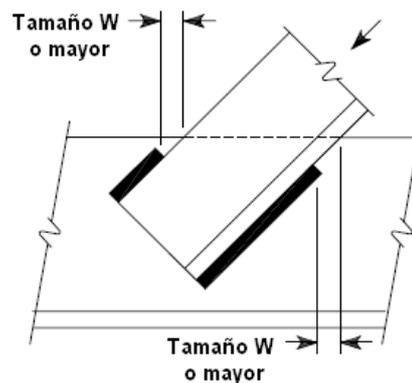
Cuando se usan remates, estos refuerzan las soldaduras en sus puntos más críticos impidiendo de esta manera la formación de grietas. La longitud de un remate no debe ser menor que 2 veces el tamaño de pierna de la soldadura. Si se usan remates de extremo para conexiones que dependen de la flexibilidad de la placa, como en conexiones de doble ángulo (ver Figura 4.10), sus longitudes no deben exceder 4 veces el tamaño de pierna de la soldadura de filete.

<sup>21</sup>Jack McCormac, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2<sup>da</sup> Edición, Editorial Alfaomega, Mexico, pp 453



**Figura 4.10 Ejemplo de uso de remates de extremo**

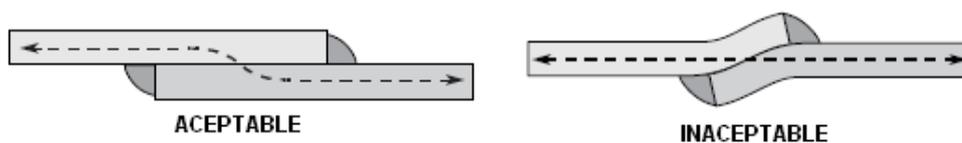
Y cuando no se utilicen remates de extremo, las soldaduras deben terminarse a una distancia no menor que el tamaño nominal de la soldadura desde un extremo. Esto se hace con el fin de evitar fundir el borde del material, lo que reduciría el espesor de la placa (ver Figura 4.11).



**Figura 4.11 Terminación de filetes**

#### 4.5.8.2 Juntas de traslape<sup>22</sup>

1. En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 pulg. (25mm). el propósito de este traslape mínimo es impedir que la junta rote excesivamente al aplicarse las cargas (ver Figura 4.12).



**Figura 4.12 Efecto del traslape mínimo.**

<sup>22</sup>Duane k. Miller, 2006, "AISC design guide 21, Welded Connections", Estados Unidos, pp 56

2. Cuando se utilicen solamente soldaduras longitudinales, la longitud de la soldadura de filete no debe ser menor que espacio transversal entre las dos soldaduras. Esto es debido a que puede existir un retraso del cortante y también para asegurar una adecuada transición entre los dos miembros (ver Figura 4.13)

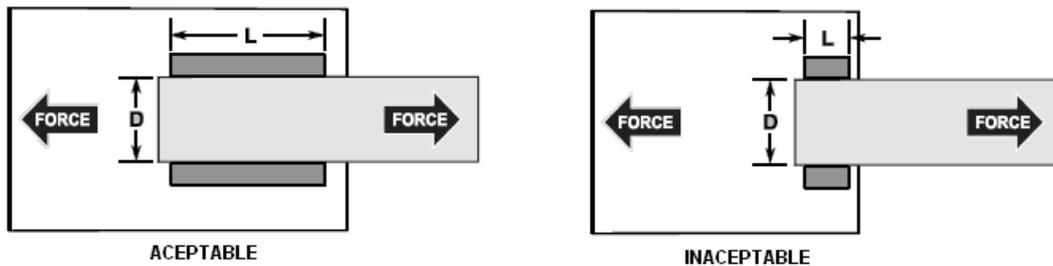


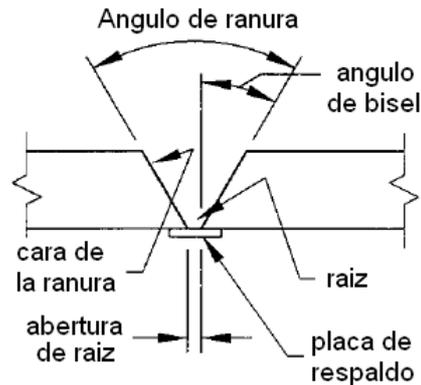
Figura 4.13 Longitud de soldadura en juntas a traslape

## 4.6 DEFINICIONES Y GEOMETRIA DE LAS SOLDADURAS DE RANURA

### 4.6.1 SOLDADURAS DE RANURA

En la Figura 4.14 se puede ver los términos relacionados a este tipo de soldaduras. Por ejemplo, la abertura de raíz es la separación entre las piezas a ser unidas y es hecha para que el electrodo tenga acceso a la base o raíz de la junta. En el caso de juntas a tope de bisel simple o tipo V, una abertura de 2 mm es aconsejable; y para juntas J o tipo U aberturas desde 0 a 3mm suelen utilizarse. Para juntas doble V o doble bisel se suele usar aberturas de raíz de 3mm.

El pase de raíz inicial debe ser desbastado por el lado contrario a la cara de la ranura, antes de hacer un cordón de respaldo para asegurar una fusión completa. A este procedimiento se le denomina Backgouge.



**Figura 4.14 Términos de una junta de ranura**

Placas de respaldo son comúnmente utilizadas cuando la soldadura debe ser hecha desde un solo lado, o cuando se tiene una abertura de raíz excesiva, los espesores y material de estas placas de respaldo están determinadas en el código AWS D1.1, cuando se usan placas de acero como placas de respaldo, usualmente no se las remueve y pasan a formar parte de la soldadura.

Una junta a tope es usualmente convexa en uno o en los dos lados, y el metal de soldadura añadido causa que la dimensión de la garganta sea más grande que el espesor del material soldado, este exceso es conocido como refuerzo (ver Figura 4.15), sin embargo, el refuerzo es ignorado en la evaluación del tamaño de la garganta. Además un excesivo refuerzo causa una concentración de esfuerzos.

El tipo de ranura seleccionada depende del espesor del material, de la posición de la soldadura, y dependiendo sí solo un lado o los dos lados son accesibles. Además las juntas de simple bisel son más baratas de realizar que las juntas dobles, pero requieren mayor cantidad de soldadura. Sin embargo, las juntas dobles requieren mayor preparación y limpieza en la soldadura de raíz antes de soldar por el segundo lado.

Las soldaduras de ranura son clasificadas a la vez, como de penetración completa o de penetración parcial:

#### 4.6.2 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (CJP)

Es una en la que existe fusión a través de todo el espesor de la junta, el espesor de garganta es el espesor de la placa más delgada a unir, y la longitud efectiva es el ancho de las placas a unir (ver Figura 4.15 ).

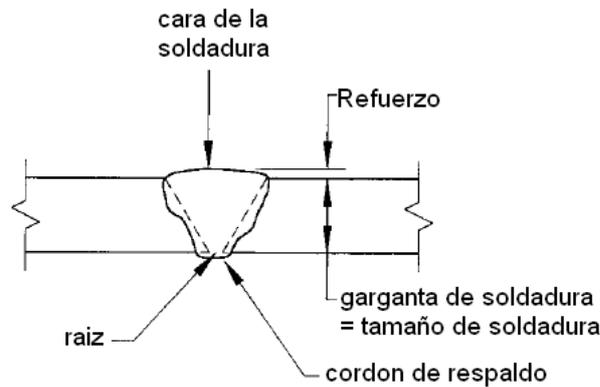


Figura 4.15 Soldadura de penetración completa CJP

#### 4.6.3 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL (PJP)

A las soldaduras de ranura que no se extienden completamente sobre todo el espesor de las partes conectadas, se las llama soldadura de ranura de penetración parcial (ver Figura 4.16). Estas soldaduras pueden hacerse desde uno o ambos lados, con o sin preparación de los bordes (biseles). Son usadas cuando los esfuerzos a ser transferidos son substancialmente más pequeños que el esfuerzo requerido por junta de de penetración completa (CJP), como en los empalmes de columnas y en las conexiones de miembros compuestos o armados.

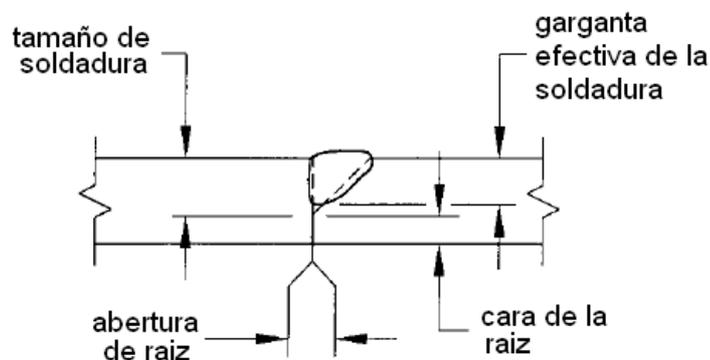


Figura 4.16 Soldadura de penetración parcial PJP

#### 4.6.4 AREA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE RANURA.

El área efectiva de una soldadura de ranura es el producto de la longitud efectiva por el espesor efectivo de la garganta. La longitud efectiva de una soldadura de ranura es el ancho de la parte a ser unida.

El espesor efectivo de la garganta en junta de penetración completa (CJP) es el espesor de la placa más delgada unida. No se toma en cuenta el refuerzo de la soldadura (ver Figura 4.15 ).

Así:

$$t_e = t_{pl} \quad (4.5)$$

Donde:

$t_{pl}$  = Espesor de la placa más delgada unida

$t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura

Para soldaduras de ranura de penetración parcial el espesor efectivo de la garganta es igual a la penetración lograda por la soldadura (ver Figura 4.16).

#### 4.7 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS

La resistencia de diseño de las soldaduras se determina de acuerdo con la sección J2 de la especificación AISC 2005, y deben verificarse los estados límites de resistencia del metal base y el estado límite de resistencia del metal de aporte, de acuerdo con la tabla J2.5 de la especificación (en la Tabla 4.7 del presente Proyecto de titulación, se muestra la tabla J2.5 de la especificación AISC 2005)

<b>TABLE J2.5</b>					
<b>Available Strength of Welded Joints, kips (N)</b>					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	$\phi$ and $\Omega$	Nominal Strength ( $F_{BM}$ or $F_w$ ) kips (N)	Effective Area ( $A_{BM}$ or $A_w$ ) in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Required Filler Metal Strength Level <sup>[a][b]</sup>
<b>COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS</b>					
Tension Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used. For T and corner joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.
Compression Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.
Tension or Compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used. <sup>[c]</sup>
<b>PARTIAL-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS INCLUDING FLARE VEE GROOVE AND FLARE BEVEL GROOVE WELDS</b>					
Tension Normal to weld axis	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	$F_y$	See J4	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Column to Base Plate and column splices designed per J1.4(a)	Compressive stress need not be considered in design of welds joining the parts.				
Compression Connections of members designed to bear other than columns as described in J1.4(b)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	$F_y$	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Connections not finished-to-bear	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	$F_y$	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90 F_{EXX}$	See J2.1a	
Tension or Compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
Shear	Base	Governed by J4			
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	See J2.1a	

**Tabla 4.7 Resistencias de diseño de varias soldaduras**

<b>TABLE J2.5 (cont.)</b>					
<b>Available Strength of Welded Joints, kips (N)</b>					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	$\phi$ and $\Omega$	Nominal Strength ( $F_{bm}$ or $F_w$ ) kips (N)	Effective Area ( $A_{BM}$ or $A_w$ ) in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Required Filler Metal Strength Level <sup>[a][b]</sup>
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}^{[d]}$	See J2.2a	
Tension or Compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
PLUG AND SLOT WELDS					
Shear Parallel to faying surface on the effective area	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	J2.3a	

**Tabla 4.7 Resistencias de diseño de varias soldaduras**

Y la sección J2.4 de la especificación AISC 2005, expresa que la resistencia de diseño del metal de soldadura es:

$$R_{dw} = \phi \cdot F_w \cdot A_w \quad (\text{EC. J2-3 AISC 2005}) \quad (4.6)$$

Donde:

$R_{dw}$  = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado limite de falla en el metal de aporte.

$A_w$  = Área efectiva de la sección transversal de la soldadura.

$\Phi$  = Factor de resistencia

$F_w$  = Resistencia nominal del material del electrodo

Y la resistencia de diseño del material base es:

$$R_{dBM} = \phi \cdot F_{BM} \cdot A_{BM} \quad (\text{EC. J2-2 AISC 2005}) \quad (4.7)$$

Donde:

$R_{dBM}$  = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado limite de falla en el material base.

$A_{BM}$  = Área de la sección transversal del material base

$\Phi$  = Factor de resistencia

$F_{BM}$  = Resistencia nominal del material base

Y la resistencia de diseño de la soldadura está dada por el mínimo valor entre  $R_{dw}$  y  $R_{dBM}$ . Y los valores necesarios para calcularlos se encuentran en la tabla J2.5 de la especificación AISC 2005 (ver Tabla 4.7)

#### 4.7.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS DE FILETE<sup>23</sup>

Generalmente siempre se considera que una soldadura de filete está sometida a una fuerza cortante sobre la garganta, sin tomar en cuenta la dirección de la carga aplicada con el eje de la soldadura. Esto se expresa en la tabla J2.5 de la AISC, por lo tanto, el estado limite del metal de aporte para una soldadura de filete, siempre corresponde a la fractura en cortante a través de la garganta del filete, con un factor de resistencia de  $\Phi = 0,75$ . Y la resistencia de diseño de una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = 0,75 \cdot (0,6F_{Exx})t_e L_w \quad (\text{Tabla J2.5 AISC 2005}) \quad (4.8)$$

Donde:

$R_{dw}$  = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado limite de falla en el metal de aporte.

$t_e$  = Espesor efectivo del filete de soldadura

$L_w$  = Longitud efectiva del filete

$F_{Exx}$  = Resistencia ultima a la tensión del electrodo

##### 4.7.1.1 Resistencia adicional de una soldadura de filete transversal

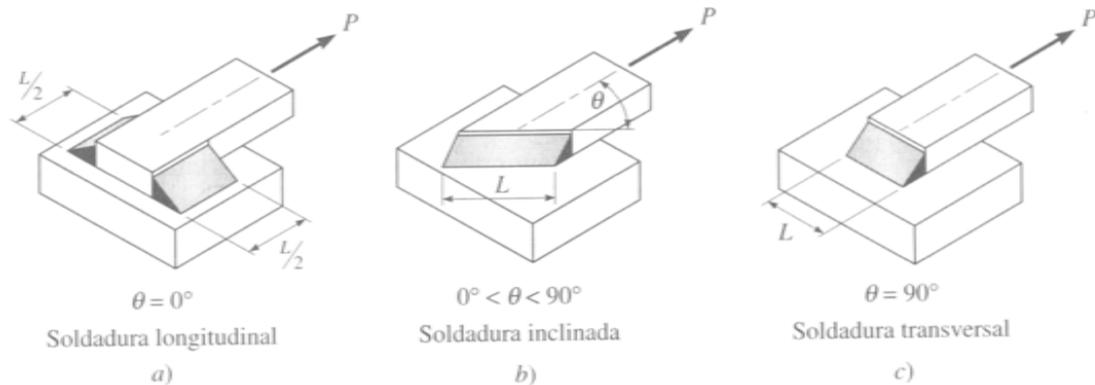
Dependiendo del ángulo entre la carga respecto al eje del cordón de soldadura las, soldaduras de filete pueden clasificarse en longitudinales, inclinadas y transversales (ver Figura 4.17 )

Para soldaduras longitudinales la soldadura está sometida a corte y la especificación AISC 2005 determina su resistencia con la ecuación 4.8, sin embargo cuando la carga esta en un ángulo entre 0 y 90° (ver Figura 4.17 ) la soldadura está sometida a corte y a tensión por lo que la resistencia de la

---

<sup>23</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 251-253

soldadura será la resistencia al corte más la resistencia a la tensión, resultando en un resistencia mayor que si solo estuviera sometida a corte la soldadura.



**Figura 4.17 Soldaduras de filete respecto al ángulo de la carga**

La especificación ASIC 2005 en su sección J2.4.a, da la opción de considerar la resistencia adicional en soldaduras transversales e inclinadas, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_{dw} = 0,75 \cdot (0,6F_{Exx})t_e L_w \left[ 1 + 0,5(\text{sen}\theta)^{1,5} \right] \quad (\text{Ec. J2-5 AISC 2005}) \quad (4.9)$$

Donde:

$R_{dw}$  = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla en el metal de aporte.

$t_e$  = Espesor efectivo del filete de soldadura

$L_w$  = Longitud efectiva del filete

$F_{Exx}$  = Resistencia última a la tensión del electrodo

$\theta$  = Ángulo de la carga respecto el eje de la soldadura

#### 4.7.1.2 Estados límites del material base en soldaduras de filete

Cuando la carga se encuentra paralela al eje de la soldadura, también debe investigarse el material base para verificar su capacidad a fluencia y ruptura por cortante; la resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 y establece los siguientes estados límites:

1. La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del material base está determinada por:

$$R_{dBM.1} = 1 \cdot (0,6F_{yBM})t_e L_w \quad (\text{EC. J4-3 AISC 2005}) \quad (4.10)$$

2. La resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está determinada por:

$$R_{dBM.2} = 0,75 \cdot (0,6F_{uBM})t_e L_w \quad (\text{EC. J4-4 AISC 2005}) \quad (4.11)$$

Donde:

$t_p$  = Espesor del material base a lo largo del cual se coloca la soldadura.

$F_{yBM}$  = Esfuerzo de fluencia del material base.

$F_{uBM}$  = Esfuerzo de tensión último del material base.

Y la resistencia de diseño a cortante del material ( $R_{dBM}$ ) base será:

La menor entre:  $R_{dBM1}$  y  $R_{dBM2}$

Por lo tanto, la resistencia de diseño de la soldadura de filete ( $R_d$ ) será:

La menor entre:  $R_{dBM}$  y  $R_{dw}$

#### 4.7.1.3 Resistencia de diseño de una soldadura a filete con longitud unitaria

La resistencia de por unidad de longitud de una soldadura de filete, permite obtener la resistencia del filete de soldadura por cada unidad de longitud del cordón de soldadura, de acuerdo con lo expresado a continuación:

Sí la resistencia al corte de un filete es:

$$R_{dw} = 0,75 \cdot (0,6F_{EXX})t_e L_w$$

$$\text{y si } W_d = 0,75 \cdot (0,6F_{EXX})t_e = 0,45F_{EXX}t_e \quad (4.12)$$

Entonces se tiene:  $R_{dw} = W_d \cdot L_w$

Donde:

$W_d$  = Resistencia de diseño al cortante por unidad de longitud de filete (Klb / pulg ó Kg / cm)

$t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de la soldadura de filete (pulg ó cm)

$L_w$  = Longitud efectiva del filete de soldadura (pulg ó cm)

$F_{EXX}$  = Resistencia última a la tensión del electrodo (lb / pulg<sup>2</sup> ó Kg / cm<sup>2</sup>)

#### 4.7.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA CJP<sup>24</sup>

Dos estados límites rigen el diseño de estas soldaduras, el estado límite de resistencia del metal de aporte y el estado límite de resistencia del metal base, deben ser revisados con la tabla J2.5. La resistencia de diseño de la soldadura está dada por:

$$\text{La mínima entre: } [R_{dw}, \text{ y } R_{dBM}] \quad (4.13)$$

Donde:

$R_d$  = Resistencia de diseño de la soldadura

$R_{dw}$  = Resistencia del metal de aporte

$R_{dBM}$  = Resistencia del material base

Las soldaduras de ranura pueden estar sometidas a tensión, compresión, corte, o una combinación de estas, dependiendo de la dirección y posición de la carga respecto a la soldadura. La resistencia de diseño para una soldadura de ranura de penetración completa depende del tipo de esfuerzo aplicado, así se tienen los siguientes estados límites:

1. Para tensión o compresión normal al área efectiva, o tensión o compresión paralela al eje de la soldadura:

$$R_{dw} = 0,9 \cdot (0,6F_{yw}) \cdot t_e L_w \quad \text{y} \quad R_{dBM} = 0,9 \cdot (0,6F_{yBM}) \cdot t_e L_w \quad (4.14)$$

Donde:

$L_w$  = Longitud efectiva de la soldadura de ranura

$t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de la soldadura de ranura

$F_{yw}$  = Esfuerzo de fluencia del electrodo de soldadura

$F_{yBM}$  = Esfuerzo de fluencia del material base.

---

<sup>24</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, "Web Chapters, Sección W6.12", <http://www.mhhe.com/vinnakota>, (noviembre 2007).

Para estos casos de tensión o compresión, si se usan electrodos compatibles (matching), como los vistos en la sección 4.2.1, siempre el esfuerzo de fluencia del material base  $F_{yBM}$  controla el diseño por sobre el esfuerzo de fluencia del electrodo  $F_{yw}$ .

2. Para cortante en el área efectiva:

$$R_{dw} = 0,8 \cdot (0,6F_{E_{xx}}) \cdot t_e L_w \quad y \quad R_{dBM} = 0,9 \cdot (0,6F_{yBM}) \cdot t_e L_w \quad (4.15)$$

Donde:

$L_w$  = Longitud efectiva de la soldadura de ranura

$t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de la soldadura de ranura

$F_{E_{xx}}$  = Esfuerzo ultimo a la tensión del electrodo de soldadura

$F_{yBM}$  = Esfuerzo de fluencia del material base.

Para el caso de cortante en el área efectiva, si se usan electrodos compatibles (que cumplan con el “matching”), como los vistos en la sección 4.2.1, siempre el esfuerzo de fluencia del material base ( $F_{yBM}$ ) controla el diseño por sobre el esfuerzo de fluencia del electrodo ( $F_{yw}$ ).

En conclusión se observa que cuando se utilizan electrodos compatibles con el acero a soldar, determinados por la AWS D1.1 en su tabla 3.1, siempre rige la resistencia del material base por lo que las soldaduras de ranura de penetración completa no necesitan ser diseñadas.

Es por esta razón que la especificación AISC 2005 determina que ya no es necesario diseñar las soldaduras de ranura de penetración completa. Esto se expresa en la tabla J2.5 de la AISC 2005 donde para ranuras CJP, se determina que el diseño de la soldadura no es necesario si se utilizan electrodos compatibles.

#### **4.7.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS DE RANURA PJP**

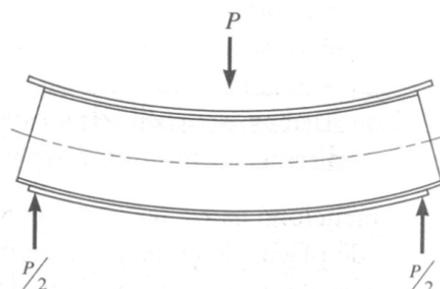
La resistencia de diseño de las soldaduras de ranura de penetración parcial PJP, se calcula de manera similar a las de penetración completa CJP, donde la resistencia de diseño de la soldadura ( $R_d$ ) es la menor entre la resistencia del

metal de aporte ( $R_{dw}$ ) y la resistencia del material base ( $R_{dBM}$ ) y cuyos valores se calculan con ayuda de la Tabla 4.7

La única diferencia es que el espesor efectivo de la soldadura, porque para la soldadura de penetración parcial (PJP), es igual a la penetración real de la soldadura (ver Figura 4.16). Y aplican las mismas fórmulas y estados límites de las soldaduras de penetración completa CJP.

#### 4.8 DISEÑO DE SOLDADURA EN VIGAS ARMADAS<sup>25</sup>

En una viga armada a partir de placas, las soldaduras entre el patín y el alma sirven para transferir el cortante horizontal a la superficie de contacto entre el patín y el alma de la viga. El cortante horizontal se produce por la tendencia a deslizarse que el patín tiene cuando se aplica una carga a la viga (ver Figura 4.18)



**Figura 4.18 Deslizamiento de placas en ausencia de soldadura**

Si  $q_v$  es el flujo de cortante en la superficie de contacto, y  $W_d$  es la resistencia de diseño de cada soldadura por unidad de longitud (ver sección 4.7.1.3), entonces se debe cumplir que:

$$2W_d \geq q_v \quad (4.16)$$

Donde:  $2W_d$ , porque son 2 soldaduras de filete las que resisten el flujo  $q_v$  en cada patín (ver Figura 4.20). Y donde  $q_{sv}$  es igual a:

<sup>25</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 731

$$q_{sv} = \frac{VQ'}{I} = \frac{V \cdot A' \cdot \bar{y}'}{I} \quad (4.17)$$

Donde:

- I = momento de inercia de la sección armada
- V = fuerza cortante factorizada máxima, presente en la viga.
- A' = área de la sección transversal de la placa del patín
- $\bar{y}'$  = distancia del eje neutro de la sección armada al centroide del área A'.
- Q' = momento estático del área A'.
- W<sub>d</sub> = resistencia de diseño de la soldadura seleccionada, por unidad de longitud
- q<sub>sv</sub> = flujo de cortante.

#### 4.8.1 DISEÑO DE SOLDADURAS INTERMITENTES<sup>26</sup>

Cuando se tienen soldaduras continuas muy pequeñas, se pueden utilizar soldaduras intermitentes con longitudes más pequeñas pero con tamaños de pierna (w) más grandes. Para el diseño de las soldaduras intermitentes se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$2W_d \geq q_{sv} \cdot \frac{p_{iw}}{L_{iw}} \quad (4.18)$$

$$W_d \geq \frac{V \cdot A' \cdot y'}{2 \cdot I} \cdot \left( \frac{p_{iw}}{L_{iw}} \right)$$

Donde:

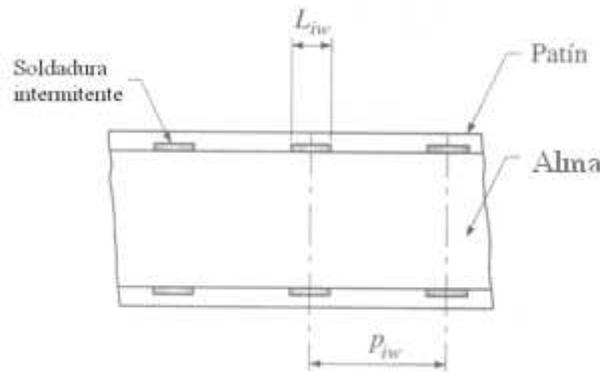
- I = momento de inercia de la sección armada
- V = fuerza cortante factorizada máxima, presente en la viga.
- A' = área de la sección transversal de la placa del patín
- $\bar{y}'$  = distancia del eje neutro de la sección armada al centroide del área A'.
- Q' = momento estático del área A'.
- W<sub>d</sub> = resistencia de diseño de la soldadura seleccionada, por unidad de longitud
- q<sub>sv</sub> = flujo de cortante.
- p<sub>iw</sub> = paso longitudinal de centro a centro, de soldaduras de filete intermitentes

---

<sup>26</sup>Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 732

$L_{iw}$  = longitud de la soldadura de filete ( $\geq 4w$ ;  $\geq 38\text{mm}$ , Ver sección 4.5.7) (ver Figura 4.19).

$2W_d$ , porque son 2 soldaduras de filete las que resisten el flujo  $q_v$  en cada patín (ver Figura 4.20).



**Figura 4.19 Paso y longitud de una soldadura de filete intermitente**

La expresión  $\left(\frac{L_{iw}}{p_{iw}}\right)$ , determina qué porcentaje de soldadura existe en la longitud de la viga, así por ejemplo, una soldadura intermitente con pasos de 200mm y cordones de 100 mm de longitud tiene un 50% de soldadura.

Además cuando se quiera aplicar soldaduras de filete intermitentes a la construcción de miembros armados soldados, se debe cumplir también con el espaciamiento máximo entre los cordones de soldadura (ver sección 4.5.7.1, Espaciamiento máximo en soldaduras de filete)

#### **4.8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA PATÍN – ALMA**

En la sección 3.8.3.3 se diseña la viga de mayor longitud de la estructura con 8162,4 mm, y para la cual la sección V3 (ver Tabla 3.16 Propiedades de secciones soldadas) satisface su estado de carga. La sección V3 tiene las siguientes dimensiones:

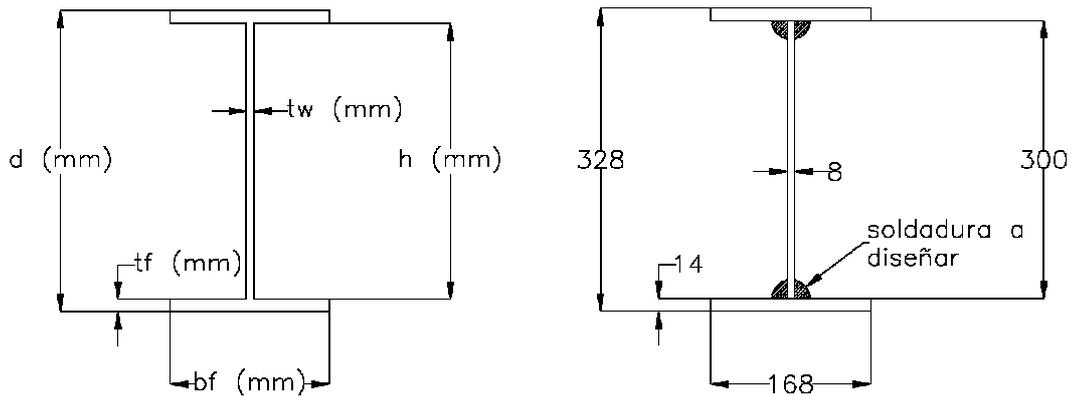


Figura 4.20 Dimensiones de la sección V3

- Se tienen los siguientes datos (obtenidos del software ETABS 9.5):

$$V = 10647,79 \text{ Kg} \quad (\text{Cortante máximo})$$

$$y' = 15,7 \text{ cm} \quad (\text{distancia al centroide del patín})$$

$$I_{x-x} = 13402,57 \text{ cm}^4 \quad (\text{inercia de la sección armada})$$

$$A' = 23,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{área del patín})$$

$$F_{EXX} = 70 \text{ ksi} = 4931,83 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \quad (\text{resistencia a la tensión de electrodos E70})$$

- Con las ecuaciones 4.17 y 4.12, se calcula el flujo de cortante  $q_{sv}$ :

$$q_{sv} = \frac{VQ'}{I} = \frac{VA'y'}{I} = \frac{(10647,79) \cdot (23,52) \cdot (15,7)}{13402,57} = 293,36 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$\text{y si:} \quad W_d = 0,75 \cdot (0,6F_{EXX}) \cdot t_e = 0,45F_{EXX}(0,707w)$$

- Y se debe cumplir la ecuación 4.16 para el diseño de las 2 soldaduras de filete entre el patín y el alma de la viga:

$$2W_d \geq q_{sv}$$

$$W_d \geq \frac{q_{sv}}{2}$$

$$0,45F_{EXX}(0,707w) \geq \frac{293,36}{2}$$

$$0,45 \left( 4931,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0,707w) \geq \frac{293,36 \text{ Kg}}{2 \text{ cm}}$$

$$w \geq 0,0934 \text{ cm} = 0,934 \text{ mm}$$

$$w \approx 1 \text{ mm}$$

El tamaño de pierna tan pequeño calculado, se debe a que el cortante al que está sometida la sección transversal de la viga es también pequeño, por eso la viga se diseñó para resistir el momento de flexión (ver sección 3.8.3.3). Puesto que el tamaño mínimo de filete (ver sección 4.5.3 y Tabla 4.6) de acuerdo a la parte más gruesa a ser soldada es 6 mm.

Por lo que un filete continuo de 6 mm de pierna, hecho con un electrodo de resistencia última a la tensión de 70 ksi, es el que debe realizarse en la sección de viga V3, para que resista la fuerza cortante y para que cumpla con el tamaño mínimo de filete determinado. Sin embargo esta misma soldadura se puede realizar con soldaduras de filete intermitentes, este cálculo se muestra a continuación.

#### 4.8.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE SOLDADURAS PATIN – ALMA CON SOLDADURAS INTERMITENTES

Primero se calcula el espaciamiento máximo que podrían existir entre los cordones de soldadura (ver sección 4.5.7.1), en la Tabla 4.8 se muestran los espesores de patines y alma; de las secciones de vigas armadas existentes y el espaciamiento máximo calculado.

SEPARACION MAXIMA ENTRE CORDONES				
Sección armada	Espesor alma, $t_w$ (mm)	Espesor patines, $t_f$ (mm)	$0,75 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	separación (mm)
V1	6	8	18,06	108,374
V2	10	18	18,06	180,624
V3	8	14	18,06	144,499
V4	6	10	18,06	108,374
V5	6	10	18,06	108,374
V6	6	10	18,06	108,374
<b>Valor mínimo entre todas las secciones =</b>				108,374

**Tabla 4.8 Espaciamiento máximo en soldaduras intermitentes en vigas**

Como se observa en la Tabla 4.8, el menor valor de espaciamiento máximo para todas las secciones de vigas armadas es 108,3 mm, por lo que con los mismos

datos de la viga ejercicio anterior (ver 4.8.2), y con un paso ( $p_{iw}$ ) y una longitud de cordón ( $L_{iw}$ ) conocidos con una relación  $\left(\frac{L_{iw}}{p_{iw}}\right)$  del 50%:

$$p_{iw} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$L_{iw} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, una separación entre cordones de  $100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$ .

- Con la ecuación 4.16 y 4.11, se calcula el flujo de cortante  $q_{sv}$ :

$$q_{sv} = \frac{VQ'}{I} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} = \frac{(10647,79) \cdot (23,52) \cdot (15,7)}{13402,57} = 293,36 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

y sí  $W_d = 0,75 \cdot (0,6F_{Exx}) \cdot t_e = 0,45F_{Exx} (0,707w)$

- Luego se debe cumplir la ecuación 4.18 para el diseño de las 2 soldaduras intermitentes de filete entre el patín y el alma de la viga:

$$2W_d \geq q_{sv} \cdot \frac{p_{iw}}{L_{iw}}$$

$$W_d \geq \frac{V \cdot A' \cdot y'}{2 \cdot I} \cdot \left(\frac{p_{iw}}{L_{iw}}\right)$$

$$0,45F_{Exx} (0,707w) \geq \frac{293,36}{2} \cdot \left(\frac{20 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}\right)$$

$$0,45 \left(4931,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (0,707w) \geq \frac{293,36}{2} \cdot 2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

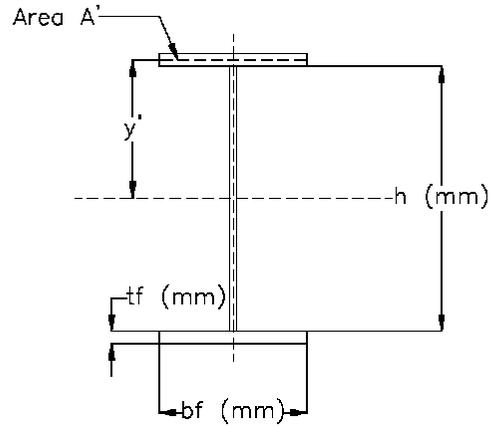
$$w \geq 0,186 \text{ cm} = 1,869 \text{ mm}$$

$$w \approx 2 \text{ mm}$$

El tamaño mínimo del filete de soldadura de acuerdo a la parte más gruesa a ser soldada (tabla 5.8 AWS 2006, ver Tabla 4.6) es 6 mm, por lo que un filete intermitente al 50% de 6 mm de pierna, hecho con un electrodo de resistencia última a la tensión de 70 ksi, es el que debe realizarse en la sección de viga V3, para que resista la fuerza cortante.

Para las demás secciones se calculan de manera similar con soldaduras intermitentes al 50%, estos resultados se pueden ver en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Cálculos de tamaño de filete (w) para las vigas armadas



GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		SECCION ARMADA	PROPIEDADES				CALCULOS SOLDADURA CONTINUA				CALCULOS SOLDADURA INTERMITENTE						
	PISO	VIGA		Área patín = A'(cm <sup>2</sup> )	I x-x (cm <sup>4</sup> )	V (Kg)	y' (cm) = (h/2) + (tf/2)	qsv (Kg/cm) en las 2 soldaduras	qsv (Kg/cm) (por cada soldadura)	Wd = 0,45* FE <sub>xx</sub> *(0,707w)	tamaño mínimo de w (tabla 5.8 AWS 2006)	w calculado (mm)	Tamaño w (mm)	Piw (cm)	Liw (cm)	w calculado (mm)	separación (cm)	Tamaño intermitente = Tamaño mínimo w (mm)
Voladizo 1	11	D6'-D5	V1	8,4	5335,18	7477,79	15,4	181,31	90,66	1569,06*w	5	0,58	5	20	10	1,16	10	5
Voladizo 2	11	D1'-D2	V2	37,08	18313,62	10316,56	14,9	311,23	155,62		6	0,99	6	20	10	1,98	10	6
Voladizo 3	9	C4-D4	V3	23,52	13402,57	10899,08	15,7	300,29	150,14		6	0,96	6	20	10	1,91	10	6
Vigas Y	6	C4-D5	V3	23,52	13402,57	10647,79	15,7	293,36	146,68		6	0,93	6	20	10	1,87	10	6
Vigas X	6	B5-D5	V4	16,5	9281,00	9279,71	15,5	255,71	127,86		5	0,81	5	20	10	1,63	10	5
Vigas del núcleo	6	C3-C4	V5	15	5853,75	6979,58	13	232,50	116,25		5	0,74	5	20	10	1,48	10	5
Vigas perimetrales	1	E4-E5	V4	16,5	9281,00	2915,67	15,5	80,35	40,17		5	0,26	5	20	10	0,51	10	5
Vigas de la rampa	1	B2-B3	V4	16,5	9281,00	10832,64	15,5	298,51	149,25		5	0,95	5	20	10	1,90	10	5
Vigas secundarias	1	B6-D'6	V6	10,5	4332,00	6183,53	13	194,84	97,42		5	0,62	5	20	10	1,24	10	5

#### 4.8.4 RESULTADOS DE SOLDADURAS ALMA - PATÍN

Por lo que se observa en la Tabla 4.9, con la soldadura intermitente al 50% con pasos de 20cm y longitudes de cordón de 10cm para todas las secciones, se cumple con la separación máxima entre cordones y además se obtiene tamaños de pierna ( $w$ ), que todavía son inferiores al tamaño mínimo de filete.

Por lo que para todas las secciones de las vigas armadas se realizan soldaduras intermitentes al 50%, con los tamaños de pierna ( $w$ ), pasos ( $P_{iw}$ ) y longitudes de cordones ( $L_{iw}$ ) resumidos en la Tabla 4.10:

RESULTADOS DE CÁLCULOS DE SOLDADURA INTERMITENTE				
SECCION ARMADA	Tamaño intermitente = Tamaño mínimo $w$ (mm)	$P_{iw}$ (cm)	$L_{iw}$ (cm)	separación (cm)
V1	5	20	10	10
V2	6	20	10	10
V3	6	20	10	10
V4	5	20	10	10
V5	5	20	10	10
V6	5	20	10	10

Tabla 4.10 Resultados de cálculos de soldadura de filete en vigas armadas

#### 4.9 DISEÑO DE SOLDADURAS EN COLUMNAS ARMADAS

La especificación AISC 2005 en su sección E6.2 da los requerimientos dimensionales de los miembros a compresión armados. Sin embargo en la especificación AISC 2005 no se determina cómo diseñar las soldaduras de una columna armada a partir de placas, sino que sólo se recomienda, en base a experiencias, la separación máxima que debe haber entre los cordones de soldadura si se utilizan soldaduras intermitentes para su construcción (ver sección 4.5.7.1).

Esto también se puede ver en la tabla J2.4 de la ASIC 2005 (ver Tabla 4.7), donde para soldaduras de penetración completa o de filete con su eje paralelo a

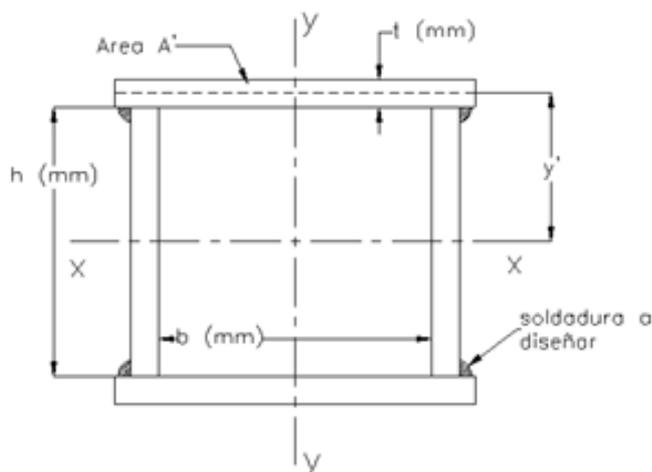
la carga de compresión; se indica que no se necesita considerar estos esfuerzos en el diseño de estas soldaduras.

Por lo antes expuesto, y debido a que las columnas de un edificio también están expuestas a fuerzas cortantes producidas por las cargas laterales, se puede diseñar las soldaduras que unirán las placas que conforman la sección transversal de las columnas de la misma manera que se hizo con las vigas (ver sección 4.8).

Obteniendo las fuerzas cortantes más grandes que actúan sobre cada una de las diferentes secciones de columnas, que se obtuvieron en la sección 3.8.2, con ayuda del software Etabs 9.5, las secciones críticas de las columnas armadas, sus propiedades geométricas y los cortantes a las que están expuestas se pueden ver en la Tabla 4.11

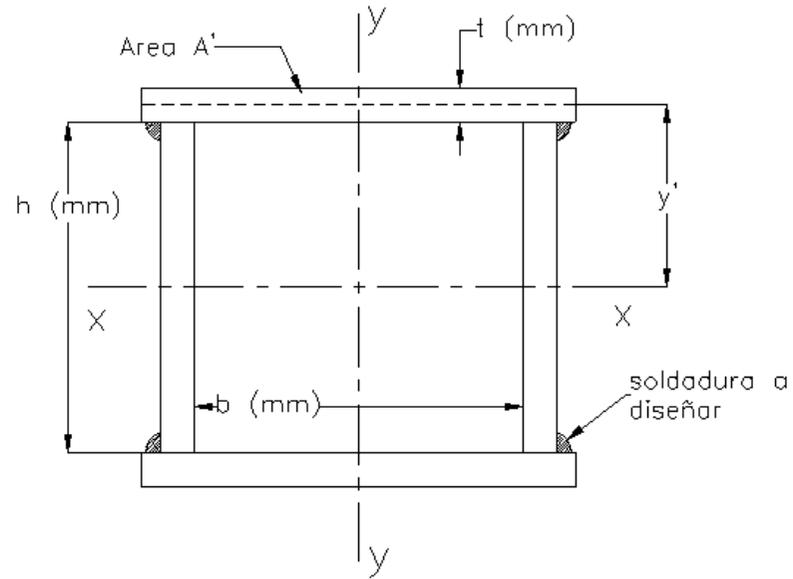
En la Tabla 4.11 se observa que de cada sección transversal, se ha seleccionado la columna que está sometida a la mayor fuerza cortante. Estas fuerzas cortantes son obtenidas con ayuda del software Etabs y se pueden ver las hojas de diseño en el anexo 6.

Las secciones de las columnas armadas obtenidas en la sección 3.8.2.4, son de sección transversal tipo cajón con medidas interiores  $b$  y  $h$ . Pero como se verá en el ejemplo de diseño de una columna, las fuerzas cortantes no son grandes y por lo tanto se escoge unir las placas que forman la sección de la columna con soldaduras de filete (ver Figura 4.21), conservando la dimensión interior del cajón.



**Figura 4.21 Sección transversal de las columnas armadas**

Tabla 4.11 Secciones de columnas armadas con mayores cortantes



SECCION ARMADA	UBICACION DE LA COLUMNA CRITICA					PROPIEDADES DE LA SECCION						FUERZAS CORTANTES		
	PERIMETRALES	EXTERIORES	NUCLEO	IDENTIFICACION COLUMNA	PISO	b(mm)	h (mm)	t(mm)	I x-x (cm4)	Área patín = $b \cdot t = A'$ (cm2)	$y'$ (cm) = $h/2 + (t/2)$	Vx (Kg)	Vy (Kg)	V máximo (Kg)
C1	X			1B	1	200	200	8	3781,4	16	10,40	3451,45	14474,71	14474,71
C2			X	4C	5	355	355	16	41648,0	56,8	18,55	5599,78	1943,90	5599,78
C3		X		5D	6	355	355	12	32322,4	42,6	18,35	7323,21	3403,49	7323,21
C4		X		2D	7	355	355	10	27398,8	35,5	18,25	6056,42	7156,76	7156,76
C5			X	4C	10	355	355	8	22295,5	28,4	18,15	6628,87	9942,93	9942,93
C6			X	3B	1	355	355	20	50305,8	71	18,75	2891,82	5205,83	5205,83
C7			X	3B	3	355	355	18	46058,3	63,9	18,65	2285,33	4788,10	4788,10
C8			X	4C	11	355	355	6	17008,4	21,3	18,05	6785,22	8375,30	8375,30

#### 4.9.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA ENTRE PLACAS DE UNA COLUMNA ARMADA.

Por ejemplo la columna con sección C5 que está sometida a mayor cortante, es la que se encuentra en el núcleo; en el piso 10, en la ubicación 4C. Esta columna tiene las siguientes dimensiones:

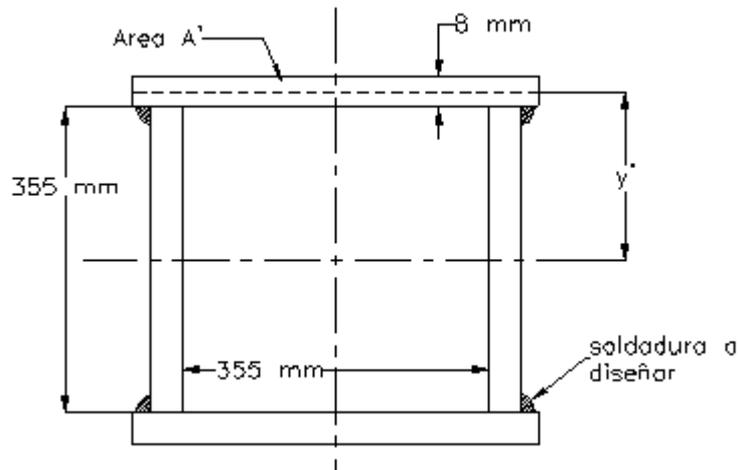


Figura 4.22 Sección de columna C5

- Se tienen los siguientes datos (obtenidos del software ETABS 9.5):

$$V = 9942,93 \text{ Kg} \quad (\text{Cortante máximo})$$

$$y' = 18,15 \text{ cm} \quad (\text{distancia al centroide del patín})$$

$$I_{x-x} = 22295,5 \text{ cm}^4 \quad (\text{inercia de la sección armada})$$

$$A' = 28,4 \text{ cm}^2 \quad (\text{área del patín})$$

$$F_{EXX} = 70 \text{ ksi} = 4931,83 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \quad (\text{resistencia a la tensión de electrodos E70})$$

- De la ecuación 4.16 y 4.11, se calcula el flujo de cortante  $q_{sv}$ :

$$q_{sv} = \frac{VQ'}{I} = \frac{VA'y'}{I} = \frac{(9942,93) \cdot (28,4) \cdot (18,15)}{22295,5} = 229,87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$\text{y si:} \quad W_d = 0,75 \cdot (0,6F_{EXX}) \cdot t_e = 0,45F_{EXX} (0,707w)$$

- Y se debe cumplir la ecuación 4.17 para el diseño de las 2 soldaduras de filete entre las placas de la columna:

$$\begin{aligned}
 2W_d &\geq q_{sv} \\
 W_d &\geq \frac{q_{sv}}{2} \\
 0,45F_{Exx}(0,707w) &\geq \frac{229,87}{2} \\
 0,45\left(4931,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)(0,707w) &\geq \frac{229,87 \text{ Kg}}{2 \text{ cm}} \\
 w &\geq 0,0733 \text{ cm} = 0,733 \text{ mm} \\
 w &\approx 1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

El tamaño de pierna tan pequeño calculado, se debe a que el cortante al que está sometida la sección transversal de la columna es también pequeño. El tamaño mínimo de filete (ver sección 4.5.3 y Tabla 4.6) de acuerdo a la parte más gruesa a ser soldada es 5 mm.

Por lo que un filete continuo de 5 mm de pierna, hecho con un electrodo de resistencia última a la tensión de 70 ksi, es el que debe realizarse en la sección de la columna C5, para que resista la fuerza cortante y para que cumpla con el tamaño mínimo de filete determinado. Sin embargo esta misma soldadura se puede realizar con soldaduras de filete intermitentes, este cálculo se muestra a continuación.

#### 4.9.2 EJEMPLO DE DISEÑO CON SOLDADURAS INTERMITENTES

Primero se calcula el espaciamiento máximo que podrían existir entre los cordones de soldadura (ver sección 4.5.7.1), en la Tabla 4.12 se muestran los espesores de las placas que forman las secciones de columnas armadas existentes, y el espaciamiento máximo calculado.

Como se observa en la Tabla 4.12, el valor de espaciamiento máximo para las secciones de columnas armadas es diferente para cada sección (a diferencia de las vigas donde existía un valor común para la mayoría de secciones, ver 4.8.3).

SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE CORDONES			
SECCIÓN ARMADA	Espesor de placas, t (mm)	$0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Separación máxima (mm)
C1	8	18,06	144,499
C2	16	18,06	288,998
C3	12	18,06	216,749
C4	10	18,06	180,624
C5	8	18,06	144,499
C6	20	18,06	361,248
C7	18	18,06	325,123
C8	6	18,06	108,374
Valor mínimo entre todas las secciones =			108,374

**Tabla 4.12 Separación máxima calculada en soldaduras intermitentes en columnas**

Por lo que se agrupan las secciones en dos grupos, el primer grupo con una separación máxima de 100 mm y el segundo con una separación máxima de 180 mm, esto se muestra en la Tabla 4.13. Y ambos grupos se calculan con soldaduras intermitentes con un paso ( $p_{iw}$ ) y una longitud de cordón ( $L_{iw}$ )

conocidos, con una relación  $\left(\frac{L_{iw}}{p_{iw}}\right)$  del 50%

SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE CORDONES			
SECCIÓN ARMADA	Espesor de placas, t (mm)	GRUPO	separación (mm)
C8	6	A	100
C1	8		
C5	8		
C4	10	B	180
C3	12		
C2	16		
C7	18		
C6	20		

**Tabla 4.13 Separaciones seleccionadas para secciones de columnas**

Como la sección C5 de este ejemplo de diseño está en el grupo A, se deben tener soldaduras intermitentes con los siguientes datos:

$$p_{iw} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$L_{iw} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, una separación entre cordones de  $100\text{m} = 10\text{ cm}$ .

- Con la ecuación 4.16 y 4.11, se calcula el flujo de cortante  $q_{sv}$ :

$$q_{sv} = \frac{VQ'}{I} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} = \frac{(9942,93) \cdot (28,4) \cdot (18,15)}{22295,5} = 229,87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

y sí  $W_d = 0,75 \cdot (0,6F_{Exx}) \cdot t_e = 0,45F_{Exx} (0,707w)$

- Luego se debe cumplir la ecuación 4.17 para el diseño de las 2 soldaduras intermitentes de filete entre las placas de la columna:

$$2W_d \geq q_{sv} \cdot \frac{p_{iw}}{L_{iw}} \quad (4.17)$$

$$W_d \geq \frac{V \cdot A' \cdot y'}{2 \cdot I} \cdot \left( \frac{p_{iw}}{L_{iw}} \right)$$

$$0,45F_{Exx} (0,707w) \geq \frac{229,87}{2} \cdot \left( \frac{20\text{cm}}{10\text{cm}} \right)$$

$$0,45 \left( 4931,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0,707w) \geq \frac{229,87}{2} \cdot 2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

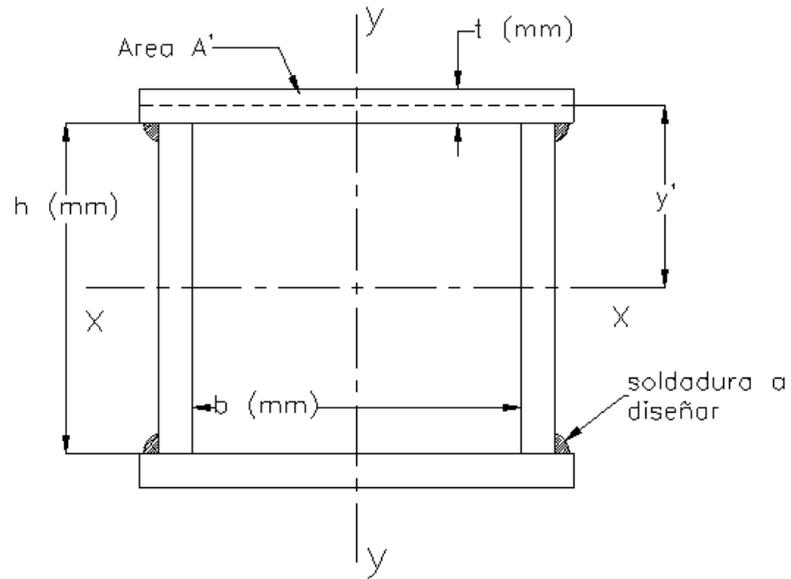
$$w \geq 0,146 \text{ cm} = 1,46 \text{ mm}$$

$$w \approx 2 \text{ mm}$$

El tamaño mínimo del filete de soldadura de acuerdo a la parte más gruesa a ser soldada (tabla 5.8 AWS 2006, ver Tabla 4.6) es 5 mm, por lo que un filete intermitente al 50% de 5 mm de pierna, hecho con un electrodo de resistencia última a la tensión de 70 ksi, es el que debe realizarse en la sección de la columna C5, para que resista la fuerza cortante.

Para las demás secciones se calculan de manera similar con soldaduras intermitentes al 50%, estos resultados se pueden ver en la Tabla 4.14:

Tabla 4.14 Cálculos de tamaño de filete (w) para columnas armadas



SECCION ARMADA	FUERZAS CORTANTES			CALCULOS SOLDADURA CONTINUA						CALCULOS SOLDADURA INTERMITENTE				
	Vx (Kg)	Vy (Kg)	V máximo (Kg)	qsv (Kg/cm) en las 2 soldaduras	qsv (Kg/cm) (por cada soldadura)	Wd = 0,45 FExx*0,707*w	tamaño mínimo de w (tabla 5.8 AWS 2006)	w calculado (mm)	Tamaño = Tamaño mínimo w (mm)	Piw (cm)	Liw (cm)	w calculado (mm)	separación (cm)	Tamaño intermitente = Tamaño mínimo w (mm)
C1	3451,45	14474,71	14474,71	636,95	318,48	1569,06*w	5	2,03	5	20	10	4,06	10	5
C2	5599,78	1943,90	5599,78	141,67	70,83		6	0,45	6	36	18	0,90	18	6
C3	7323,21	3403,49	7323,21	177,11	88,56		5	0,56	5	36	18	1,13	18	5
C4	6056,42	7156,76	7156,76	169,23	84,61		5	0,54	5	36	18	1,08	18	5
C5	6628,87	9942,93	9942,93	229,87	114,94		5	0,73	5	20	10	1,47	10	5
C6	2891,82	5205,83	5205,83	137,76	68,88		6	0,44	6	36	18	0,88	18	6
C7	2285,33	4788,10	4788,10	123,89	61,94		6	0,39	6	36	18	0,79	18	6
C8	6785,22	8375,30	8375,30	189,32	94,66		3	0,60	3	20	10	1,21	10	3

### 4.9.3 RESULTADOS DE SOLDADURAS DE COLUMNAS ARMADAS

Por lo que se observa en la Tabla 4.14, con la soldadura intermitente al 50% para todas las secciones, se cumple con la separación máxima entre cordones y además se obtiene tamaños de pierna ( $w$ ), que todavía son inferiores al tamaño mínimo de filete, por lo que los tamaños mínimos de filete resisten perfectamente las fuerzas cortantes en la columna armada.

Por lo tanto para todas las secciones de las columnas armadas se realizan soldaduras intermitentes al 50%, con los tamaños de pierna ( $w$ ), pasos ( $P_{iw}$ ) y longitudes de cordones ( $L_{iw}$ ) resumidos en la Tabla 4.15:

RESULTADOS SOLDADURA INTERMITENTE				
SECCIÓN ARMADA	Tamaño intermitente = Tamaño mínimo $w$ (mm)	$P_{iw}$ (cm)	$L_{iw}$ (cm)	separación (cm)
C1	5	20	10	10
C2	6	36	18	18
C3	5	36	18	18
C4	5	36	18	18
C5	5	20	10	10
C6	6	36	18	18
C7	6	36	18	18
C8	3	20	10	10

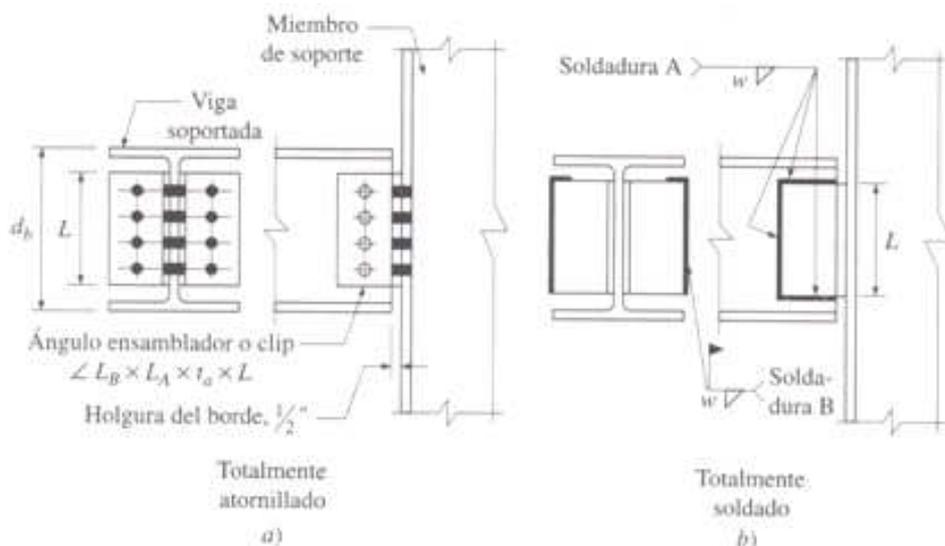
Tabla 4.15 Resultados de cálculos de soldadura de filete en columnas armadas

### 4.10 CONEXIÓN TIPO DE DOBLE ANGULO PARA VIGAS SECUNDARIAS

La conexión de doble ángulo es una conexión de simple cortante (ver 1.2.2.3), es decir, solo transmiten fuerza cortante. Por esta razón se utilizarán en la conexión de las vigas secundarias de la estructura.

“Una conexión de doble ángulo se integra por un par de ángulos, llamados ángulos ensambladores o ángulos clip, que suelen conectarse en taller al alma de la viga soportada; los lados salientes de los ángulos se conectan en campo al alma de otra viga o a una columna. Es una de las conexiones de uso más común

y se puede usar con una combinación de pernos y soldadura ó totalmente empernada o totalmente soldada (ver Figura 4.23).<sup>27</sup>



**Figura 4.23 Conexiones de doble ángulo.**

#### 4.10.1 HOLGURA DE BORDE

Cuando se usa esta conexión, la viga soportada (ver Figura 4.23) debe situarse a  $\frac{1}{2}$  pulg (aproximadamente 13 mm) del borde de la columna o alma de la viga a la que se conecte. A este espacio se le conoce como holgura de borde, y ofrece tolerancias en longitud y permite inexactitudes en el corte de las vigas.

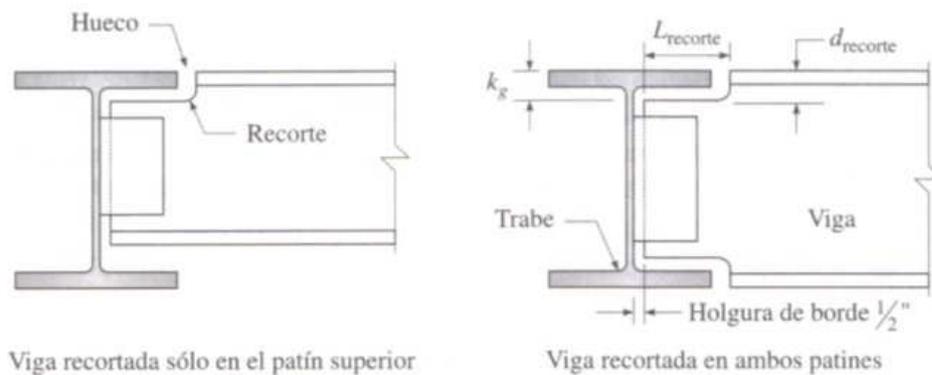
#### 4.10.2 RECORTE O DESPATINAMIENTO

Cuando una viga secundaria, por ejemplo, se conecta a una trabe debe quedar al ras con el patín superior. Por lo que el extremo superior de la viga soportada debe recortarse (ver Figura 4.24) para evitar interferencia con el patín de la viga trabe.

A este recorte se le denomina despatinamiento o recorte, debe ser recto con un radio suave. La profundidad mínima de corte ( $d_{\text{recorte}}$ ) debe ser al menos igual a la distancia  $k$  de la trabe (para el caso de vigas laminadas  $k$  se obtiene de la tabla 1-1 del manual AISC). Y es una distancia que deje libre al filete del alma de la

<sup>27</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 797

misma (ver Figura 4.24), para el caso de vigas soldadas se dejará una distancia  $k$  igual al tamaño de filete ( $w$ ) de la trabe más 20 mm.



**Figura 4.24 Recorte de vigas soportadas**

La longitud del recorte ( $L_{\text{recorte}}$ ) debe proporcionar de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  pulg (de 13 a 20 mm). De espacio libre desde el patín de la trabe al patín de la viga superior, por lo que se expresa con la siguiente ecuación:

$d_{\text{recorte}} = k$ ; para vigas laminadas se obtiene de la tabla 1-1 manual AISC

$d_{\text{recorte}} =$  tamaño del filete ( $w$ ) de la trabe + 20mm, para traves soldadas

$$L_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} b_{fg} - \frac{1}{2} t_{wg} - \frac{1}{2} \text{pulg.} + \left( de \frac{1}{2} a \frac{3}{4} \right) \text{ pulg.} \quad (4.19)$$

$$L_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} b_{fg} - \frac{1}{2} t_{wg} - 13 \text{ mm} + (de 13 a 20) \text{ mm.}$$

Donde:

$b_{fg}$  = ancho de patín de la trabe

$t_{wg}$  = espesor del alma de la trabe

$d_{\text{recorte}}$  = profundidad del recorte (pulg. ó mm)

$L_{\text{recorte}}$  = longitud del recorte (pulg. ó mm)

### 4.10.3 DISEÑO DE LAS SOLDADURAS DE LA CONEXIÓN DE DOBLE ÁNGULO<sup>28</sup>

En esta conexión de doble ángulo se usan dos soldaduras de filete: la soldadura A conecta el ángulo clip con el alma de la viga soportada y la soldadura B conecta el lado sobresaliente del ángulo con el miembro de soporte (ver Figura 4.25 a y b)

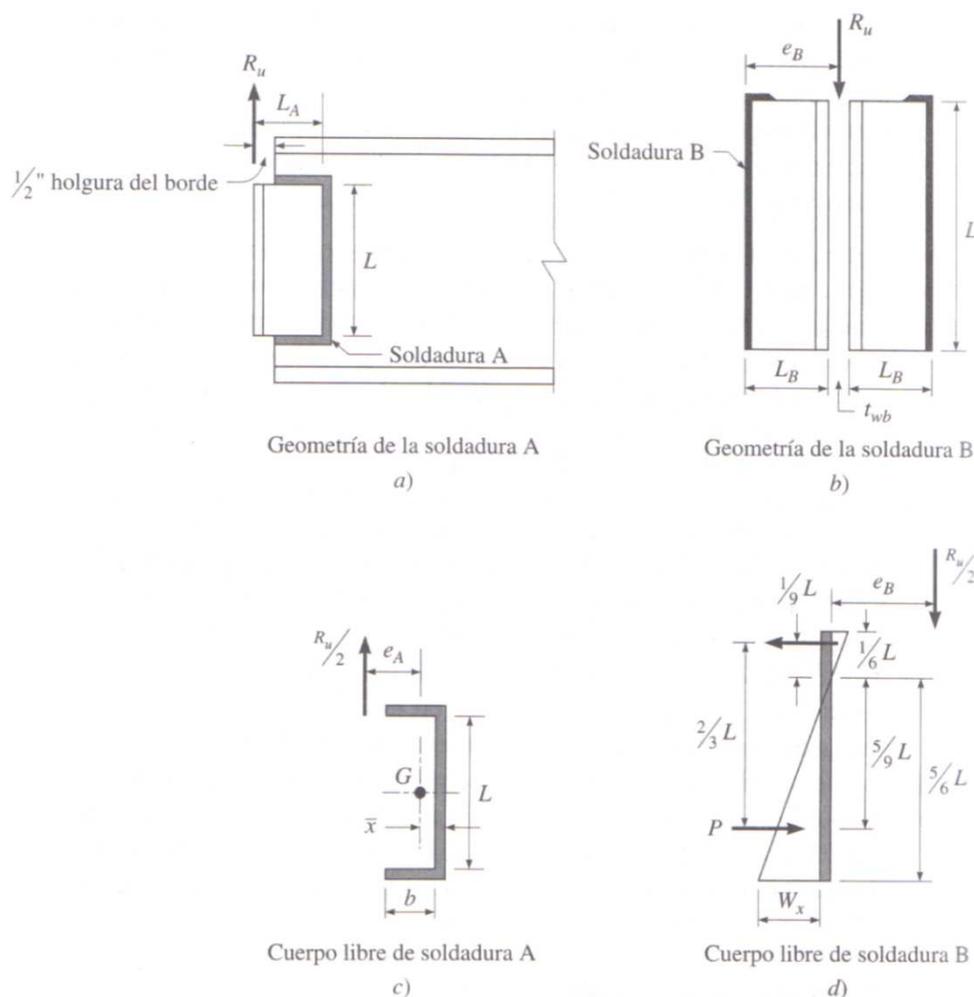


Figura 4.25 Soldaduras A y B en conexión de doble ángulo soldada

Se supone que los ángulos están sujetos sólo a cortante vertical igual a la reacción  $R_u$ , que actúa en la intersección del plano del alma a la viga con la cara del miembro de soporte. En la Figura 4.25 a y b respectivamente se observa que la fuerza que actúa sobre el ángulo,  $\frac{1}{2} R_u$ , es excéntrica con respecto a las soldaduras A y B y causa momentos de torsión y de flexión en las soldaduras. Para simplificar el análisis se supone que:

<sup>28</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 803

- La soldadura A está sujeta a una fuerza directa de  $\frac{1}{2} R_u$ , más un momento de torsión  $\frac{1}{2}R_u e_A$ , donde  $e_A = (L_A - x)$  como se observa en la Figura 4.25 c. la distancia  $x$  de la soldadura vertical al centroide de la soldadura con sección de canal puede obtenerse de la tabla 8-9 del manual AISC 2005.
- La soldadura B está sujeta a una fuerza directa  $\frac{1}{2} R_u$ , más un momento de torsión  $\frac{1}{2} R_u e_B$ ,  $e_B = L_B$  (ver Figura 4.25 d)

La resistencia de diseño de la soldadura A puede determinarse de las tablas 10-2 y 10-3 del manual AISC 2005. En la soldadura B, la longitud de los remates de soldadura no se consideran en el diseño de las soldaduras. La fuerza cortante produce un momento de torsión igual a  $\frac{1}{2}R_u e_B$  y se equilibra con dos fuerzas, una horizontal  $W_x$  y una vertical  $W_y$ . Estas fuerzas están determinadas a continuación:

$$W_x = \frac{9}{5} \left( \frac{R_u e_b}{L^2} \right) \quad (4.20)$$

$$W_y = \frac{R_u}{2L} \quad (4.21)$$

Debido a que los dos componentes de cortante están dispuestos en ángulo recto, pueden combinarse vectorialmente para obtener la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria como:

$$W_u = \sqrt{\left( \frac{9 R_u e_b}{5 L^2} \right)^2 + \left( \frac{R_u}{2L} \right)^2} \quad (4.22)$$

De acuerdo con la especificación AISC 2005 se debe cumplir lo siguiente:

$$W_u \leq W_d$$

$$\frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left( \frac{18}{5} \right)^2 + \left( \frac{e_b}{L} \right)^2} \leq 0,45 F_{Exx} (0,707 w) \quad (4.23)$$

Y con la ecuación 4.23 se calcula el tamaño de pierna de la soldadura B.

#### 4.10.3.1 Tabla 10-3 del Manual AISC 2005 para conexiones totalmente soldadas

La tabla 10-3 del manual AISC 2005, es un auxiliar de diseño para conexiones de doble ángulo totalmente soldadas. Las resistencias de diseño de la soldadura para el estado límite de cortante de ésta aparecen en las tablas para diferentes valores prácticos de longitud L que van desde 4 a 36 pulgadas, y tres diferentes tamaños de soldadura (5/16, 1/4 y 3/16 pulg.) se supone que la resistencia del electrodo es de 70 ksi. La resistencias de diseño de las soldaduras A se determina por el método de la resistencia última, y la resistencia de diseño de las soldaduras B se determina por el método descrito en la ecuación 4.23.

Un ángulo 2L 4x3 pulg debe usarse para longitudes de ángulo iguales o mayores de 18 pulg; de otra manera, debe usarse un 2L 3x3 pulg. Con todos estos datos se ingresa en la tabla 10-3 y se encuentran las resistencias de diseño de las soldaduras A y B, y se puede también encontrar el espesor mínimo del alma para las soldaduras A; pero para vigas con un  $F_y = 50$  ksi.

#### 4.10.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN TIPO DE DOBLE ÁNGULO

De acuerdo al reporte de diseño de vigas secundarias (ver anexo 9), las vigas secundarias con las reacciones más grandes en sus extremos, están localizadas en el primer piso; entre los puntos B6 y D6. Las reacciones en los extremos de estas vigas tienen un valor de:

$$R_{u\text{derecha}} = R_{u\text{izquierda}} = 6426,94 \text{ Kg}$$

Donde:

$R_u$  = Reacciones en los extremos de la viga.

- Propiedades de la vigas secundarias:

SECCIÓN VIGA SECUNDARIA	DIMENSIONES					
	d(mm)	tw (mm)	h=d-2tf (mm)	bf (mm)	tf (mm)	Tamaño soldadura w (mm)
V6	270	6	250	105	10	5

Tabla 4.16 Propiedades geométricas de las vigas secundarias

- Propiedades de las trabes:

SECCIONES TRABES	DIMENSIONES					
	d(mm)	tw (mm)	h=d-2tf (mm)	bf (mm)	tf (mm)	Tamaño soldadura w (mm)
V1	316	6	300	105	8	5
V2	316	10	280	206	18	6
V3	328	8	300	168	14	6
V4	320	6	300	165	10	5
V5	270	6	250	150	10	5

**Tabla 4.17 Propiedades geométricas de las trabes**

- Recorte del patín superior de la viga de sección V6 es:

$$d_{\text{recorte}} = \text{tamaño del filete mas grade (w) de las trabes} + 25\text{mm}$$

$$d_{\text{recorte}} = 6 + 25 = 31\text{mm}$$

La longitud de recorte debe ser determinada para cada una de las trabes, a las que se van a unir las vigas secundarias, se presentan estos valores a continuación:

SECCIONES DE TRABES	L recorte (mm)
V1	50
V2	100
V3	80
V4	80
V5	80

**Tabla 4.18 Longitudes de recorte según la trabe a la que se conecta la viga**

- Longitud máxima de los ángulos:

Esta longitud será igual al peralte del alma de la viga (h) menos 2 veces la profundidad del recorte:

$$L_{\text{max}} = h - 2d_{\text{recorte}}$$

$$L_{\text{max}} = 300 - (2 * 31) = 238\text{mm}$$

- La fuerza sobre las soldaduras A y B es:

$$\frac{1}{2} R_u = 3213,47 \text{ Kg} = 7069,6 \text{ lb} = 7,07 \text{ Klb}$$

- De la tabla 10-3 del manual AISC-05, se observa que una soldadura B de L = 4 pulg, tamaño de soldadura ¼ pulg. proporciona una resistencia de diseño Rd = 15,5 Klb y es > a 7,07 Klb.

- Para soldaduras A correspondientes a  $L = 4$  pulg, y un tamaño mínimo tabulado de  $3/16$  pulg. se tiene una resistencia de diseño  $R_d = 57,8$  Klb y es  $>$  a  $7,07$  Klb, por lo que es adecuada.
- Como el tamaño máximo de las soldaduras es de  $1/4$  de pulg. por lo que no se añaden  $2$  mm al tamaño del filete (ver 4.5.4). Entonces el espesor mínimo del ángulo es de  $1/4$  pulg.

Por lo tanto para las vigas secundarias se deben usar ángulos  $2L\ 3 \times 3 \times 1/4$  pulg. de  $4$  pulg de longitud ( $101,6$  mm) de acero A36. Con soldaduras B de  $1/4$  pulg. ( $6$  mm) y soldaduras A de  $3/16$  pulg. ( $5$  mm).

Tamaño del ángulo	Longitud del ángulo (pulg)	Espesor del ángulo (pulg)	Soldaduras A Tamaño w (pulg)	Soldaduras B Tamaño w (pulg)
2L x 3 x 3	4 (101,6 mm)	1/4 (6 mm)	3/16 (5 mm)	1/4 (6 mm)

Tabla 4.19 Resultados de diseño de la conexión tipo de doble ángulo

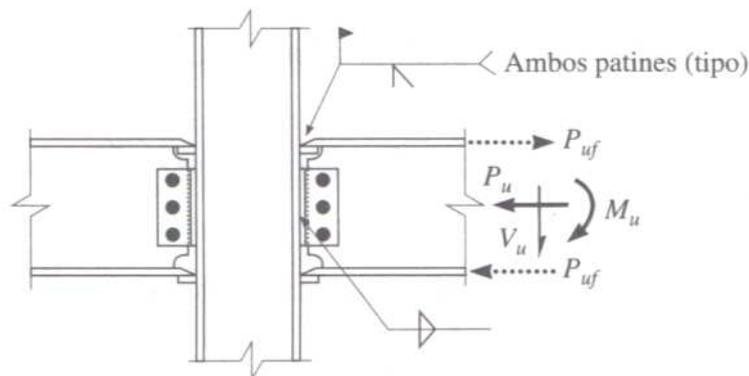
#### 4.11 CONEXIONES DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDAS<sup>29</sup>

Una conexión totalmente restringida FR de viga a columna, transfiere momentos y cortantes (ver 1.2.2.1). En el presente diseño se utiliza este tipo de conexiones para unir las vigas principales a las columnas.

Existen varios tipos de conexiones rígidas, pero una las más utilizadas es una conexión directamente soldada. Para el diseño de este tipo de conexión, se supone que el alma de la viga soporta prácticamente todo el cortante, por lo tanto puede transferirse de manera directa a la columna, a través de la conexión del alma a la columna.

---

<sup>29</sup> Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp 855



**Figura 4.26 Conexión de momento directamente soldada**

El momento flexionante en una viga de perfil I flexionada alrededor de su eje mayor es resistido por los patines de la viga (ver Figura 4.26). Por lo tanto, el momento puede descomponerse en un par de fuerzas que actúan sobre los patines. La fuerza sobre el patín puede calcularse con la ecuación 4.24:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d} \quad (4.24)$$

Donde:

$M_u$  = momento máximo al que está sujeta la viga = resistencia requerida de la viga.

$P_{uf}$  = fuerza que actúa sobre el patín, a tensión o a compresión.

$d$  = brazo de momento entre las fuerzas del patín ( $d$  es una propiedad geométrica de la viga, ver Tabla 3.16)

Las resistencias requeridas  $M_u$  y  $V_u$ , son los mismos momentos y cortantes máximos a las que están sometidas las vigas armadas, (los datos de diseño de cada viga crítica se pueden ver en el anexo 6)

Las soldaduras en los patines son soldaduras de ranura de penetración completa, y la soldadura que soporta el cortante en el alma, son dos soldaduras de filete que soportan el cortante.

#### **4.11.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN RÍGIDA VIGA – COLUMNA**

La viga crítica del grupo de diseño "vigas Y" que es la más larga presente en esta estructura tiene las siguientes resistencias requeridas:

$M_u = 2\,395\,410,7 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$  (ver anexo 6, viga 4)

$V_u = 10\,647,8 \text{ Kg}$

- La sección V3 de esta viga tiene las siguientes propiedades:

SECCION ARMADA	DIMENSIONES						
	d(mm)	tw (mm)	h=d-2tf (mm)	bf (mm)	tf (mm)	Área patín (mm <sup>2</sup> )	Área alma (mm <sup>2</sup> )
V3	328	8	300	168	14	2352	2400

**Tabla 4.20 propiedades sección V3**

- La fuerza en los patines es igual a :

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d} = \frac{2395410,7 \text{ Kg}\cdot\text{cm}}{328 \text{ cm}} = 7303,1 \text{ kg}$$

- Se calcula la resistencia de las soldaduras de ranura de penetración completa que deben ser realizadas en los patines para soportar estas fuerzas. Para tensión o compresión normal al área efectiva, o tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (ver sección 4.7.2) se debe cumplir con las ecuaciones 4.14:

$$R_{dw} = 0,9 \cdot (0,6F_{yw}) \cdot t_e L_w \quad \text{y} \quad R_{dBM} = 0,9 \cdot (0,6F_{yBM}) \cdot t_e L_w \quad (4.14)$$

Donde:

$L_w = bf = 168 \text{ mm}$  (Tabla 4.20)

$t_e = tf = 14 \text{ mm}$  (Tabla 4.20)

$F_{yw} = 58 \text{ ksi} = 4086,37 \text{ kg} / \text{cm}^2$  para electrodos E70, fuente: tabla 2 AWS A5.1

$F_{yBM} = 50 \text{ ksi} = 3522,734 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Entonces:

Resistencia de diseño del metal de soldadura

$$R_{dw} = 0,9 \cdot (0,6F_{yw}) \cdot t_e L_w$$

$$R_{dw} = 0,9 \cdot (0,6 \cdot 4086,37 \text{ kg} / \text{cm}^2) \cdot (1,4 \cdot 16,8) \text{ cm}^2$$

$$R_{dw} = 51900,2 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño del material base

$$R_{dBM} = 0,9 \cdot (0,6F_{yBM}) \cdot t_e L_w$$

$$R_{dBM} = 0,9 \cdot (0,6 * 3522,73 \text{kg} / \text{cm}^2) \cdot (1,4 * 16,8) \text{cm}^2$$

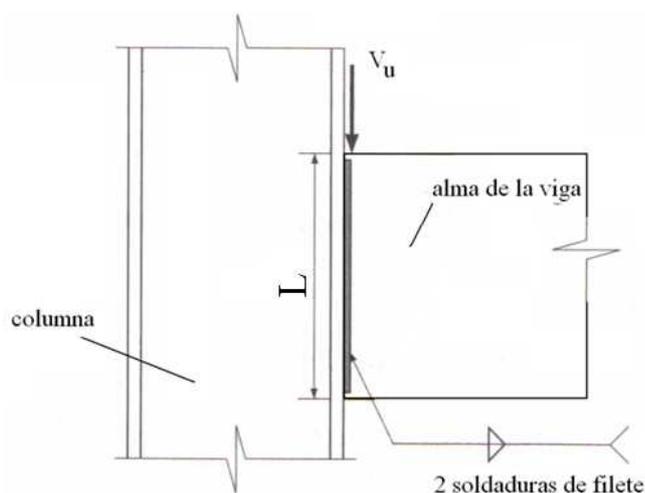
$$R_{dBM} = 44742,5 \text{Kg}$$

entonces  $\Rightarrow R_{dw} > R_{dBM}$

Como se observa, la resistencia de diseño del metal de soldadura es mayor a la del material base. Por lo que el diseño de la junta patín-columna está controlado por la resistencia del material base, mientras se usen electrodos compatibles (como ya se mencionó en la sección 4.7.2).

- Se procede a diseñar las soldaduras de filete, que soportaran la fuerza cortante:

Esta conexión del alma con la columna es una soldadura sometida a una fuerza cortante directamente sobre el cordón de soldadura, en este tipo de conexiones rígidas se recomienda tomar como la fuerza cortante que actúa en la conexión, a la fuerza cortante máxima; con la cual se diseño la viga.



**Figura 4.27 Conexión entre el alma de la viga y la columna**

La resistencia de diseño de esta junta se calcula como se muestra a continuación:

Las soldaduras deben resistir un cortante  $W_u$ , que actúa sobre el cordón de soldadura:

$$W_u = \frac{V_u}{2L} \quad (4.25)$$

Donde:

$W_u$  = fuerza cortante sobre la garganta de una soldadura de longitud unitaria.

$V_u$  = fuerza directa sobre la conexión.

$L$  = longitud de cada soldadura de filete que conecta a la placa con la columna, que será igual al peralte del alma  $h$  menos 40 mm para dejar espacio para los agujeros de ratón ( $= h - 40\text{mm}$ )

Para un diseño seguro se requiere que:

$$W_d \geq W_u = W_{req} \quad (4.26)$$

$$0,75(0,6F_{EXX}) \cdot 0,707w \geq \frac{V_u}{2L} \quad (4.27)$$

Donde:

$F_{EXX} = 70 \text{ ksi} = 4931,82 \text{ kg} / \text{cm}^2$  para electrodos E70, fuente: tabla 2 AWS A5.1

Entonces se tiene lo siguiente:

$$W_u = \frac{V_u}{2L} = \frac{10\,647,8 \text{ Kg}}{2(30-4)\text{cm}} = 204,76 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$W_d \geq W_u = W_{req}$$

$$0,75 \left( 0,6 \left[ 4931,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \right) \cdot 0,707w \geq 204,76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$w \geq 0,13 \text{ cm} = 1,3 \text{ mm}$$

Si la columna de mayor espesor tiene 20mm, entonces el tamaño mínimo que debería tener este cordón de soldadura es 6 mm, ver Tabla 4.6 Tamaño mínimo de filete (AWS D1.1 2006). Para el resto de vigas se calcula de manera similar y se presentan estos datos en la siguiente tabla:

Tabla 4.21 Cálculos de tamaños de soldaduras en juntas alma – columna

GRUPOS DE DISEÑO DE VIGAS	VIGA CRITICA		SECCION ARMADA	PROPIEDADAES				CALCULOS TAMAÑO DE SOLDADURA				
	PISO	VIGA		h (cm)	L = h - 40mm	V (Kg)	Wu (kg/cm)	Wd = 0,45 FExx*0,707w	w calculado (mm)	*tamaño minimo de w (tabla 5.8 AWS 2006)	w (mm)	SECCION ARMADA
Voladizo 1	11	D6'-D5	V1	30	26	7477,79	143,80	1569,06w	0,92	6	6	V1
Voladizo 2	11	D1'-D2	V2	28	24	10316,56	214,93		1,37	6	6	V2
Voladizo 3	9	C4-D4	V3	30	26	10899,08	209,60		1,34	6	6	V3
Vigas Y	6	C4-D5	V3	30	26	10647,79	204,77		1,31	6	6	V3
Vigas X	6	B5-D5	V4	30	26	9279,71	178,46		1,14	6	6	V4
Vigas del nucleo	6	C3-C4	V5	25	21	6979,58	166,18		1,06	6	6	V5
Vigas perimetrales	1	E4-E5	V4	30	26	2915,67	56,07		0,36	6	6	V4
Vigas de la rampa	1	B2-B3	V4	30	26	10832,64	208,32		1,33	6	6	V4
Vigas secundarias	1	B6-D'6	V6	25	21	6183,53	147,23		0,94	6	6	V6

Como se observa en la Tabla 4.21, los valores calculados para todas las vigas críticas son menores a 2 mm, porque se debe evaluar la soldadura alma-columna por su tamaño mínimo (ver Tabla 4.6). El tamaño mínimo de filete se determina considerando que la columna de mayor espesor con la que podrían unirse las vigas, tiene 20 mm; lo que da como resultado un tamaño mínimo de filete de 6 mm para todas las conexiones rígidas de las vigas principales con las columnas.

En conclusión todas las conexiones rígidas deben realizarse con soldaduras de penetración completa en los patines de las vigas, y con filetes de 6 mm de pierna en todas las almas de las vigas, ver conexión rígida típica en la Figura 4.28.

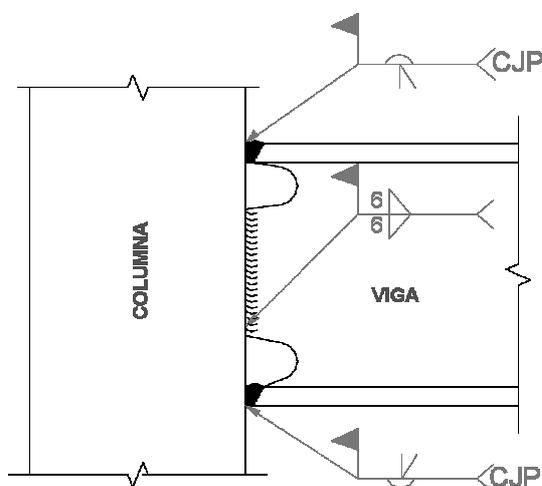


Figura 4.28 Conexión rígida típica calculada

## 4.12 DISEÑO DE LA SOLDADURA DE LA CONEXIÓN COLUMNA – PLACA BASE.

El diseño es similar al diseño de la soldadura de los patines de las vigas en conexiones rígidas, determinado en la sección anterior. Pero en este caso se calculará asumiendo que el momento flexionante en la reacción de la columna provoca una fuerza de tensión, que es soportado por 1 soldadura de filete en el exterior de la columna (aunque en realidad existen 4 soldaduras alrededor de la columna).

### 4.12.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA.

La columna perimetral que soporta el mayor momento en su conexión con la placa base, tiene el siguiente valor de momento:

$$M_x = 256479,04 \text{ Kg. cm}$$

- La sección C1 de esta columna tiene las siguientes propiedades:

SECCION ARMADA	DIMENSIONES		
	b(mm)	t (mm)	h=b+2tf (mm)
C1	200	8	216

**Tabla 4.22 propiedades sección C1**

La fuerza en la soldadura es igual a:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{h} = \frac{256479,04 \text{ Kg.cm}}{21,6 \text{ cm}} = 11874,03 \text{ kg}$$

- La resistencia de diseño de esta junta se calcula como se muestra a continuación:

Las soldaduras deben resistir un cortante  $W_u$ , que actúa sobre el cordón de soldadura:

$$W_u = \frac{P_{uf}}{L}$$

Donde:

$W_u$  = fuerza cortante sobre la garganta de una soldadura de longitud unitaria.

$P_{uf}$  = fuerza directa sobre la conexión.

$L$  = longitud de cada soldadura de filete que conecta a la placa con la columna

Para un diseño seguro se requiere que:

$$W_d \geq W_u = W_{req}$$

$$0,75(0,6F_{EXX}) \cdot 0,707w \geq \frac{P_{uf}}{L}$$

Donde:

$F_{EXX} = 70 \text{ ksi} = 4931,82 \text{ kg / cm}^2$  para electrodos E70, fuente: tabla 2 AWS A5.1

- Entonces se tiene lo siguiente:

$$W_u = \frac{P_{uf}}{L} = \frac{11874,03 \text{ Kg}}{21,6\text{cm}} = 549,72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$W_d \geq W_u = W_{req}$$

$$0,75 \left( 0,6 \left[ 4931,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \right) \cdot 0,707w \geq 549,72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$w \geq 0,35\text{cm} = 3,5\text{mm}$$

- La placa base tiene 20 mm de espesor, entonces el tamaño mínimo que debería tener este cordón de soldadura es 8 mm, ver Tabla 4.6 Tamaño mínimo de filete (AWS D1.1 2006)
- Para el resto de vigas se calcula de manera similar y se presentan estos datos en la siguiente tabla:

Tamaños de soldaduras de filete para conexión columnas - placas base										
COLUMNAS	SECCION DE LA COLUMNA	Mayor Momento en la reacción (Kg.cm)	Ancho exterior de la columna (cm) = b + 2t	Fuerza de tensión en las soldaduras (Kg)	Wu (kg/cm)	Wd = 0,45 FE <sub>xx</sub> *0,707w	w calculado (mm)	Espesor de la placa base (mm)	*tamaño mínimo de w (tabla 5.8 AWS 2006)	w (mm)
Perimetral	C1	256479,04	21,6	11874,03	549,7	1569,06w	3,50	20	8	8
Exterior	C2	724346,5	38,7	18716,9	483,6		3,08	30	8	8
Núcleo	C6	1303713,9	39,5	33005,4	835,5		5,33	40	8	8

#### 4.13 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Para el diseño de las conexiones de los arriostramientos se debe tomar en cuenta las propiedades geométricas y las propiedades del material:

Propiedades del material:

Viga (V5)  $F_y = 50 \text{ ksi}$   $F_u = 70 \text{ ksi}$

Arriostramiento  $F_y = 50 \text{ ksi}$   $F_u = 70 \text{ ksi}$

Placa a cortante  $F_y = 50 \text{ ksi}$   $F_u = 70 \text{ ksi}$

Propiedades geométricas:

Viga  $d = 10.299 \text{ plg}$   $t_w = 0.6 \text{ plg}$

Arriostramiento  $H = 8 \text{ plg}$   $B = 8 \text{ plg}$   $t = 5/8$

- Primero se determina la longitud requerida de la soldadura. Como las cargas de los arriostramientos son axiales, el ángulo entre el eje axial longitudinal de los mismos y la línea de fuerza es:  $\theta_w = 0^\circ$ , por lo tanto:

$$F_w = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5^{1.5}\theta_w)$$

$$F_w = 0.6 \times 70 \text{ ksi} \times (1 + 0.5 \text{sen}^{1.5} 0)$$

$$F_w = 42 \text{ ksi}$$

$$W_{wreq'd} = \frac{P_u}{\phi \times F_w \times (0.707) \times L_w}$$

$$W_{wreq'd} = \frac{215.109 \text{ kips}}{0.75 \times 4 \times 42 \frac{\text{kips}}{\text{plg}^2} \times 0.707 \times 8.5 \text{ plg}}$$

$$W_{wreq'd} = 0.28 \text{ plg} \approx \frac{5}{16} \text{ plg}$$

- El tamaño mínimo de la soldadura para esta conexión es de  $\frac{3}{16}$  plg. El tamaño requerido de la soldadura es mayor al tamaño mínimo. Por lo tanto se usa una soldadura de filete de  $\frac{5}{16}$
- Determinación del espesor requerido de la placa

$$W_e = W_w - W_{wreq} = \frac{3}{4} \text{ plg} - \frac{5}{16} \text{ plg} = \frac{7}{16} \text{ plg}$$

$$t_{Ireq} = \frac{\phi(0.6F_{EXX}W_e)(0.707)(2)}{\phi(0.6F_y)}$$

$$t_{Ireq} = \frac{0.75 \times (0.6 \times 70 \text{ ksi} \times \frac{7}{16} \text{ plg}) \times 0.707 \times 2}{1 \times (0.6 \times 50 \text{ ksi})}$$

$$t_{Ireq} = 0.649 \text{ plg}$$

Se usa una placa base de  $\frac{3}{4}$  plg

- Verificación por pandeo local de la placa base

$$r = \frac{t_{Ireq}}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{3/4 \text{ plg}}{\sqrt{12}} = 0.216 \text{ plg}$$

El modo de pandeo puede ser considerado como uno de los casos que se muestran en la tabla C-C2.2 del comentario del AISC 2005. En este caso se usa

$$K = 1,2$$

$$\frac{Kl_1}{r} = \frac{1.2 \times 6 \frac{1}{2} \text{ plg}}{0.216 \text{ plg}} = 36.11$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{70 \text{ ksi}}} = 95.87$$

Como  $\frac{kl_1}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ ksi}}{\left(\frac{1.2 \times 6 \frac{1}{2} \text{ plg}}{0.216 \text{ plg}}\right)^2} = 219.5 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{50 \text{ ksi}}{219.5 \text{ ksi}}} \right] \times 50 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 45.45 \text{ ksi}$$

$$l_w = B + 2[(\text{longitudde la conexión}) \times \tan 30^\circ]$$

$$l_w = 8 \text{ plg} + 2[(8.5 \text{ plg}) \times \tan 30^\circ] = 17.81 \text{ plg}$$

$$A_w = l_w t_1 = 17.81 \text{ plg} \times \frac{3}{4} \text{ plg}$$

$$A_w = 13.36 \text{ plg}^2$$

Cálculo de la resistencia requerida ecuación 3.12

$$P_n = 45.45 \text{ ksi} \times 13.36 \text{ plg}^2$$

$$P_n = 607.21 \text{ kips}$$

Cálculo de la resistencia de diseño ecuación 3.13

$$P_d = 0.9 \times 607.21 \text{ kips}$$

$P_d = 546.49 \text{ kips} > P_u = 213.893 \text{ kips}$ . Por lo tanto cumple con el requerimiento de compresión.

- Cálculo de la resistencia nominal de la placa sometida a tensión (arriostamiento en tensión)

$$R_n = F_y A_w = 50 \text{ ksi} \times 13.36 \text{ plg}^2$$

$$R_n = 668 \text{ kips}$$

- Cálculo de la resistencia de diseño

$$R_d = \phi R_n = 0.9 \times 668 \text{ kips}$$

$R_n = 601.2 \text{ kips} > P_u = 213.893 \text{ kips}$ . Por lo tanto cumple a tensión

- Revisión de la soldadura de la placa por cortante.

Se prueba con una longitud de soldadura  $L_w = 8.5 \text{ plg}$

Área efectiva  $A_e = 4L_w t = 4 \times 8.5 \text{ plg} \times \frac{5}{8} \text{ plg}$

$$A_e = 21.25 \text{ plg}^2$$

Resistencia nominal a cortante:  $V_n = 0.6 F_y A_e = 0.6 \times 50 \text{ ksi} \times 21.25 \text{ plg}^2$

$$V_n = 636.3 \text{ kips}$$

Resistencia de diseño a cortante:  $V_d = \phi R_n = 1 \times 636.3 \text{ kips}$

$V_n = 636.3 \text{ kips} > V_u = .$  Por lo tanto cumple con este requerimiento.

- Revisión por fractura por cortante en el arriostamiento (L 8x8x5/8), esta parte del diseño ya se la realizó en la sección 3.3.7

- Cálculo de las fuerzas de la conexión.

$$e_b = \frac{d}{2} = \frac{10.299 \text{ plg}}{2} = 5.15$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{12}{10^{13/16}}\right) = 48^\circ$$

$$\bar{\alpha} = \alpha = e_b \tan \theta = 5.15 \text{ plg} \times \tan 48^\circ = 5.72 \text{ plg}$$

$$r = \sqrt{(5.72 \text{ plg})^2 + (5.15 \text{ plg})^2}$$

$$r = 7.7 \text{ plg}$$

$$H_{ub} = \frac{5.72 \text{ plg} \times 213.893 \text{ kips}}{7.7 \text{ plg}}$$

$$H_{ub} = 158.89 \text{ kips}$$

$$V_{ub} = \frac{5.15 \text{ plg} \times 213.893 \text{ plg}}{7.7 \text{ plg}}$$

$$V_{ub} = 143.01 \text{ kips}$$

- Determinación del tamaño de soldadura de la placa con la viga.

$$W_d = \frac{1.25 \times P_u}{1}$$

$$0,75 \cdot (0,6F_{E_{xx}})(0,707w) = \frac{1.25 \times P_u}{1}$$

$$\text{Donde } 1 = 2\alpha$$

$$w = \frac{1.25 * 213,893 \text{ kips}}{0,75 \cdot (0,6(70\text{ksi}))(0,707) * 2 * 5,2 \text{ pu lg} * 2\text{soldaduras}}$$

$$w = 0,577 \text{ pu lg} = 14,65 \text{ mm}$$

- Determinación del espesor mínimo de la placa

$$t = \frac{6,19}{F_u} * \frac{W_d}{1,392 \text{ Klb/pu lg}} = \frac{6,19 \times 22,27 \frac{\text{Klb}}{\text{pu lg}}}{70 \frac{\text{Klb}}{\text{pu lg}^2} * 1,392 \frac{\text{Klb}}{\text{pu lg}}} =$$

$$t = 0.79 \text{ plg} \approx 2 \text{ cm}$$

## CAPÍTULO 5

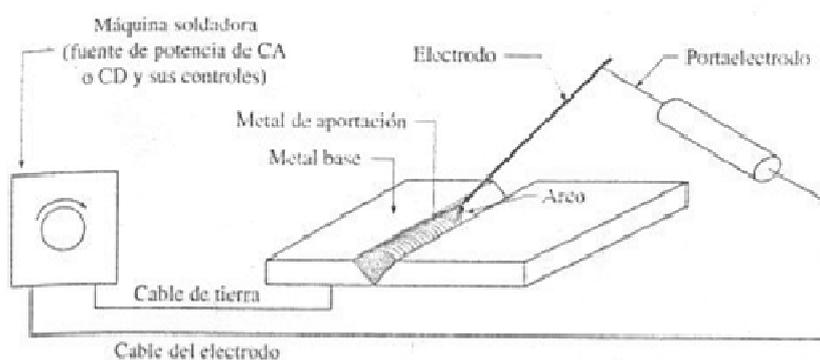
### PROCESOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Para describir los procedimientos y equipos necesarios para la fabricación y el montaje de una estructura metálica, primero se definirá los procesos de soldadura que van a ser aplicados tanto en la fabricación como el montaje.

#### 5.1 PROCESOS DE SOLDADURA

En la fabricación de acero estructural se utiliza de manera extensa la soldadura por arco eléctrico, la misma que aprovecha el calor generado por un arco eléctrico en la Figura 5.1 se muestra el circuito básico para la mayoría de los procesos de soldadura por arco eléctrico. Por medio de un cable de tierra se conecta la pieza a soldar a la fuente de potencia, un segundo cable conecta la fuente de potencia a un porta electrodo y a la vez a un electrodo.

El arco se inicia cuando el electrodo toca la pieza de trabajo, cerrando así el circuito, y luego se levanta un poco sobre la pieza. El arco genera un intenso calor, suficiente para fundir el acero del material base, se alcanzan temperaturas de alrededor de los 1600 °C en los materiales que se sueldan y de cerca de 5500 °C en el interior del arco.



**Figura 5.1 Circuito básico de soldadura por arco eléctrico**

El electrodo se mueve a lo largo de la trayectoria de la soldadura a una velocidad adecuada, ya sea de forma manual por medio de un soldador, o en forma semiautomática o automática por una maquina soldadora.

Los procesos de soldadura de arco requieren un suministro continuo de energía eléctrica con el amperaje y voltaje adecuados para mantener el arco. La fuente de potencia puede suministrar corriente alterna (AC) o corriente continua (CC).

Los procesos de soldadura por arco eléctrico más utilizados en la fabricación y montaje de estructuras de acero son:

- Soldadura por arco y metal protegido (SMAW)
- Soldadura por arco y protección gaseosa (GMAW)
- Soldadura por arco y núcleo fundente (FCAW)
- Soldadura por arco eléctrico sumergido (SAW)

Estos procesos son ampliamente conocidos y utilizados, por lo que a continuación se explicara su principio básico, sus ventajas y desventajas y sus aplicaciones.

### 5.1.1 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO METÁLICO PROTEGIDO CON ELECTRODO RECUBIERTO (SHIELDED METAL ARC WELDING – SMAW)

Es un proceso manual de soldadura por arco en el cual el arco se produce entre un electrodo recubierto y la pieza de trabajo. La protección se obtiene a partir de la composición del recubrimiento que se descompone con el calor y forma una atmósfera protectora, y el aporte de material procede principalmente del electrodo (ver Figura 5.2).

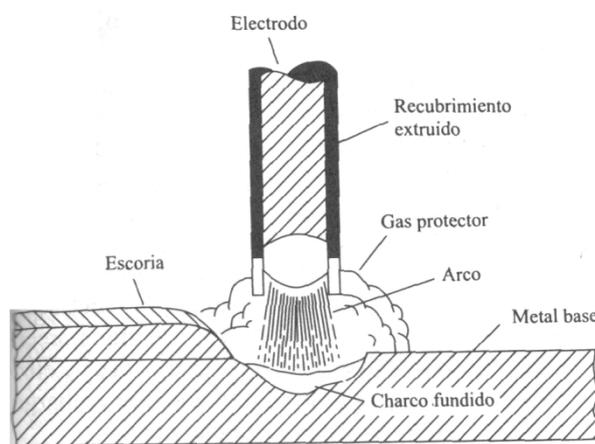


Figura 5.2 Proceso de soldadura por arco metálico protegido

También se le conoce con los nombres de “soldadura manual” y “soldadura de varilla”. La fuente de potencia puede ser AC o CC, pero de corriente constante, es decir, que con grandes cambios de voltaje hay pequeños cambios en la corriente de soldadura.

Las principales funciones del núcleo o alma metálica del electrodo son:

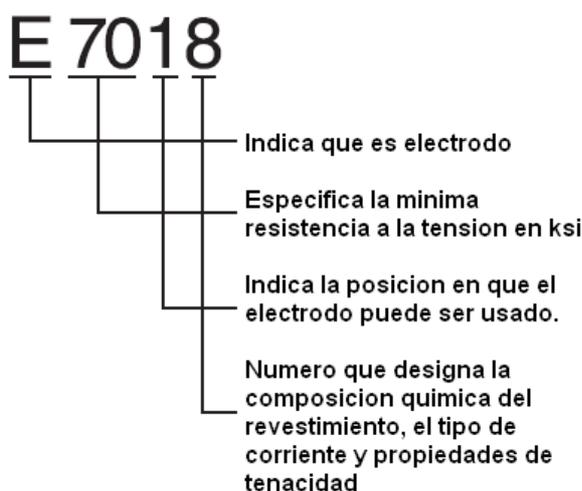
1. Conducir la corriente eléctrica para establecer el arco con el metal base.
2. Suministrar la totalidad o la mayor parte del metal de aporte.

Las funciones más importantes del revestimiento son:

1. Suministrar la atmósfera protectora al arco y al charco de metal
2. Suministrar agentes desoxidantes y limpiadores al metal de soldadura fundido.
3. Formar una capa de escoria para proteger al metal fundido y evitar enfriamientos bruscos y oxidación de metal sólido caliente.
4. Suministrar elementos de aleación al metal de soldadura
5. Estabilizar el arco.

#### 5.1.1.1 Clasificación de electrodos SMAW

Los electrodos revestidos para aceros están regidos bajo las especificaciones AWS A5.1, para aceros de bajo carbono, y AWS A5.5 para aceros de baja aleación, y se designan de la siguiente manera:



Adicionalmente existen indicadores al final del código, que indican la composición química del material depositado por el electrodo.

#### **5.1.1.2 Ventajas:**

- Este es el más ampliamente usado de los procesos de soldadura por arco debido a su versatilidad, portabilidad y equipo relativamente sencillo y barato.
- Puede emplearse en cualquier posición (dependiendo del electrodo usado)
- Puede emplearse en campo y en taller.
- Es aplicable a un intervalo amplio de espesores (aproximadamente de 1,2 mm. en adelante)
- Los electrodos pueden doblarse de manera que pueden ser usados en áreas ciegas.
- Se pueden emplear cables largos para tener acceso a sitios ubicados a gran distancia de la fuente de energía.
- Es útil para soldar ensambles estructurales complejos.

#### **5.1.1.3 Desventajas:**

- La calidad de las uniones depende mayormente de la habilidad del soldador.
- La escoria debe ser removida completamente antes de aplicar el siguiente cordón.
- Debido a que los electrodos tienen una longitud fija, las operaciones deben detenerse después de que se consume cada electrodo.
- Tiene una eficiencia de depósito relativamente baja y un alto porcentaje de desperdicio.
- No puede usarse con amperajes altos (comparado con procesos semiautomáticos) porque el revestimiento se desintegra por el sobrecalentamiento del electrodo.

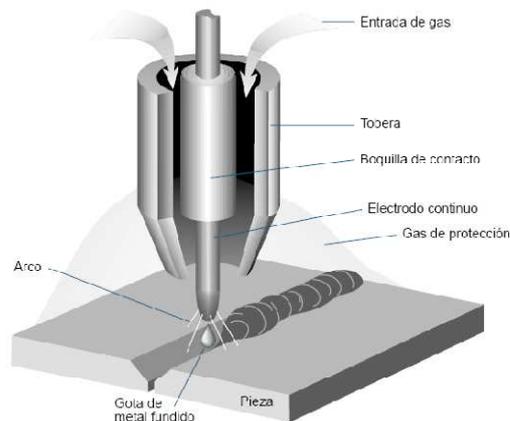
#### **5.1.1.4 Aplicaciones:**

- Se emplea en talleres pequeños y grandes, para reparación de diversos componentes, así como en la fabricación industrial, construcción y montaje de estructuras de acero y otras aplicaciones comerciales de unión de metales.
- Se emplea para soldar aceros al carbono y de baja aleación, aceros inoxidables, aluminio y sus aleaciones, cobre y sus aleaciones, níquel y sus aleaciones, hierros colados y también para aplicar recubrimientos superficiales.

- En los montajes de estructuras se utiliza también para la operación de punteado, cuando se fijan los miembros estructurales en su posición final por medios de puntos de soldadura.

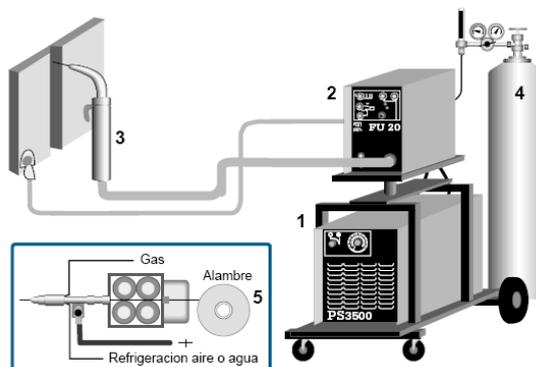
### 5.1.2 SOLDADURA DE ARCO CON PROTECCION GASEOSA Y ELECTRODO CONTINUO (GAS METAL ARC WELDING-GMAW)

La soldadura por arco de metal y gas (GMAW) es un proceso de soldadura por arco que emplea un arco entre un electrodo continuo de metal de aporte. El proceso se realiza bajo un escudo de gas suministrado externamente. Es un proceso semiautomático porque la maquina soldadora alimenta el electrodo a una velocidad continua constante y el soldador proporciona el avance de la soldadura.



**Figura 5.3 Proceso de soldadura GMAW**

En la Figura 5.3 se observa un esquema general de la soldadura GMAW, se puede ver que el gas protector provee la atmosfera protectora para el charco de soldadura.



**Figura 5.4 Equipo de soldadura GMAW**

En la Figura 5.4 se describe el equipo necesario para el proceso GMAW, el cual consta de:

1. Fuente de potencia
2. Alimentador del electrodo continuo
3. Pistola alimentadora
4. Tanque de gas protector
5. Electrodo continuo

La pistola guía el electrodo consumible y conduce la corriente eléctrica y el gas protector al trabajo, de modo que proporciona la energía para establecer y mantener el arco y fundir el electrodo, además de la protección necesaria contra la atmósfera del entorno. Se emplean dos combinaciones de unidad de alimentación de electrodo y fuente de potencia para lograr la autorregulación de la longitud del arco que se desea. Generalmente, esta regulación es efectiva con una fuente de potencia de voltaje constante (que por lo regular tiene una curva volt-ampere prácticamente plana) en conjunción con una unidad de alimentación de electrodo de velocidad constante.

#### **5.1.2.1 Tipos de transferencia de metal**

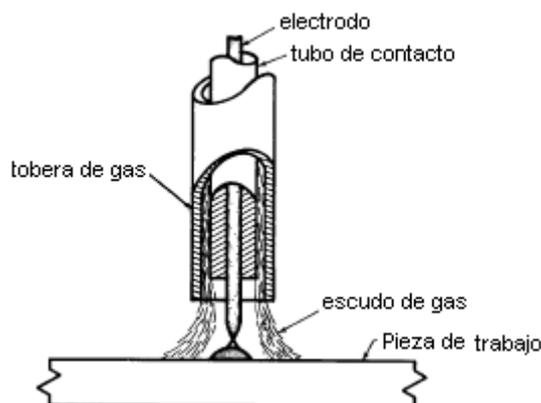
En este proceso de soldadura, de acuerdo a la corriente, voltaje, electrodo, y tipo de gas utilizado; existen tres tipos de transferencia del metal fundido desde el electrodo hacia el charco de soldadura.

#### **5.1.2.2 Transferencia por cortocircuito.**

Ocurre al crearse una gota de metal sostenida en la punta del electrodo. Por la tensión superficial del metal fundido en la pileta la gota es arrastrada hacia ella, creando un puente entre la pileta y la punta del alambre electrodo. En el puente se eleva la densidad de corriente de modo que esta explota separando el electrodo del trabajo. El metal se transfiere del electrodo al trabajo sólo durante el periodo en que el primero está en contacto con el charco de soldadura.

Este tipo de transferencia se produce al utilizar pequeños diámetros de alambre electrodo (0.8; 0.9; 1.2 mm) así como bajos niveles de corriente y voltaje. Esta

transferencia metálica se obtiene en presencia de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) o mezclas de argón (Ar-CO<sub>2</sub>) (ver Figura 5.5)

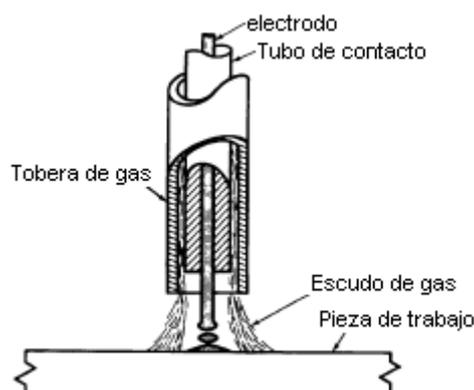


**Figura 5.5 Transferencia por cortocircuito**

### 5.1.2.3 Transferencia globular

Ocurre cuando en la punta del alambre electrodo se forma una gota de metal fundido cuyo diámetro es 2 y 3 veces el diámetro del alambre electrodo. Al desprenderse esta gota, adquiere una forma irregular y un movimiento rotativo que eventualmente puede conectar el electrodo con la pieza, creando el cortocircuito e interrumpiendo momentáneamente el arco (ver Figura 5.6).

Este tipo de transferencia ocurre al usar CO<sub>2</sub> como gas protector y corriente directa con el electrodo positivo, con corrientes medias, solo un poco mayores que las empleadas para la transferencia en cortocircuito y con altos niveles de voltaje. Se caracteriza por el excesivo chisporroteo y se usa solamente para realizar soldaduras en posición plana y horizontal con alambre electrodo de diámetro mayor a 1.1 mm.



**Figura 5.6 Transferencia Globular**

#### 5.1.2.4 Transferencia spray o por aspersión.

Ocurre cuando el electrodo, al fundirse adquiere la forma de pequeñas gotas, cuyo diámetro puede ser igual al diámetro del alambre electrodo (ver Figura 5.7). Solamente ocurre al utilizar argón o una mezcla de argón con oxígeno (max.5%).

Es preciso usar corriente continua con el electrodo positivo (CCEP) y un nivel de corriente por encima de un valor crítico conocido como corriente de transición. Puede servir para soldar casi cualquier metal o aleación gracias a las características inertes del escudo de argón.

Sin embargo, puede ser difícil aplicar el proceso a Láminas delgadas por las corrientes tan altas que se necesitan para producir el arco de rocío. Las fuerzas de arco que resultan pueden perforar láminas relativamente delgadas en vez de soldarlas.

Este tipo de transferencia no afecta la estabilidad del arco y produce las mejores propiedades del cordón de soldadura. La transferencia por rocío se produce con corrientes y voltajes altos, utilizando alambres electrodos de diámetros entre 1.1 y 3.18 mm.

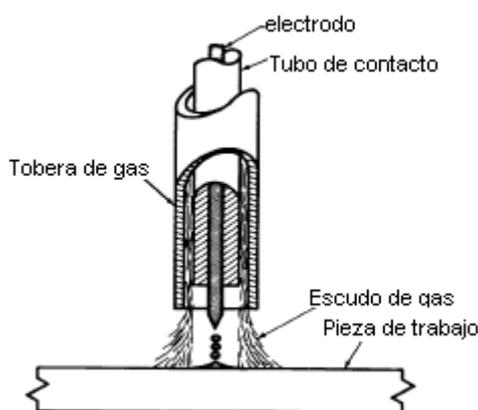
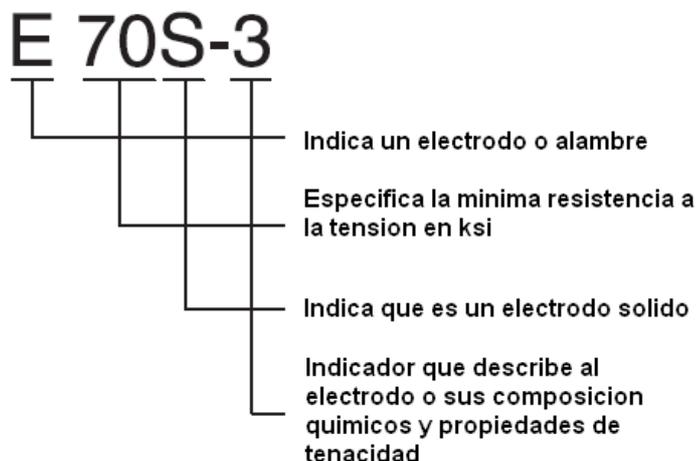


Figura 5.7 Transferencia Spray

#### 5.1.2.5 Clasificación de electrodos para proceso GMAW

Los electrodos para proceso GMAW son cubiertos por las especificaciones AWS A5.18 y A5.28 para electrodos para aceros al carbono y para aceros de baja

aleación respectivamente. A continuación se describe la codificación de estos electrodos.



#### 5.1.2.6 Ventajas:

- Al no tener escoria que protege la soldadura, la limpieza posterior es simple y de bajo costo.
- Los electrodos de GMAW, generalmente cuestan menos que los electrodos para FCAW.
- Al ser un proceso semiautomático, no se necesita un soldador muy hábil como en el caso del proceso SMAW.
- Se tiene mayor depósito de material.

#### 5.1.2.7 Desventajas:

- Es un proceso sensible a contaminantes presentes en el material base, como óxido, grasa, etc. por lo que su uso se limita a aplicaciones de taller.
- La atmósfera protectora provista por el gas externo es sensible ante corrientes de aire, que pueden producir porosidades.
- El equipo necesario es pesado y el uso de gas protector limita el traslado del equipo de soldadura.
- Existe un mayor número de parámetros que se debe controlar.

#### 5.1.2.8 Aplicaciones:

- Su uso en la fabricación en taller de miembros estructurales armados.
- Recipientes de presión, tanques de GLP, etc.
- Fabricación en serie de chasis, carrocerías, tolvas, etc.

### 5.1.3 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO CON NÚCLEO DE FUNDENTE (FLUX CORED ARC WELDING-FCAW)

La soldadura por arco con núcleo de fundente (FCAW) es un proceso de soldadura por arco que aprovecha un arco entre un electrodo continuo de metal de aporte y el charco de soldadura. Este proceso se emplea con protección de un fundente contenido dentro del electrodo tubular, con o sin un escudo adicional de gas de procedencia externa, y sin aplicación de presión.

El electrodo con núcleo de fundente es un electrodo tubular de metal de aporte compuesto que consiste en una funda metálica y un núcleo con diversos materiales pulverizados. Durante la soldadura, se produce un manto de escoria abundante sobre la superficie de la franja de soldadura. Normalmente, la soldadura por arco con núcleo de fundente es un proceso semiautomático, aunque también se emplea para soldadura automática y mecanizada.

El proceso FCAW tiene dos variaciones principales que difieren en su método de protección del arco y del charco de soldadura contra la contaminación por gases atmosféricos (oxígeno y nitrógeno). Una de ellas, la FCAW-S con autoprotección, protege el metal fundido mediante la descomposición y vaporización del núcleo de fundente en el calor del arco (ver Figura 5.8). El otro tipo, la FCAW-G con escudo de gas, utiliza un flujo de gas protector además de la acción del núcleo de fundente (ver Figura 5.9). En ambos métodos, el material del núcleo del electrodo proporciona una cubierta de escoria sustancial que protege el metal de soldadura durante su solidificación.

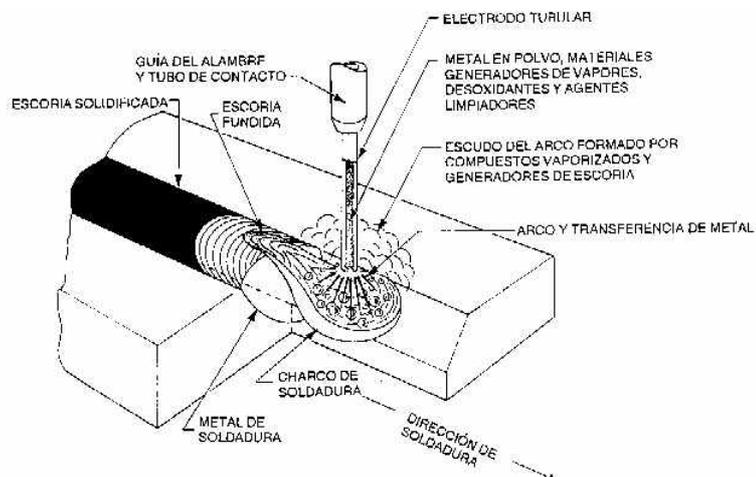
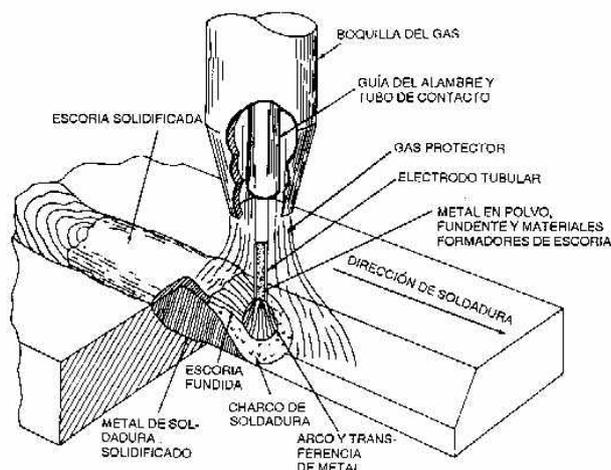


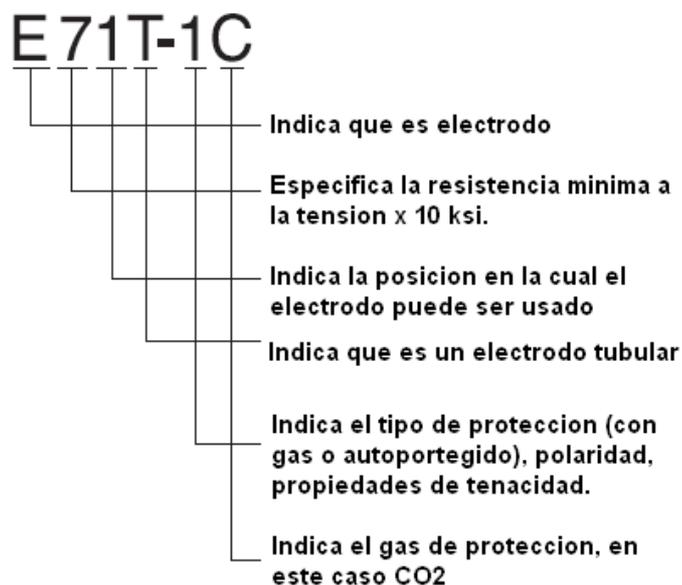
Figura 5.8 Proceso FCAW-S auto protegido o Innershield



**Figura 5.9 Proceso FCAW-G con protección de gas u Outershield**

### 5.1.3.1 Clasificación de electrodos para FCAW

Los electrodos tubulares para el proceso FCAW son cubiertos por las especificaciones AWS A5.20 y A5.28, para aceros al carbono y aceros de baja aleación respectivamente, a continuación se muestra el sistema de codificación de estos electrodos:



### 5.1.3.2 Ventajas:

- El electrodo es continuo e incrementa la productividad.
- Se pueden usar amperajes más altos que con el proceso SMAW, lo que aumenta la tasa de deposición de material.

- El proceso FCAW-S autoprotegido se puede utilizar en el campo, mientras que el protegido por gas FCAW-G, se puede utilizar en la fabricación del taller.
- El proceso FCAW no es tan sensible a suciedades del material y a corrientes de aire, lo que se traduce en menos defectos por falta de limpieza y por pérdida de la atmósfera protectora

#### **5.1.3.3 Desventajas:**

- En comparación con el proceso SMAW, son el mayor costo del equipo, la relativa Complejidad de la configuración y control de éste, y la restricción en cuanto a la distancia de operación respecto al alimentador del electrodo de alambre.
- El proceso puede generar grandes volúmenes de emisiones de soldadura que requieren equipo de escape apropiado, excepto en aplicaciones de campo.
- En comparación con el proceso GMAW, libre de escoria, la necesidad de eliminar la escoria entre una pasada y otra representa un costo de mano de obra adicional.
- Actualmente en el Ecuador no se puede conseguir fácilmente los electrodos para este proceso, y en proyectos grandes se deben realizar importaciones grandes de electrodos FCAW; para utilizar este proceso.

#### **5.1.3.4 Aplicaciones:**

- El proceso se emplea para soldar aceros al carbono y de baja aleación, aceros inoxidables y hierros colados. También sirve para soldar por puntos uniones traslapadas en láminas y placas, así como para revestimiento y deposición de superficies duras.
- En general, el método auto protegido puede usarse en aplicaciones que normalmente se unen mediante soldadura SMAW.
- El método con escudo puede servir para algunas aplicaciones que se unen con el proceso de soldadura GMAW

### 5.1.4 PROCESO DE SOLDADURA POR ARCO SUMERGIDO (SUBMERGED ARC WELDING-SAW)

Es un proceso automático, en el cual se tiene un electrodo continuo que es alimentado continuamente hacia la pieza de trabajo. El arco eléctrico tiene la característica de estar sumergido en una masa de fundente granular, que es provisto desde una tolva que se desplaza junto con el electrodo, que protege el charco de soldadura de la atmosfera y parte de este fundente se transforma en escoria protectora. Un esquema general del proceso SAW se observa en la Figura 5.10.

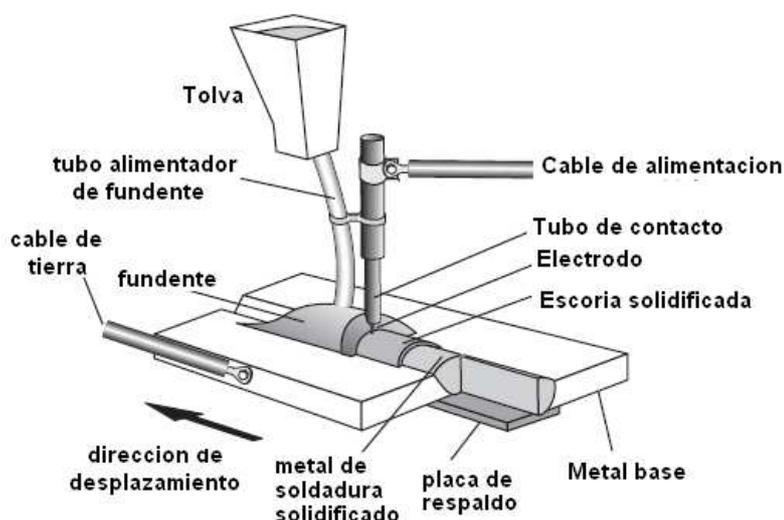


Figura 5.10 Proceso de soldadura SAW

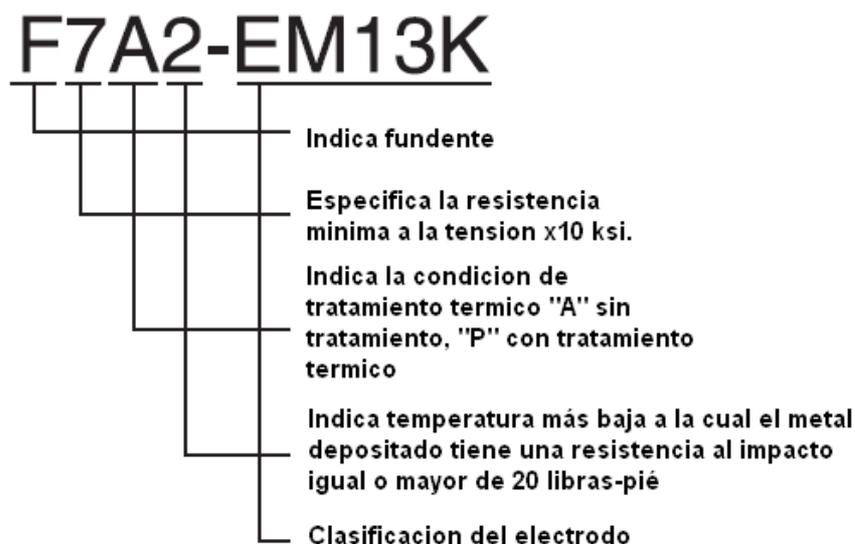
Al estar cubierto por el fundente el arco resulta invisible, lo que constituye una ventaja, pues evita el empleo de elementos de protección contra la radiación infrarrojo y ultravioleta, que son imprescindibles en otros casos.

Las corrientes utilizadas en este proceso varían en un rango que va desde los 200 hasta los 2000 amperes, y los espesores que es posible soldar varían entre 5 mm y hasta más de 40 mm. El proceso se caracteriza por sus elevados regímenes de deposición y es normalmente empleado cuando se trata de soldar grandes espesores de acero al carbono o de baja aleación.

#### 5.1.4.1 Clasificación de electrodos para proceso SAW

Los materiales de aporte para el proceso SAW son clasificados bajo la especificación AWS A5.17 para aceros al carbono y bajo AWS A5.23 para aceros

de baja aleación, ambos fundentes y electrodos cubiertos por estas especificaciones. Debido a que el proceso SAW tiene 2 componentes del proceso, que son fundente y electrodo, el sistema de clasificación es diferente de los demás procesos. Los electrodos de SAW son generalmente sólidos y son clasificados de acuerdo a su composición química, mientras que el fundente siempre se designa en conjunto con el electrodo como se muestra a continuación:



#### 5.1.4.2 Ventajas:

- Aumenta la productividad porque es capaz de utilizar corrientes altas, lo que da como resultado altas tasas de deposición y profunda penetración.
- Porque el proceso es automático se pueden tener soldaduras de longitudes largas y continuas a través de la junta.
- Al estar sumergido el arco, no se tienen salpicaduras y se obtiene soldaduras de una muy buena apariencia. Por esta misma razón el operador no necesita utilizar lentes protectores para protegerse de las radiaciones ultravioletas del arco de soldadura.

#### 5.1.4.3 Desventajas:

- Su uso se limita a posición plana u horizontal.
- Se limita su uso a talleres de fabricación mediante el uso de posicionadores o rieles a seguir.
- Consume más energía, y sus equipos son más costosos que otros procesos.

#### **5.1.4.4 Aplicaciones:**

- Por sus ventajas antes descritas, se utiliza ampliamente en la fabricación de trabes armadas para puentes.
- Fabricación de recipientes a presión.
- Y en general en la soldadura de placas de espesores grandes.

En el Ecuador actualmente se utiliza el proceso GMAW para la fabricación de miembros estructurales, debido a su alta tasa de depósito y la gran disponibilidad de electrodos disponibles en el mercado para este proceso. Mientras el proceso SMAW se sigue utilizando para el montaje de las estructuras debido a su versatilidad y facilidad de transportar sus equipos a través de la estructura en construcción.

Por estas razones se realizarán los procedimientos para la fabricación con proceso GMAW, y para el montaje se utilizará el proceso SMAW.

## **5.2 PROCESOS DE CORTE<sup>30</sup>**

El corte de los metales es una de las partes más importantes dentro de la preparación de las superficies que deben ser soldadas. La selección adecuada del proceso de corte y la correcta calibración y aplicación del mismo asegurarán ahorro de material, tiempo y por consiguiente dinero.

Dentro de los procesos de corte más conocidos en la industria ecuatoriana se encuentran: Oxícorte y el Corte con plasma.

### **5.2.1 OXICORTE (OFC)**

El corte con oxígeno (OC) abarca un grupo de procesos de corte empleados para separar o eliminar metales mediante una reacción exotérmica del oxígeno con el metal base. Los procesos de corte con gas oxicom bustible (OFC) separan o eliminan metal mediante la reacción química de oxígeno con el metal a

---

<sup>30</sup> American Welding Society, 1996, "Manual de Soldadura, Tomo II", 8<sup>va</sup> Edición, Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, México

temperaturas elevadas. La temperatura requerida se mantiene con una flama de gas combustible que arde en oxígeno.

El soplete de OFC es una herramienta versátil que puede llevarse con facilidad al lugar donde se va a trabajar. Sirve para cortar placas de hasta 2,5 m (100 pulgadas) de espesor.

### 5.2.2 CORTE CON ARCO DE PLASMA (PAC)

El proceso de corte con arco de plasma, separa metal empleando un arco eléctrico angosto para fundir un área localizada de la pieza de trabajo, que al mismo tiempo elimine el material derretido con un chorro de alta velocidad de gas ionizado, denominado plasma, que sale por el orificio pequeño. Los arcos de plasma alcanzan temperaturas de 10000°C a 14000°C.

El proceso puede cortar cualquier material conductor de la electricidad, por lo que se lo utiliza en el corte de materiales no ferrosos, como el aluminio y el acero inoxidable, que no pueden separarse usando el oxicorte.

### 5.2.3 CORTE CON ARCO DE CARBÓN Y AIRE (CAC)

El proceso de corte con arco de carbón y aire utiliza el intenso calor del arco entre un electrodo de carbón - grafito y la pieza de trabajo, haciendo que una porción de este último se desprenda. Al mismo tiempo se hace pasar por el arco un chorro de aire con velocidad y volumen suficientes para que el metal fundido salga despedido. Luego el metal sólido expuesto se funde por el calor del arco, y la secuencia continúa (ver Figura 5.11). El proceso resulta útil para separar y acanalar.

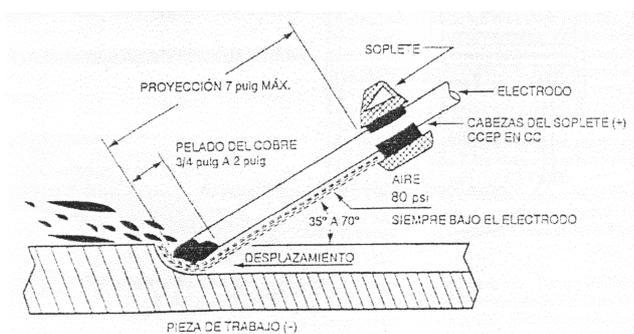


Figura 5.11 Proceso de acanalamiento con arco de carbón y aire

### **5.3 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA BAJO EL CÓDIGO AWS D1.1 2006**

El objetivo del presente Proyecto de Titulación es el diseño de una estructura con acero A588, optimizando el diseño y la fabricación de miembros estructurales, por lo que para la fabricación y para el montaje de la estructura metálica, se realizaran procedimientos de soldadura precalificados en base al código AWS D1.1 2006.

Este código contiene los requisitos para fabricación y montaje de estructuras metálicas soldadas. A continuación se hace un resumen de las diferentes secciones del código:

1. Requerimientos generales: Esta sección contiene información básica en alcance y limitaciones del código.
2. Diseño de conexiones soldadas: Contiene los requisitos para el diseño de conexiones soldadas compuestas de miembros tubulares y no tubulares.
3. Precalificación de WPS's: Esta sección contiene los requisitos para la determinación de los WPS (especificación del procedimiento de soldadura) a partir de los requisitos de calificación de este código.
4. Calificación: Abarca los requisitos de calificación de los WPS's y del personal de soldadura.
5. Fabricación: Esta sección contiene los requisitos para la preparación, y montaje de las estructuras metálicas soldadas.
6. Inspección: Contiene los criterios de calificación y responsabilidades de inspectores, criterios de aceptación de para la producción de soldaduras, y establece los procedimientos para inspección visual de pruebas no destructivas
7. Soldadura de espárragos: Esta sección abarca los requisitos para la soldadura de conectores de cortante o conocidos como espárragos.

8. Fortalecimiento y reparación de estructuras existentes: Esta sección contiene información básica para modificaciones de la soldadura o reparación de estructuras existentes.

### **5.3.1 LIMITACIONES DEL CODIGO AWS D1.1**

En la sección 1.2 del código AWS D1.1, se especifica que el código D1.1 no aplica para las siguientes situaciones:

1. Aceros con una resistencia mínima a la fluencia mayor que 100ksi (690 MPa)
2. Aceros con un espesor menor a 1/8" (3mm). Cuando el espesor del metal base a ser soldado es menor a 1/8", los requerimientos de las normas AWS D1.3 debería ser aplicada.
3. Recipientes de presión o tubería a presión.
4. Otros metales base que no sean aceros al carbono o aceros de baja aleación.

### **5.3.2 ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WELDING PROCEDURE SPECIFICATION -WPS)**

Una especificación de procedimiento de soldadura (WPS) es un documento que contiene, y describe las variables que aplican a los procesos y operaciones de soldadura a emplearse; así como los límites de los valores dentro de los que estas variables están calificadas y pueden emplearse en producción o construcción.

El WPS se prepara con el propósito de dirigir a soldadores y operadores para que hagan las soldaduras de manera que se asegure que se cumplen los requisitos de las normas aplicables.

### **5.3.3 ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS) PRECALIFICADO**

El Código AWS D1.1 para Soldadura Estructural de Acero, permite el empleo de procedimientos precalificados, que son especificaciones de procedimiento de soldadura (WPS) que ya han sido probados y por lo tanto se pueden usar sin realizar las pruebas de calificación requeridas en la Sección 4 de este código.

En cualquier caso, todo WPS precalificado debe estar escrito, y el personal de soldadura que la aplique debe estar calificado de la manera prevista en la misma Sección 4 del código. Para que un WPS pueda considerarse como precalificado, se debe cumplir con todos los requisitos establecidos en la Sección 3 del código AWS D1.1

Para el presente proyecto se realizaran WPS's precalificados en proceso GMAW para la fabricación; y con SMAW para el montaje de estructura. Para lo que en la tabla, se analizan sí los requisitos de la sección 3 de la AWS D1.1 son cumplidos.

REQUERIMIENTOS PARA WPS PRECALIFICADOS, SECCION 3 AWS D1.1 2006				
REQUERIMIENTO AWS D1.1 2006	VALOR DEL REQUERIMIENTO USADO	CUMPLEN REQUISITO WPS's SMAW	VALOR DEL REQUERIMIENTO USADO	CUMPLEN REQUISITO WPS's GMAW
3.2.1 Procesos precalificados	SMAW	SI	GMAW	SI
3.3 Metal base	A588, grupo II Tabla 3.1	SI	A588, grupo II Tabla 3.1	SI
3.3 Metal de aporte	E7018	SI	ER70S-6	SI
3.5 Temperatura de precalentamiento y temperatura entre pases, Tabla 3,2	Espesor máximo = 20mm →No necesita precalentamiento	SI	Espesor máximo = 20mm→No necesita precalentamiento	SI
REQUERIMIENTOS PARA WPS PRECALIFICADOS, Tabla 3.7 AWS D1.1 2006				
REQUERIMIENTO	VALOR DEL REQUERIMIENTO USADO	CUMPLEN REQUISITO WPS's SMAW	VALOR DEL REQUERIMIENTO USADO	CUMPLEN REQUISITO WPS's GMAW
Diámetro máximo del electrodo	3,2 y 4 mm	SI	1,2 mm	SI
Valor máximo de corriente	valores recomendados por el fabricante	SI	valores recomendados por el fabricante	SI
Espesor máximo de pase de raíz	máx. 8mm	SI	máx. 8mm	SI
Espesor máximo de pase de relleno	máx. 5mm	SI	máx. 5mm	SI
Tamaño máximo de filete en un solo pase	6mm	SI	6mm	SI

**Tabla 5.1 Requerimientos Para WPS's precalificados**  
Fuente: sección 3 AWS D1.1 2006

### 5.3.3.1 Variables de soldadura a incluir en los wps's

La información requerida acerca de las variables de soldadura que debe incluirse en el WPS, pueden agruparse en las siguientes categorías:

- 1 .Uniones o juntas
2. Metales base

3. Metales de aporte y electrodos
4. Posiciones
5. Precalentamiento y temperatura entre pases
6. Tratamiento térmico posterior a la soldadura
7. Gases de protección
8. Características eléctricas
9. Técnica.

### 5.3.3.2 Tipos de juntas existentes en la estructura metálica.

Con los requisitos exigidos por la sección 3 del código AWS D1.1 cumplidos, se procede a seleccionar las juntas más adecuadas de la figura 3.4 de la AWS D1.1, para ser aplicada a las diferentes juntas presentes en la estructura metálica (ver Tabla 5.2).

JUNTAS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA				
No:	Conexión	Tipo de soldadura	Designación de la junta, Fig. 3.4 AWD D1.1	WPS correspondiente
1	Unión entre placas para la fabricación de los miembros estructurales, ejemplo uniones entre placas para formar los patines de las vigas	Soldadura de ranura CJP	B-U2-GF	EPN.TESIS.001
2	Unión entre placas que se deban hacer en el campo, durante el montaje de la estructura.	Soldadura de ranura CJP	B-U2	EPN.TESIS.002
3	Junta en T, usada en la soldadura necesaria para fabricar tanto las vigas armadas como las columnas armadas	Soldadura de filete	No tiene	EPN.TESIS.003
4	Junta en T, usada en el montaje para las conexiones de las almas de vigas principales a columnas, columnas a placas base, y placas de conexiones de arriostramientos.	Soldadura de filete	No tiene	EPN.TESIS.004
5	Unión entre patines de vigas principales y columnas (conexiones rígidas), para aberturas de raíz de máximo 5mm	Soldadura de ranura CJP	TC-U4b	EPN.TESIS.005
6	Unión entre patines de vigas principales y columnas (conexiones rígidas), para aberturas de raíz mayores a 5mm	Soldadura de ranura CJP	TC-U4a	EPN.TESIS.006
7	Junta utilizada en el montaje, en la unión entre columnas de distintos pisos	Soldadura de ranura CJP	B-U4a	EPN.TESIS.007
8	Juntas a traslape, usada en la unión de ángulos en conexiones simples de vidas secundarias, y en conexiones de arriostramientos	Soldadura de filete, junta en traslape	No tiene	EPN.TESIS.008

**Tabla 5.2 WPS correspondiente a cada tipo de junta**

Los WPS precalificados descritos en la Tabla 5.2, se encuentran realizados en el anexo 10, y fueron realizados con los valores de corriente y voltaje recomendados por fabricantes.

#### **5.3.4 CALIFICACIÓN DE LA HABILIDAD DEL PERSONAL DE SOLDADURA (WPQ)**

Al ser el objetivo del presente proyecto de titulación el diseño de la estructura, sólo se da una breve descripción de las pruebas que se debe realizar al personal que realice los procedimientos de soldadura.

El código AWS D1.1 establece que el personal, antes de iniciar cualquier soldadura de producción o construcción, debe estar debidamente calificado en base a un WPS aplicable previamente documentado y calificado, mismo que servirá como base para fijar los límites de las variables dentro de los cuales queda calificada la habilidad del soldador.

Las pruebas de calificación de habilidad tienen el propósito de demostrar si el personal tiene la capacidad para depositar metal de soldadura sin defectos. Estas pruebas se deben realizar de acuerdo a la parte C de la sección 4 del código AWS D1.1

Para el presente proyecto se calificará a los soldadores para la fabricación y a los soldadores para el montaje con diferentes WPS, a continuación en la siguiente tabla se muestran los WPS que se deben usar para las calificaciones de personal.

<b>Soldadores para:</b>	<b>Nº de WPS aplicable</b>
Fabricación	EPN.TESIS.001
Montaje	EPN.TESIS.002

**Tabla 5.3 WPS para calificación de personal**

## 5.4 REQUERIMIENTOS ADICIONALES DETERMINADOS POR LA AWS D1.1 2006

### 5.4.1 MATERIAL DE LAS PLACAS DE RESPALDO

La utilización de placas de respaldo debe cumplir con los requisitos de la sección 5.10 del código AWS D1.1. Además las placas de respaldo pueden ser de cualquier acero de la tabla 3.1 de la AWS D1.1-2006, es decir, para el presente proyecto pueden ser platinas de acero A36. Y deben tener un espesor mínimo para el proceso SMAW de 5mm (ver Tabla 5.4)

Process	Thickness, min	
	in.	mm
GTAW	1/8	3
SMAW	3/16	5
GMAW	1/4	6
FCAW-S	1/4	6
FCAW-G	3/8	10
SAW	3/8	10

Tabla 5.4 Espesores mínimos de placas de respaldo

### 5.4.2 AGUJEROS DE ACCESO (AGUJEROS DE RATÓN)

Los agujeros de acceso, o también conocidos como agujeros de ratón, tienen la finalidad de facilitar las operaciones de soldadura en las conexiones viga – columna (ver Figura 5.12). También se realizan con la finalidad de evitar concentradores de esfuerzos, evitando que se unan las soldaduras del alma con la del patín de la viga.

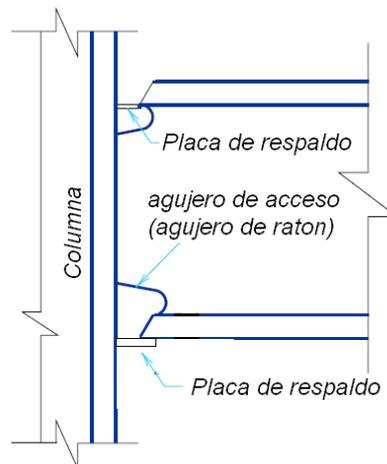


Figura 5.12 Localización de agujeros de ratón

En la sección 5.17.1 del código AWS D1.1-2006 se establecen los requisitos geométricos que deben cumplir estos agujeros. Y se establece que para miembros laminados o armados, los agujeros de acceso deben estar libres de esquinas y rugosidades. Para el presente proyecto se usaran agujeros de acceso, que se pueden realizar después de soldar los patines con el alma, y con las siguientes dimensiones:

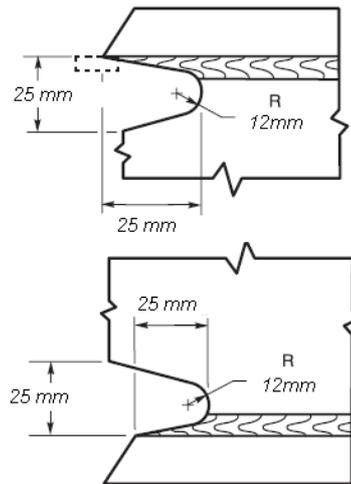


Figura 5.13 Dimensiones de agujeros de ratón utilizados

### 5.4.3 DISTORSIÓN

La distorsión es una desviación geométrica de una parte o de un miembro estructural completo, que ocurre después de realizar la soldadura. La distorsión puede hacer difícil o imposible el montaje de la estructura. Existen diferentes formas de distorsión que incluyen distorsión angular, longitudinal, “camber” y “sweep” (ver Figura 5.14).

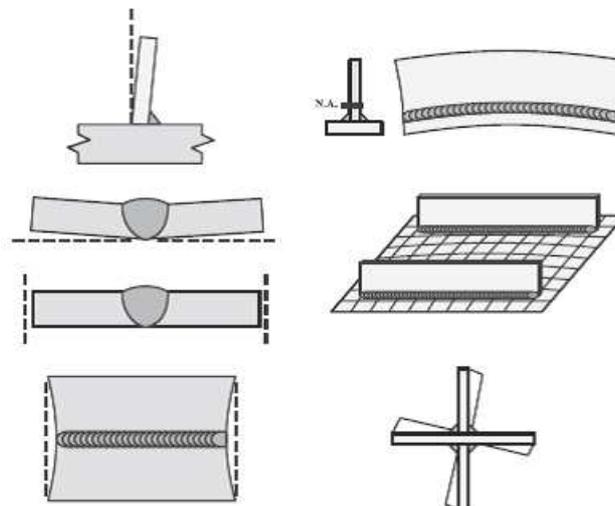


Figura 5.14 Ejemplos de distorsión

La distorsión es causada por una contracción volumétrica del metal caliente, que se expande en su longitud, ancho, y espesor. El tipo de distorsión experimentada, depende de que contracción geométrica se ve involucrada; y de cómo interactúa esa contracción con el metal que la rodea.

#### 5.4.3.1 Control de distorsión

La AWS D1.1 en su sección 5.21, establece que se debe reducir los efectos que causa la distorsión en la fabricación de miembros estructurales con soldaduras. A continuación se dan métodos de control que son aplicables a todas las formas de distorsión. En todos los casos la distorsión es minimizada restringiendo la cantidad de calor localizado, producido durante la soldadura.

Reduciendo el volumen del metal localizado caliente, puede involucrar lo siguiente: reducción en el volumen de soldadura depositada, reducción en el volumen del material base calentado alrededor de la soldadura.

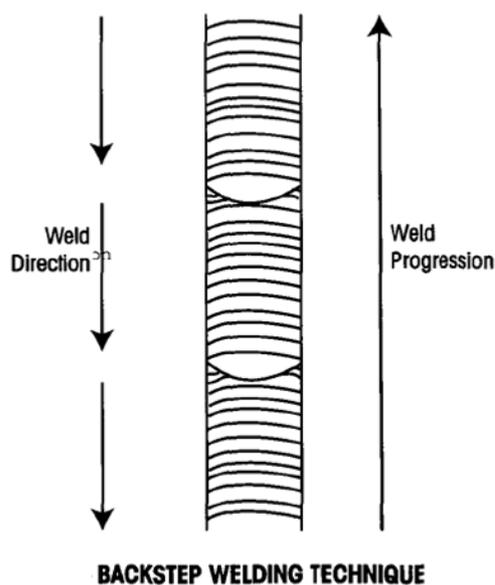


Figura 5.15 Técnica de secuencia de retroceso

El volumen de soldadura depositada puede ser reducido mediante las siguientes acciones:

- Realizar secuencias de soldadura que favorezcan la disipación uniforme del calor, por ejemplo se puede realizar soldaduras de filete con secuencia de retroceso (backstep sequence), ver Figura 5.15

- Especificar el tamaño de soldadura más pequeño posible, consistente con los requerimientos de diseño.
- Cuando sea apropiado, usar soldaduras intermitentes.
- Para un tamaño dado de soldadura, seleccionar detalles que requerirán la menor cantidad de metal de soldadura.
- Controlando las separaciones excesivas en soldaduras intermitentes, porque requieren más metal de soldadura, incrementando la contracción.
- Limitar el refuerzo de soldaduras.
- A menos que sea una ventaja específica o una razón para no hacerlo, limitar la penetración de la soldadura.

## **5.5 OPERACIONES DESARROLLADAS EN LA PREFABRICACION DE LA ESTRUCTURA METÁLICA<sup>31</sup>**

La prefabricación de estructuras metálicas consiste en la construcción en una planta o taller, de elementos que van a formar parte de la construcción. Estos elementos deben cumplir con las exigencias establecidas en el dimensionamiento de las secciones transversales de las mismas, así como también en la forma y longitud de acuerdo con los planos de la edificación, razón por la cual deben estar debidamente codificadas y elaboradas.

---

<sup>31</sup> Chusín A. y Reimundo R., 2008, “Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp 74



**Figura 5.16 Diagrama de flujo del proceso de prefabricación.**

### **5.5.1 COMPRA DE MATERIALES**

La compra es realizada en base al cumplimiento de un sin número de exigencias propuestas por la parte interesada en la compra y aceptadas por parte del proveedor. Este puede ser considerado como el primer y el más importante paso para la prefabricación de los elementos estructurales, ya que de esto dependen las características más relevantes de una estructura.

### **5.5.2 TRANSPORTE DE MATERIALES**

El transporte de la materia prima puede ser realizado por parte del proveedor o por parte del cliente, en este caso eso depende de las condiciones de adquisición de los materiales, razón por la cual el proceso de inspección que se encuentra en el diagrama puede encontrarse antes del transporte.

### **5.5.3 ALMACENAMIENTO**

La mayoría de materiales no son usados inmediatamente, deben ser almacenados en un lugar lo menos agresivo posible con todos los productos debidamente calificados y registrados.

#### 5.5.4 CORTE Y ARMADO

En la fabricación de elementos estructurales como son vigas y columnas, se usan placas de diferentes dimensiones y espesores, las cuales serán cortadas y armadas para formar los miembros estructurales.



Figura 5.17 Viga armada.

#### 5.5.5 SOLDADURA

La soldadura de los miembros estructurales se debe realizar con los WPS adecuados (ver Tabla 5.2), y que deben ser realizados por personal calificado de acuerdo al código AWS D1.1

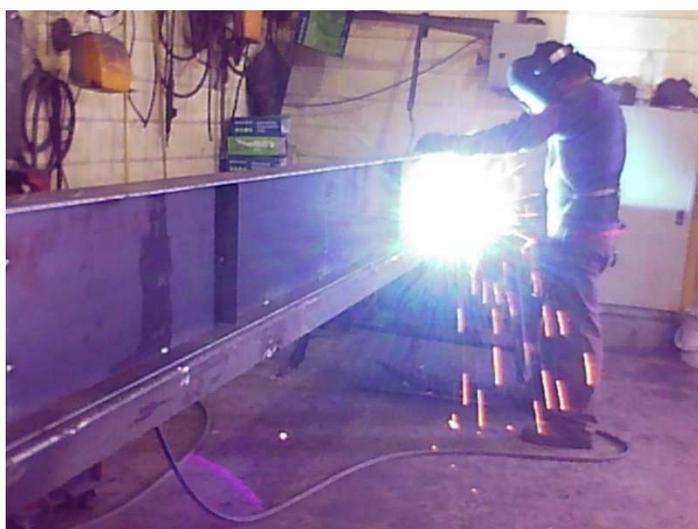


Figura 5.18 Soldadura en una viga

### 5.5.6 INSPECCIÓN DE SOLDADURA

Una vez realizadas las soldaduras y retirada la capa de escoria, se debe verificar que el cordón realizado cumpla con los requerimientos exigidos por la sección 6, y además se deben cumplir con perfiles de soldadura mostrados en la figura 5.4 del código AWS D1.1 2006. Para esto se puede hacer inspección visual y/o ensayos no destructivos.

El miembro estructural soldado, también debe cumplir con las tolerancias geométricas que establece la sección 5.23 del código AWS D1.1, en esta sección se establece la máxima desviación que podrán tener los miembros estructurales fabricados con soldadura. Entre los aspectos que se deben comprobar están:

- Rectitud de columnas y vigas.
- Camber o Curvamiento alrededor del eje mayor en vigas.
- Sweep o Curvamiento alrededor del eje menor en vigas.
- Variación de la planeidad de las almas de vigas, y placas de columnas.

La forma de medir el camber y el sweep en las vigas se muestra en la Figura 5.19

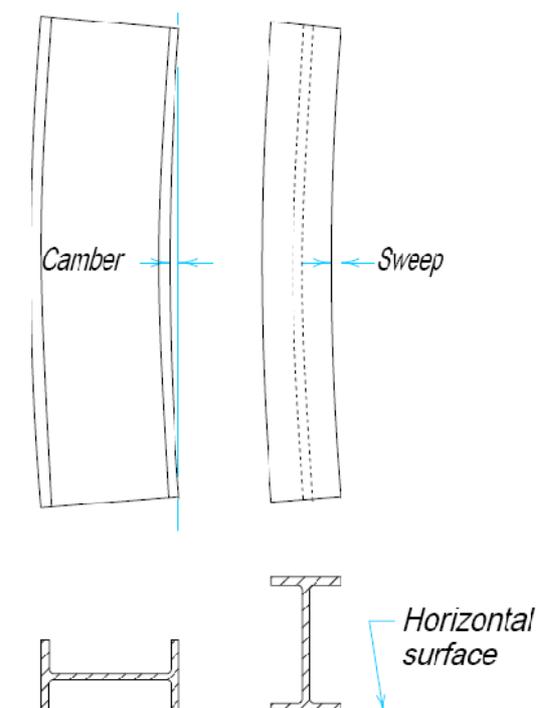


Figura 5.19 Camber y sweep en vigas I

### 5.5.7 PINTURA

Luego de soldados e inspeccionados los miembros estructurales deben ser pintados, para proteger el acero y la soldadura de los efectos corrosivos del medioambiente. Se debe evitar pintar en los extremos de las vigas y columnas, debido a la soldadura que se va a realizar en el montaje.

### 5.5.8 TRANSPORTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El transporte de elementos estructurales debe ser realizado en coordinación con las necesidades en el sitio de montaje. El transporte es parte vital de un Montaje óptimo y sin pérdidas de tiempo.



Figura 5.20 Transporte de una viga

## 5.6 OPERACIONES DESARROLLADAS EN EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA METÁLICA<sup>32</sup>

El montaje constituye la parte más importante de todo el proceso de construcción de una estructura metálica. Con el montaje se ensamblan los distintos miembros estructurales en su posición final, para conformar la estructura final. El montaje está conformado por un sin número de subprocesos los cuales se muestran en el siguiente esquema:

---

<sup>32</sup> Chusín A. y Reimundo R., 2008, “Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp 79



Figura 5.21 Diagrama de flujo del proceso de montaje

### 5.6.1 MOVIMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

Dependiendo de la magnitud de la construcción, el movimiento interno de los elementos estructurales debe ser realizado con ayuda de grúas o tecles, siguiendo instrucciones de seguridad para el levantamiento de dicha estructura. Para un mejor desempeño y optimización del tiempo, el transporte debe ser realizado fuera del horario de trabajo de los soldadores, para que estos no tengan que esperar demasiado, ya que esto reduce el tiempo efectivo de trabajo de soldadura.

### 5.6.2 MONTAJE O PUNTEADO

El trabajo del personal encargado de este proceso debe colocar, cuadrar y sujetar de forma provisoria los elementos estructurales, con la ayuda de grúas o tecles, en su posición final con cordones de soldadura provisionales; para que luego se sometan al proceso de soldadura final.



a) **Figura 5.22 a) Montaje de una columna, b) Punteados de una viga**

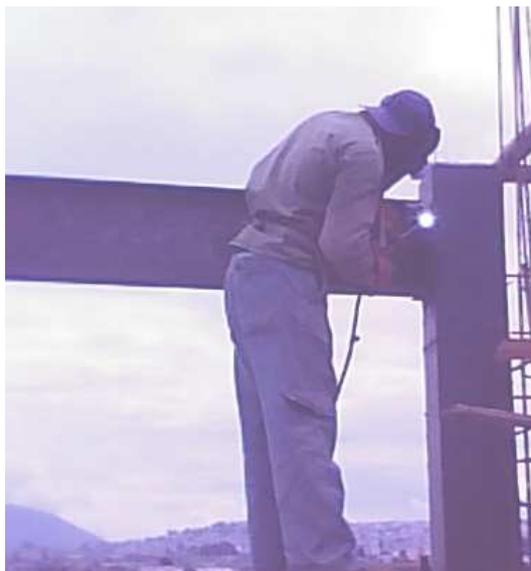
### 5.6.3 INSPECCIÓN DE MONTAJE

Luego del montaje o punteado se debe revisar tolerancias generales de la estructura, como verticalidad de las columnas, horizontalidad de vigas, distancias, etc., esto se debe realizar antes de que se realice el proceso de soldadura final de conexiones o conocido como remate.

### 5.6.4 SOLDADURA DE CONEXIONES

El proceso de soldadura es el más importante de los procesos involucrados en el montaje de estructuras metálicas soldadas, en este proceso se sueldan (o rematan) las soldaduras de las conexiones, por ejemplo: viga – columna, columna – columna, etc.

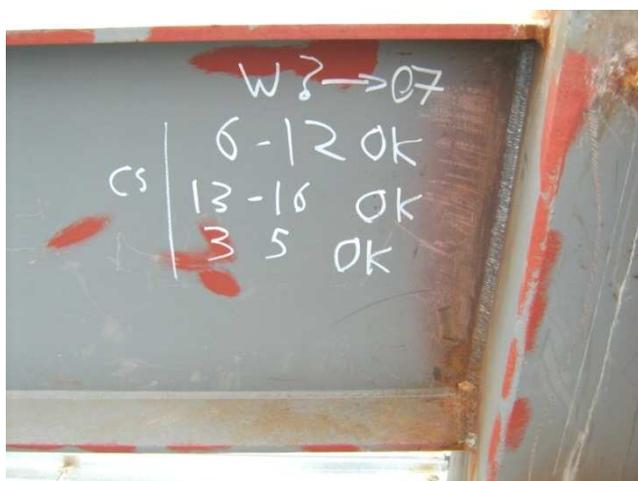
La soldadura del montaje, o soldadura de campo debe ser hecha siguiendo las especificaciones de procedimiento de soldadura o WPS. Este procedimiento debe ser hecho por soldadores calificados, de acuerdo a los WPS y procesos de soldadura que se van a usar.



**Figura 5.23 Soldadura de una conexión Viga - Columna**

### **5.6.5 INSPECCIÓN DE SOLDADURA DE CAMPO**

Una vez realizadas las soldaduras con el personal calificado y con los WPS correspondientes. Se debe inspeccionar las soldaduras terminadas con inspección visual y los ensayos no destructivos que sean necesarios. Se debe aplicar los criterios de aceptación del código AWS D1.1



**Figura 5.24 Conexión Viga – Columna aprobada**

### **5.6.6 PINTURA**

Una vez inspeccionadas y aprobadas las conexiones de la estructura, se procede a pintarlas para proteger el material base y las soldaduras del medioambiente.

## **5.7 SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METALICAS**

Al ser el objetivo del presente Proyecto de Titulación el diseño de una estructura, sólo se dan ciertas recomendaciones, que se deben adoptar en la fabricación y el montaje de una estructura, a continuación se enlistan algunas recomendaciones:

- Mantenga siempre las terminales de soldadura y los cables primarios de alimentación de energía fuera de escaleras, pasillos o puertas.
- Repare o cambie inmediatamente los cables defectuosos. Desconecte la corriente antes de empalmar cables.
- Mantenga siempre los cables de soldar limpios de grasa y aceite.
- Nunca deje que los cables de soldar queden asentados en agua, en tierra, en zanjas o en fondos de tanques.
- Nunca haga reparaciones al equipo de soldadura sin desconectar antes la corriente de alimentación de la máquina.
- En el sitio del proyecto se mantendrá un botiquín de primeros auxilios
- Las zonas de trabajo serán limpiadas de escombros diariamente.
- Los andamios deberán ser capaces de soportar cuatro veces la carga máxima prevista y no se sobrecargaran con materiales.
- Para elevar las estructuras metálicas, se utilizaran plumas, winches o tecles.
- Tanto las herramientas manuales como las eléctricas deberán estar en buen estado, limpias y lubricadas y se deberá seguir las instrucciones del fabricante para su uso.
- Siempre se deberá tener cuidado en el uso de escaleras y andamios
- Nunca deje que los cables de suministro de energía de la máquinas soldadores portátiles se enreden con los cables de soldar ni que queden lo suficientemente cerca de la operación de soldadura como para que su aislamiento pueda dañarse por chispas o por metal caliente.
- Todo el personal que ingrese al área de construcción deberá tener el equipo de seguridad industrial.

## **CAPÍTULO 6**

### **ANÁLISIS DE COSTOS**

Se llama costo de un artículo a la suma de todos los desembolsos o gastos efectuados en la adquisición de los elementos que consumen en su producción y ventas

El costo de producción representa la suma total de los gastos incurridos para convertir a la materia prima en un producto acabado

#### **6.1 CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS**

##### **6.1.1 POR SU COMPORTAMIENTO EN EL VOLUMEN DE PRODUCCIÓN**

Los rubros que conforman el costo total no siempre tienen el mismo comportamiento de acuerdo con el volumen de producción. Mientras algunos egresos aumentan conforme aumenta el volumen de producción otros permanecen inalterables para cualquier nivel o número de unidades que se fabriquen.

##### **6.1.2 COSTOS FIJOS (CF)**

Son aquellos que permanecen constantes en su valor cualquiera sea el volumen de producción, incluyendo una producción igual a cero. Estos costos incluyen arriendos del local de planta, depreciaciones, sueldos fijos, seguros, gastos generales y recuperación del capital.

##### **6.1.3 COSTOS VARIABLES**

Son aquellos que aumentan o disminuyen proporcionalmente conforme aumenta o disminuye el volumen de producción. En este rubro se ubican los costos como la materia prima directa, la mano de obra directa que se regula en el mercado, mano de obra indirecta, marketing, etc.

## 6.2 POR LA IDENTIFICACIÓN CON EL PRODUCTO QUE ELABORA.

Esta clasificación obedece a la facilidad con que los egresos se identifican con el producto o productos que se están elaborando.

### 6.2.1 COSTOS DIRECTOS

Son aquellos que en la confección de un producto o prestación de un servicio son perfectamente medibles y cargables a una unidad identificada. Ejemplo: la materia prima principal.

#### 6.2.1.1 Costo de Maquinaria

Son en los que se incurren para la operación de maquinaria, desde su alquiler con un costo por horas, hasta el mantenimiento y reparaciones que requieran para su normal operación.

##### 6.2.1.1.1 Costo de propiedad.

Se lo considera como un costo fijo, incluyen: inversión, depreciación, conservación y bodegas, impuestos y recuperación del capital.

##### 6.2.1.1.1.1 Inversión

Son los fondos que la compañía tiene para ayudar a generar negocios e ingresos. La depreciación por año o el valor medio de inversión se puede calcular al dividir los valores de la depreciación por año para el número de años de vida útil, ver ecuación 6.1

$$\bar{V} = \left( \frac{1}{2n} \right) x (n+1) x C_0 \quad (6.1)$$

Donde:

$\bar{V}_i$  = valor medio de inversión.

$C_0$  = valor de adquisición

$n$  = años de vida útil

### 6.2.1.1.1.2 Depreciación

Los modelos de depreciación son aprobados por el gobierno para representar el valor actual de los activos, entre ellos está el modelo en línea recta (DL) y un modelo acelerado como el de saldo decreciente (SD) que es más atractivo para reducir el valor de los activos.

### 6.2.1.1.1.3 Interés, Seguros e Impuestos.<sup>33</sup>

El capital invertido genera un interés cuando se calcula las amortizaciones anuales de la maquinaria, este capital está además gravado con impuestos y seguros que respalden la inversión.

Con las siguientes ecuaciones se obtiene el interés, cargos por seguros y por impuestos respectivamente.

$$I = \frac{\bar{V}_i}{H} C \quad (6.2)$$

$$S = \frac{\bar{V}_i}{H} S_a \quad (6.3)$$

$$Ih = \frac{\bar{V}_i}{H} K \quad (6.4)$$

Donde:

I = interés del capital invertido

$\bar{V}_i$  = valor medio de inversión

C = tasa anual para capitales invertidos

H = horas normales promedio al año

S = cargos por seguros

Sa = tasa anual por seguros

Ih = impuestos por hora efectiva

K = porcentaje de impuestos señalado por ley

---

<sup>33</sup> Ayala E., 2005, "Análisis de Factibilidad para proyectos de construcción de estructuras metálicas para edificios", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp. 45

### 6.2.1.1.2 Costo de Operación<sup>34</sup>

Son los costos que se hace para que la máquina trabaje en óptimas condiciones, es decir, tenga el suficiente combustible para su normal operación; Así como los mantenimientos que demande el fabricante como es el uso de lubricantes, el reemplazo periódico de filtros, etc.

Para la cuantificación del consumo de un equipo, la Cámara de la Construcción de Quito, CCQ, resume en la siguiente tabla los factores de uso de combustible.

Combustible	Factor, F
Diesel	0.150
Gasolina	0.225

**Tabla 6.1 Factor de demanda de combustible**

Utilizando este coeficiente en la siguiente fórmula se obtiene el costo del combustible por equipo,

$$C_c = F \times P \times C \quad (6.5)$$

Donde:

$C_c$  = es el costo del combustible del equipo

F = factor según la Tabla 6.1

P = potencia del motor (HP/h)

C = costo del combustible en el sitio de trabajo

Para los lubricantes se refiere al mismo manual y se obtiene la siguiente tabla:

Lubricante	Factor, F
Lubricante para el motor	0.00126
Lubricante de la transmisión	0.00074

**Tabla 6.2 Factor F según tipo del lubricante**

En el caso de lubricantes externos, el fabricante establece un consumo de 0.001 kg de grasa por HP por hora. Este número multiplicado por el precio de grasa determina el costo del lubricante.

---

<sup>34</sup>Baldeón D., 2003, "Análisis de Costos en la Fabricación y Montaje de la Superestructura de Puentes Metálicos", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador

$$L_e = 0.001 \times P \times C_g \quad (6.6)$$

Donde:

$L_e$  = costo horario del lubricante externo (\$/h)

$P$  = potencia del motor (HP/h)

$C_g$  = costo de la grasa o lubricante externo.

Para casos prácticos los costos de cambio de filtros y lubricantes se estiman en un 50% de los costos de consumo de combustibles, es decir, la mitad de la ecuación 6.6

#### **6.2.1.1.3 Costo de Mantenimiento**

“Son los que se realizan para mantener al equipo al equipo en buen estado y normal funcionamiento. Los fabricantes han establecido factores que al multiplicarse por el valor de amortización se obtienen los gastos por reparaciones de la máquina durante su vida útil; Así para reparaciones serias este costo asciende al 62.5% del Valor Para Amortizar VPA, mientras para reparaciones pequeñas se considera como el 6.25% del VPA”<sup>35</sup>

#### **6.2.1.2 Conservación y Bodegas**

Considera los costos que se deben cubrir para mantener una maquinaria operable, es decir, un mantenimiento diario y sencillo realizado por el operador de la maquinaria para su buena conservación. Bodegaje y almacenamiento de las máquinas y herramientas representan los costos para almacenar equipos y maquinarias; Así como el costo por vigilancia de estos.

#### **6.2.1.3 Mano de Obra**

Es el costo de la mano de obra necesaria para la construcción del edificio: operadores y mecánicos de maquinaria pesada, soldadores y trabajadores para la construcción, cuyos valores por salarios pueden aplicar sin equivocación a una unidad de producción identificada.

---

<sup>35</sup> Chusín A. y Reimundo R., 2008, “Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador

### 6.2.1.4 Materiales y Consumibles

Los materiales a usar en la fabricación o prefabricación de una estructura metálica para edificios son esencialmente planchas de acero, perfiles y entre los consumibles los principales son los electrodos, discos de corte y desbaste y gases que se utilizan en los procesos de corte y de unión de las juntas.

### 6.2.2 COSTOS INDIRECTOS

Son aquellos que benefician al conjunto de unidades de fabricación, pero que por su naturaleza de servicio general, no se puede cargar a uno de ellos. Ejemplo: los pagos por consumo de energía eléctrica.

<b>CARGOS ADMINISTRATIVOS</b>				
<b>CONCEPTO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>TOTAL</b>
Agua Energía Eléctrica Telefonía Alquileres de oficina Secretaria Gerente General Gerente Financiero Contador General Mensajero Seguro de accidentes Vehículo de oficina				
<b>GASTOS OPERATIVOS NO DIRECTOS</b>				
<b>CONCEPTO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>TOTAL</b>
Transporte planta – obra Agua Energía eléctrica Jefe de planta Residente de obra Renta mensual bodegas Renta mensual de oficinas Bodeguero Inspector END Jefe del Dpto. Cálculo Jefe del Dpto. Diseño				
<b>GASTOS DE VENTAS</b>				
<b>CONCEPTO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>TOTAL</b>
Publicidad Telefónica Vendedor Transporte				
<b>TOTAL COSTOS INDIRECTOS</b>				

Tabla 6.3 Costos indirectos

En la Tabla 6.3, están los costos indirectos más relevantes, en la práctica una empresa tienen que desglosar todo aquello que a tenido que gastar para obtener el producto final y no se ve reflejado en este,

Además la estimación real que se hace para cuantificar los gastos generales, utilidades, costos indirectos y fiscalización corresponden muy aproximadamente al porcentaje que representan los costos fijos frente al presupuesto que manejará la empresa en ese año.

### **6.2.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

El análisis de precios de un proyecto requiere del estudio de cada parte del mismo y se las conoce como rubros y constituyen el proyecto. Cada uno de estos rubros necesita de mano de obra, equipos, transporte y materiales, es decir, todos los rubros que se necesiten para la ejecución del proyecto.

Por ejemplo para la construcción de un edificio el primer rubro será el suministro de acero, otro rubro la fabricación, otro el montaje, etc.

#### **6.2.3.1 FACTOR DE UTILIZACIÓN**

Es un valor subjetivo y su determinación implica por lo general una sobredimensión que ocasiona pérdidas de tiempos en obra. Este término se utiliza sólo para la mano de obra y equipos, por ejemplo: hay ciertos equipos que se utilizan para un objetivo pero trabajan solo una parte del tiempo que lleva en ejecutarse ese fin.

#### **6.2.3.2 RENDIMIENTO**

Se refiere a la eficacia con la que se ejecuta el proyecto, para esto se debe definir la cantidad de equipos necesarios para determinado trabajo, si la mano de obra es calificada o no?, y cuan calificada es?, cuál es la forma más conveniente de transporte, etc. Todos estos parámetros dependen de la experiencia en la ejecución de obras similares y el factor más importante del dinero con el que se cuenta.

A continuación se presenta un formato para cuantificar los precios unitarios:

### 6.2.3.3 FORMATO PARA PRECIOS UNITARIOS

#### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<b>RUBRO:</b>	<b>UNIDAD:</b>	<b>RENDIMIENTO:</b>
---------------	----------------	---------------------

#### EQUIPOS

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Factor de Utilización (F)	Costo hora (C) = (A)(B)(F)	Costo Unitario D = C/R	%
<b>PARCIAL: (M)</b>					0.000	0.00%

#### MANO DE OBRA

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Factor de Utilización (F)	Costo hora (C) = (A)(B)(F)	Costo Unitario D = C/R	%
<b>PARCIAL: (N)</b>					0.000	0.00%

#### MATERIALES

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Factor de Utilización (F)	Costo hora (C) = (A)(B)(F)	Costo Unitario D = C/R	%
<b>PARCIAL: (O)</b>					0.000	0.00%

#### TRANSPORTE

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Factor de Utilización (F)	Costo hora (C) = (A)(B)(F)	Costo Unitario D = C/R	%
<b>PARCIAL: (P)</b>					0.000	0.00%

<b>TOTAL COSTOS DIRECTOS:</b>	<b>Q = (M+N+O+P)</b>		0.00%
<b>COSTOS INDIRECTOS:</b>	<b>10%Q</b>	0.000	

<b>(R) Gastos Generales</b>	<b>10%Q</b>	0.000
<b>(S) Utilidades</b>	<b>10% (Q+R)</b>	0.000
<b>(T) Fiscalización</b>	<b>4% (Q+R+S)</b>	0.000
<b>(U) Impuestos</b>	<b>2% (Q+R+S+T)</b>	0.000
<b>PRECIO UNITARIO TOTAL:</b>		0.000

## **6.3 EVALUACIÓN FINANCIERA DEL EDIFICIO**

La evaluación financiera se la hará de un edificio ubicado en la región litoral del país, específicamente en la ciudad de Manta, tiene 11 pisos y 1 subsuelo, ubicado en un predio con un frente pequeño (12,5 m), con relación a su fondo que es bastante profundo (30 m).

### **6.3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

**Proyecto:**

Edificio

**No. de pisos:**

13 niveles: 1 subsuelo y 12 pisos

**Peso de la estructura:**

146,75 Ton de acero (ver Anexo 7)

Se iniciará con un análisis de precios unitarios, partiendo desde las horas máquina y horas hombre uno a uno los rubros, para luego establecer un presupuesto según la cantidad de materia prima a procesar y montar, eso permitirá que el proyecto se consolide y produzca su utilidad la que irá variando según el incremento de la materia prima principal (el acero)

### **6.3.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

#### **6.3.2.1 Características de la maquinaria<sup>36</sup>**

En la Tabla 6.4 se muestran las características principales de las máquinas que se van a utilizar para la fabricación y el montaje de las vigas, columnas y arriostramientos

---

<sup>36</sup>Chusín A. y Reimundo R., 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp 74

HERRAMIENTAS	CARACTERÍSTICAS
Amoladora	2500 W, 8500 rpm
Soldadora	350 AMP MAG
Soldadora	220 V, 225 AMP. SMAW
Compresor	2 Hp, 10 ft <sup>3</sup> /min, 140 psi
Equipo de oxicorte	Tanque de oxígeno 9 m <sup>3</sup>
Equipo para autógena	Juego de boquillas, manómetros mangueras y trampas
Herramienta menor, taladro de mano	Esmeril: 0,65 Hp, diámetro 6 plg
Esmeril, etc.	Taladro manual 5/8 plg, 6000 rpm
Taladro de pedestal	1 Hp
Grúa	-
Montacarga	-

Tabla 6.4 Características de la maquinaria

### 6.3.2.2 Resumen de tarifas:

TARIFA DE EQUIPOS					
ITEM	DETALLE	CANT.	COSTO HORARIO	COSTO (USD)	REFERENCIA
1	Amoladora	6	1,25	200	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009
2	Soldadora SMAW	4	1,8	400	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009
3	Soldadora MIG	2	2,08	2400	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
4	Equipo de corte de plasma	1	0,83	285,58	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
5	Compresor	1	1,35	550	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
6	Equipo de oxicorte	2	0,83	-	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
7	Herramienta menor	4	0,83	-	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009
8	Montacargas Diesel	1	14,37	-	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
9	Taladro de banco	1	0,6	370	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer
10	Grúa	1	4	-	Reglamento Técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de hacer

TARIFAS MANO DE OBRA				
ITEM	DETALLE	SALARIO MENSUAL	COSTO HORARIO	REFERENCIA
1	Ing. Residente	480	3,32	Manual de Costos
2	Ayudante de soldador	298,99	1,93	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
3	Supervisor	380	2,63	Manual de Costos
5	Soldador calificado	380	2,63	Manual de Costos
6	Pintor	298,99	1,93	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
7	Operador de montacargas	304,8	1,97	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
8	Inspector de END	1800	11,25	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
9	Cortador	300	2,09	Manual de Costos
10	Bodeguero	200	1,39	Manual de Costos
11	Auxiliar	180	1,25	Manual de Costos
12	Laboratorista	298,99	1,93	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
13	Operador de grúa	315,28	2,04	Contraloría General del Estado (Salarios mínimos por ley 2009)
14	Bodeguero		1,25	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009
15	Jefe Montador	450	3,11	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009
16	Jefe de Planta	450	3,11	Revista de la Cámara de Construcción de Quito N° 203/ marzo-abril 2009

TARIFA DE MATERIALES							
ITEM	DETALLE	Cantidad	Unidad	Costo	IVA	Costo + IVA	Fuente
1	Electrodo E7018 5/32"	1	kg	4,34	0,52	4,86	Indura
2	Electrodo E7018 1/8"	1	kg	4,34	0,52	4,86	Indura
3	Alambre MIG 1,2 mm	1	kg	3,71	0,45	4,16	Indura
4	Tanque de CO2	20	kg	35,91	4,31	40,22	Indura
6	Disco abrasivo	1	u	2,88	0,35	3,23	Indura
7	Oxigeno	9	m3	23,23	2,79	26,02	Indura
8	Acetileno	1	kg	14,46	1,74	16,20	Indura
TARIFA DEL ACERO							
ITEM	DETALLE	Cantidad	Unidad	Costo	IVA	Costo + IVA	Fuente
1	Planchas de Acero A588 Grado A	1	kg	1,6	0,19	1,79	IPAC
2	Ángulo	1	u.	63,11	7,57	70,68	IPAC

### 6.3.2.3 Análisis por rubro

**Rubro:** SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 1500

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Montacarga	1	14,37	14,37	0,010	0,455
Herramienta menor	2	0,83	1,66	0,001	0,053
Máquina universal de ensayo	1	30	30	0,020	0,949
Parcial (M)				0,031	1,456

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción (Categoría)	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador monta carga	1	1,97	1,97	0,001	0,062
Ayudante	2	1,25	2,5	0,002	0,079
Bodeguero	1	1,25	1,25	0,001	0,04
Laboratorista	1	1,93	1,93	0,001	0,061
Parcial (N)				0,005	0,242

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)	%
Plancha de acero A588 *	kg	1,1	1,792	1,971	93,56
Parcial (O)				1,971	93,56

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*(C)	%
Distribuidor - Taller			global	0,1	4,746
Parcial (P)				0,1	4,746

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)			2,107	100
<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q			0,211	
<b>(S) Utilidades</b>	15,00%	10% (Q+R)		0,232	
<b>(T) Fiscalización</b>	4% (Q+R+S)			0,102	
<b>(U) Impuestos</b>	2% (Q+R+S+T)			0,053	

<b>Precio Unitario Total:</b>	2,704
-------------------------------	-------

- Se considera el 10 % de desperdicios.

**Rubro:** PLACAS DE CIMENTACIÓN  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 10

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Montacarga	1	14,37	14,37	1,437	26,9
Oxicorte	1	0,83	0,83	0,083	1,554
Amoladora	2	1,25	2,5	0,250	4,68
Parcial (M)				1,770	33,13

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción (Categoría)	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador de montacarga	1	1,97	1,97	0,197	3,688
Cortador	1	2,09	2,09	0,209	3,912
Ayudante de soldador	1	1,93	1,93	0,193	3,613
Parcial (N)				0,599	11,21

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)*(F)	%
Oxígeno	m3	0,04	2,891	0,116	2,165
Disco abrasivo 9"	u	0,01	3,226	0,032	0,604
Plancha de acero	kg	1,1	1,792	1,971	36,9
Electrodos 1/8	kg	0,04	4,861	0,194	3,64
Acetileno	m3	0,04	16,240	0,650	12,16
Parcial (O)				2,963	55,47

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*(C)	%
Taller - obra			global	0,01	0,187
Parcial (P)				0,01	0,187

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)	5,342	100
------------------------------	---------------	-------	-----

<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q	0,534
<b>(S) Utilidades</b>	15,00% 10% (Q+R)	0,588
<b>(T) Fiscalización</b>	4% (Q+R+S)	0,259
<b>(U) Impuestos</b>	2% (Q+R+S+T)	0,134

<b>Precio Unitario Total:</b>	6,857
-------------------------------	-------

**Rubro:** CONSTRUCCIÓN DE VIGAS  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 250

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Equipo de Oxicorte	1	0,83	0,83	0,003	0,266
Soldadora MIG	2	2,08	4,16	0,017	1,331
Amoladora	4	1,25	5	0,020	1,6
Montacarga	1	14,37	14,37	0,057	4,599
Soldadora SMAW	2	1,8	3,6	0,014	1,152
Parcial (M)				0,112	8,949

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador de montacarga	1	1,97	1,97	0,008	0,631
Cortador	1	2,09	2,09	0,008	0,669
Ayudante de soldador	2	1,93	3,86	0,015	1,235
Soldador calificado	2	2,63	5,26	0,021	1,683
Jefe de Planta	1	3,11	3,11	0,012	0,995
Parcial (N)				0,065	5,214

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)	%
Oxígeno	m3	0,04	2,891	0,116	9,252
Acetileno	m3	0,04	16,240	0,650	51,98
Electrodo E7018	kg	0,05	4,861	0,243	19,45
Disco abrasivo	u.	0,02	3,226	0,065	5,162
CO2	kg	0,04	2,011	0,080	6,436
Parcial (O)				1,073	85,84

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*©	%
Distribuidor - Taller			global	0	0
Parcial (P)				0	0

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)		1,250	100
<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q		0,125	
<b>(S) Utilidades</b>	15,00%	10% (Q+R)	0,137	
<b>(T) Fiscalización</b>		4% (Q+R+S)	0,060	
<b>(U) Impuestos</b>		2% (Q+R+S+T)	0,031	

<b>Precio Unitario Total:</b>	1,604
-------------------------------	-------

**Rubro:**  
**Unidad:**  
**Rendimiento:**

**MONTAJE DE VIGAS**  
 kg/h  
 200

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Grúa	1	4	4	0,020	2,562
Soldadora SMAW	2	1,8	3,6	0,018	2,305
Amoladora	2	1,25	2,5	0,013	1,601
Herramienta menor	2	0,83	1,66	0,008	1,063
Parcial (M)				0,059	7,531

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador de grúa	1	2,04	2,04	0,0102	1,306
Ayudante de soldador	2	1,93	3,86	0,0193	2,472
Soldador calificado	2	2,63	5,26	0,0263	3,369
Jefe Montador	1	3,11	3,11	0,0156	1,992
Parcial (N)				0,0714	9,139

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)	%
Electrodo E7018	kg	0,1	4,861	0,486	62,26
Disco abrasivo	u.	0,02	3,226	0,065	8,263
Parcial (O)				0,551	70,52

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*(C)	%
Taller - Obra			global	0,1	12,81
Parcial (P)				0,1	12,81

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)		0,781	100
<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q		0,078	
<b>(S) Utilidades</b>	15,00%	10% (Q+R)	0,086	
<b>(T) Fiscalización</b>	4% (Q+R+S)		0,038	
<b>(U) Impuestos</b>	2% (Q+R+S+T)		0,020	

<b>Precio Unitario Total:</b>	1,002
-------------------------------	-------

**Rubro:** CONSTRUCCIÓN DE COLUMNAS  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 200

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Equipo de Oxicorte	1	0,83	0,83	0,004	0,325
Soldadora MIG	2	2,08	4,16	0,021	1,627
Amoladora	4	1,25	5	0,025	1,955
Montacarga	1	14,37	14,37	0,072	5,62
Soldadora SMAW	2	1,8	3,6	0,018	1,408
Parcial (M)				0,140	10,93

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador de montacarga	1	1,97	1,97	0,010	0,77
Cortador	1	2,09	2,09	0,010	0,817
Ayudante de soldador	2	1,93	3,86	0,019	1,51
Soldador calificado	2	2,63	5,26	0,026	2,057
Jefe de Planta	1	3,11	3,11	0,016	1,216
Parcial (N)				0,066	5,155

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)*(F)	%
Oxígeno	m3	0,04	2,891	0,116	9,045
Acetileno	m3	0,04	16,240	0,650	50,81
Electrodo E7018	kg	0,05	4,861	0,243	19,01
Disco abrasivo	u.	0,02	3,226	0,065	5,046
CO2	kg	0,04	2,011	0,080	6,292
Parcial (O)				1,073	83,91

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*(C)	%
			global	0	0
Parcial (P)				0	0

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)		1,278	100
<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q		0,128	
<b>(S) Utilidades</b>	15,00%	10% (Q+R)	0,141	
<b>(T) Fiscalización</b>		4% (Q+R+S)	0,062	
<b>(U) Impuestos</b>		2% (Q+R+S+T)	0,032	

<b>Precio Unitario Total:</b>	1,641
-------------------------------	-------

**Rubro:** MONTAJE DE COLUMNAS  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 200

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Grúa	1	4	4	0,020	1,527
Soldadora SMAW	2	1,8	3,6	0,018	1,374
Amoladora	2	1,25	2,5	0,013	0,954
Herramienta menor	2	0,83	1,66	0,008	0,634
Parcial (M)				0,059	4,488

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora C=(A)*(B)	Costo unitario D=C/R	%
Operador de grúa	1	2,04	2,04	0,010	0,779
Ayudante de soldador	2	1,93	3,86	0,019	1,473
Soldador calificado	2	2,63	5,26	0,026	2,007
Jefe Montador	1	3,11	3,11	0,016	1,187
Parcial (N)				0,071	5,446

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario C=(A)*(B)	%
Electrodo E7018	kg	0,1	4,8608	0,9	68,69
Disco abrasivo	u.	0,02	3,2256	0,18	13,74
Parcial (O)				1,08	82,43

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo C=(A)*(C)	%
Taller - Obra			global	0	0
Parcial (P)				0,1	0,076

<b>Total Costos Directos</b>	Q = (M+N+O+P)	1,310	100
------------------------------	---------------	-------	-----

<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q	0,131
<b>(S) Utilidades</b> 15,00%	10% (Q+R)	0,144
<b>(T) Fiscalización</b>	4% (Q+R+S)	0,063
<b>(U) Impuestos</b>	2% (Q+R+S+T)	0,033

<b>Precio Unitario Total:</b>	1,682
-------------------------------	-------

**Rubro:** MONTAJE DE ARRIOSTRAMIENTOS  
**Unidad:** kg/h  
**Rendimiento:** 120

<b>Equipos</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora $C=(A)*(B)$	Costo unitario $D=C/R$	%
Grúa	1	4	4	0,033	3,842
Soldadora SMAW	2	1,8	3,6	0,030	3,458
Amoladora	2	1,25	2,5	0,021	2,402
Herramienta menor	2	0,83	1,66	0,014	1,595
Parcial (M)				0,098	11,3

<b>Mano de Obra</b>					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo hora $C=(A)*(B)$	Costo unitario $D=C/R$	%
Operador de grúa	1	2,04	2,04	0,017	1,96
Ayudante de soldador	2	1,93	3,86	0,032	3,708
Soldador calificado	2	2,63	5,26	0,044	5,053
Jefe Montador	1	3,11	3,11	0,026	2,987
Parcial (N)				0,119	13,71

<b>Materiales</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo unitario $C=(A)*(B)$	%
Electrodo E7018	kg	0,1	4,8608	0,486	56,03
Disco abrasivo	u.	0,02	3,2256	0,065	7,436
Parcial (O)				0,551	63,47

<b>Transporte</b>					
Descripción	Unidad	D.M.T (A)	Tarifa (C)	Costo $C=(A)*(C)$	%
Taller - Obra			global	0	0
Parcial (P)				0,1	0

<b>Total Costos Directos</b>	$Q = (M+N+O+P)$			0,868	88,47
<b>(R) Costos Indirectos y Gastos generales</b>	10% Q			0,087	
<b>(S) Utilidades</b>	15,00%	10% (Q+R)		0,095	
<b>(T) Fiscalización</b>	4% (Q+R+S)			0,042	
<b>(U) Impuestos</b>	2% (Q+R+S+T)			0,022	
<b>Precio Unitario Total:</b>				1,114	

6.3.2.4 Resumen de Precios Unitarios

Descripción	Unidad	Cantidad	Equipo	Mano de Obra	Materiales	Transporte	Total
Suministro de acero estructural	kg	146745,306	4503,124	748,4010626	289264,35	14674,5306	455935,710
Placas de cimentación	kg	856,72	1516,394	513,17528	2538,5657	8,5672	5433,423
Construcción de vigas	kg	82584,633	9236,265	5381,214686	88595,62	0	185797,733
Montaje de vigas	kg	82584,633	4855,976	5892,413565	45470,438	8258,4633	147061,925
Construcción de columnas	kg	38229,79	5344,525	2519,343161	41012,375	0	87106,033
Montaje de columnas	kg	38229,79	2247,912	2727,695517	41288,173	4128,81732	88622,388
Montaje de arriostramientos	kg	11733,681	1149,901	1395,330232	6460,4709	1173,3681	21912,751

## 6.4 FLUJO DE CAJA<sup>37</sup>

Se le denomina flujo de caja a los ingresos y egresos netos de un proyecto de inversión y al estado financiero que mide la liquidez o de fondos. El valor actual neto (VAN) y otros métodos de descuento consideran cifras de flujos de efectivo de caja y no de beneficios. Las cifras contables de beneficios son útiles para conocer los resultados anuales de la empresa considerados de vida limitada, el empleo de estas cifras para calcular el flujo de caja podría llevar a resultados erróneos.

### 6.4.1 Diagrama de Flujo de Caja

El diagrama del flujo de caja es un modelo gráfico utilizado para representar los desembolsos e ingresos de efectivo a través del tiempo, trazados en escala temporal. Es importante la comprensión y la construcción del diagrama de flujo porque es una herramienta importante en la solución de problemas.

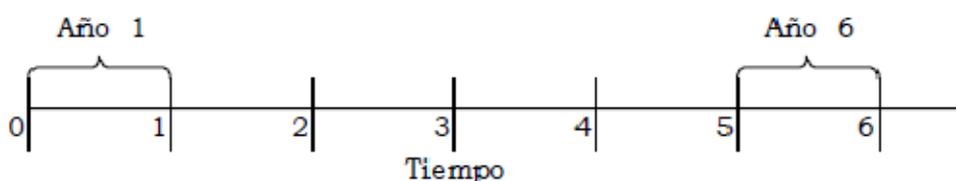


Figura 6.1 Diagrama de flujo durante seis años

En el eje del tiempo cada número indica el final del período correspondiente. El número cero indica el presente; es decir, el momento en que tomamos la decisión. El número uno indica el final del período uno y así sucesivamente. En la escala temporal el período puede ser un día, un mes, un año o cualquier otra unidad de tiempo. La dirección de las flechas en el diagrama de flujo de caja libre es importante. La flecha vertical hacia arriba indicará flujos de efectivo positivo (ingresos) y a la inversa, indicará flujos de efectivo negativo (egresos).

<sup>37</sup> Aching Guzmán César, “Matemáticas Financieras para Toma de Decisiones Empresariales”, Editorial MYPES, México, pp 39

## 6.5 TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE UNA INVERSIÓN

El valor del dinero en función del tiempo es la cantidad que representa un capital bajo un interés en cierto periodo; Así el valor final de una cantidad depositada bajo determinado interés en un periodo se puede obtener con la siguiente fórmula:

$$F = P(1+i)^n \quad (6.7)$$

Donde:

F = valor al final de cualquier año n

P = cantidad depositada al principio del periodo

i = tasa de interés

n = número de periodos de duración

### 6.5.1 VALOR ACTUAL NETO (VAN)<sup>38</sup>

El VAN mide la rentabilidad del proyecto en valores monetarios deducida la inversión. Actualiza a una determinada tasa de descuento *i* los flujos futuros. Este indicador permite seleccionar la mejor alternativa de inversión entre grupos de alternativas mutuamente excluyentes. Debemos tener en cuenta que no conlleva el mismo riesgo, el invertir en deuda del Estado, que en una compañía de comunicaciones o en una nueva empresa inmobiliaria. Para valorar estos tres proyectos debemos utilizar tasas de descuento diferentes que reflejen los distintos niveles de riesgo.

Como las inversiones son normalmente a largo plazo, para actualizar los distintos flujos al momento inicial utilizamos la fórmula del descuento compuesto.

VAN = Valor Actual de los Flujos de Caja futuros - INV

En la ecuación 6.8 se presenta la fórmula general del VAN:

$$VAN = \sum_{t=1}^n \frac{FC_t}{(1+i)^t} - I_0 \quad (6.8)$$

---

<sup>38</sup> Aching Guzmán César, “Matemáticas Financieras para Toma de Decisiones Empresariales”, Editorial MYPES, México, pp 137

$$VAN = \left[ \frac{FC_1}{(1+i)} + \frac{FC_2}{(1+i)^2} + \frac{FC_3}{(1+i)^3} + \dots + \frac{FC_n}{(1+i)^n} \right] - I_0 \quad (6.9)$$

Donde:

$I_0$  = Inversión inicial en el momento cero de la evaluación

FC = Flujo de caja del proyecto (ingresos menos egresos)

$i$  = Tasa de descuento o costo de oportunidad del capital

$t$  = Tiempo

$n$  = Vida útil del proyecto

Si el resultado es positivo en la ecuación 6.9, significa que el negocio rinde por sobre el costo de capital exigido

### 6.5.2 TASA INTERNA DE RENDIMIENTO (TIR)

La TIR mide la rentabilidad como un porcentaje, calculado sobre los saldos no recuperados en cada periodo. Muestra el porcentaje de rentabilidad promedio por periodo, definida como aquella tasa que hace el VAN igual a cero. La tasa interna de retorno TIR, complementa casi siempre la información proporcionada por el VAN. Esta medida de evaluación de inversiones no debe utilizarse para decidir el mejor proyecto entre alternativas mutuamente excluyentes.

Tanto la tasa efectiva como la TIR deben emplearse para decidir sobre todo, en la compra y venta de papeles en bolsa.

En la ecuación 6.10 se presenta la fórmula general de la TIR:

$$\sum_{t=1}^n \left[ \frac{FC_t}{(1+i)^t} \right] - I_0 = 0 \quad (6.10)$$

$$TIR - I_0 + \frac{FC_1}{(1+i)} + \frac{FC_2}{(1+i)^2} + \frac{FC_3}{(1+i)^3} + \dots + \frac{FC_n}{(1+i)^n} = 0 \quad (6.11)$$

Donde:

$I_0$  = Inversión inicial en el momento cero de la evaluación

FC = Flujo de caja del proyecto (ingresos menos egresos)

$i$  = Tasa de descuento o costo de oportunidad del capital

t = Tiempo

n = Vida útil del proyecto

Si comparamos la ecuación 6.11 con la ecuación 6.9, nos damos cuenta que esta medida es equivalente a hacer el VAN igual a cero y calcular la tasa que le permite al flujo actualizado ser cero. La tasa obtenida la comparamos con la tasa de descuento de la empresa. Si la TIR es igual o mayor que ésta, el proyecto es aceptado y si es menor es rechazado.

### **6.5.3 Flujo de Caja, VAN y TIR del Proyecto**

## 6.6 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

<b>Caso</b>	<b>Descripción</b>	<b>USD/kg</b>	<b>VAN</b>
0	Normal	1,792	526091,4
1	Si el precio de costo por kg de acero se incrementa en 1%	1,810	482592,3
2	Si el precio de costo por kg de acero se incrementa en 3%	1,846	427786,3
3	Si el precio de costo por kg de acero se incrementa en 5%	1,882	372980,3
4	Si el precio de costo por kg de acero se incrementa en 8%	1,935	290771,4
5	Si se incrementa la mano de obra en un 10%	1,792	219363
6	Si hubiera un retraso en el pago de planillas	1,792	63366,03

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Debido a la falta de un mapa de velocidades de viento para el Ecuador, que es muy importante para determinar la carga de viento en una estructura. Esta se determinó a partir de la velocidad mínima establecida en la figura 6-2 de la norma ASCE 7-05. Se recomienda que las instituciones involucradas en este campo elaboren el mapa de velocidades de viento, para las distintas regiones y ciudades del Ecuador.
- Para que la carga de viento no sea erróneamente calculada, se debe clasificar adecuadamente al edificio como abierto, parcialmente encerrado, o encerrado. También su uso final (oficinas, apartamentos, hospitales, etc) e identificación adecuada de las paredes de barlovento y sotavento para la correcta utilización de los factores y signos.
- Para determinar la carga muerta se deben considerar todos los elementos que van a permanecer fijos en el edificio como por ejemplo (peso de la estructura, paredes, ductos de ventilación, losas, etc.)
- De acuerdo al sistema sismo resistente y a la categoría sísmica, la norma ASCE 7-05 establece limitaciones de altura para la estructura. Para el tipo de estructura hecha en el presente proyecto de titulación u otra de similares características, con una categoría sísmica E para todo el litoral ecuatoriano, se tiene una limitación de altura de la estructura de máximo 48,8 metros.
- El software ETABS 9.5 es muy versátil para la modelación y el análisis de estructuras de edificios, porque facilita el dibujado de la estructura y permite la distribución automática de cargas muertas, vivas, de viento y sismo sobre los miembros estructurales.
- La estructuración del edificio es un paso muy importante, porque al realizar la forma más conveniente de la estructura; se asegurará que el diseño final sea

el más óptimo, es decir, el diseño que proporcione la estructura más liviana y resistente.

- Cuando se realiza la estructuración del edificio, se debe tener cuidado de no tener vigas con una longitud sin soporte lateral muy grande; porque el estado limite de pandeo lateral reducirá la resistencia nominal de la viga, y no se aprovechara al máximo la alta resistencia mecánica del acero utilizado.
- Así mismo se debe tener cuidado de no tener columnas con una longitud efectiva muy grande; porque el estado limite de esbeltez reducirá la resistencia nominal de la columna, y no se aprovechara al máximo la alta resistencia mecánica del acero utilizado.
- De los resultados obtenidos en los miembros sometidos a tensión axial, se puede concluir que las secciones de los mismos son las más adecuadas. Y que los dos miembros no actúan simultáneamente en su condición más crítica, es decir, si el uno está sometido a tensión el otro se halla sometido a compresión.
- Para diseñar las columnas se debe tener muy en cuenta el factor de longitud efectiva, el mismo que depende de si la estructura es arriostrada o no.
- Las placas base, deben ser diseñadas principalmente para soportar el pandeo local de la misma y deben ser fijadas adecuadamente; con pernos de anclaje para asegurar que la estructura no se desplome.
- Los momentos flexionantes controlan el diseño de las vigas de la estructura. En contraste la fuerza cortante resulta ser relativamente pequeña en relación con la resistencia nominal de las vigas al corte, por lo que es recomendable siempre comprobar los estados limites de flexión antes que el estado limite de cortante.
- Con el acero A588 de grado de resistencia a la fluencia 50 ksi, se obtienen secciones transversales de los miembros estructurales con espesores moderados. Reduciendo el peso y tamaño de los mismos. Así como también

se tiene el beneficio adicional, de la resistencia a ambientes corrosivos, propia de este acero.

- Se han agrupado las vigas y columnas con características similares, en grupos para facilitar el diseño y la fabricación. Y se han obtenido la menor cantidad de secciones de miembros estructurales, lo que reduce tiempos de fabricación, costos de mano de obra, costos de equipos y costos indirectos.
- Se utilizó una sección transversal tipo cajón para las columnas, pero con juntas en T que unen entre sí las placas de la sección; sólo con soldaduras de filete. Facilitando y reduciendo la cantidad de soldadura necesaria para la fabricación de los miembros estructurales.
- Cuando en las soldaduras de ranura de penetración completa, se utilizan los electrodos compatibles que especifica la AWS D1.1 para cada tipo de acero estructural, no se necesita diseñarlas porque siempre el material base controlará el diseño de la junta.
- En las conexiones rígidas viga – columna, el tamaño de la soldadura de filete entre el alma y la columna, se estableció por el tamaño mínimo que establece la AWS, porque las fuerzas cortantes en las vigas son relativamente pequeñas.
- Se diseñó la sección transversal de las columnas con una forma que permite usar solo soldaduras de filete para su fabricación, pero que además permite usar procedimientos de soldadura precalificados de acuerdo a la AWS D1.1. Esto debido a que en la gran mayoría de edificios que se realizan en el país, se unen las placas que forman la columna, con juntas tipo esquina que no son precalificadas.
- Todas las juntas soldadas existentes en la estructura del presente proyecto de titulación, se realizan con WPS precalificados. Pero para su aplicación real en la fabricación de una estructura, se recomienda que sean probados o calificados, aquellos WPS que se utilicen para la unión entre las vigas principales y las columnas; debido a que gran parte del comportamiento

estructural del edificio depende de las conexiones rígidas, entre vigas y columnas.

- Al ser el VAN positivo y el TIR mayor que los saldos no recuperados, y que la tasa de interés que se planteó; se puede concluir que el proyecto rinde por encima del costo del capital inicial exigido. Por lo que el mismo no conlleva riesgo de inversión y puede ser aceptado. Se debe tener muy en cuenta que el VAN y el TIR por si solos no dan un idea clara de cuan segura es la inversión. Los dos deben ser analizados conjuntamente para tomar la mejor decisión.
- El VAN se obtiene para un determinado escenario, el mismo que depende directamente del flujo de Caja y de cómo este se gestione para cumplir con el cronograma valorado. En el presente Proyecto de Titulación se plantearon distintos escenarios (aumento del costo del acero, retraso en pago de planillas, y aumento del costo de mano de obra), para ver como varía el Proyecto. Y por medio del análisis de sensibilidad se puede concluir que el costo del acero es el factor más influyente en el proyecto, el VAN disminuye alrededor de un 11% por un aumento en el costo del acero de aproximadamente el 2%. Por lo que se recomienda buscar los mecanismos necesarios para congelar el precio del mismo.

## BIBLIOGRAFÍA

1. ASCE, 2005, "ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Estados Unidos.
2. AISC, 2005, "Steel construction manual 13<sup>th</sup> edition", Estados Unidos.
3. ANSI / AISC, 2005, "ANSI / AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos.
4. Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", 1<sup>ra</sup> Edición, Editorial McGraw-Hill, México.
5. Jack McCormac, 2002, "Estructuras de acero, método LRFD", 2<sup>da</sup> Edición, Editorial Alfaomega, Mexico.
6. Sriramulu Vinnakota, 2006, "Web Chapters, Sección W6.12", <http://www.mhhe.com/vinnakota>, (noviembre 2007).
7. Duane k. Miller, 2006, "AISC design guide 21, Welded Connections", Estados Unidos.
8. John T. DeWolf, 1990, "AISC design guide 01, Column Base Plates", Estados Unidos.
9. American Welding Society, 1996, "Manual de Soldadura, Tomo I", 8<sup>va</sup> Edición, Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, México.
10. American Welding Society, 1996, "Manual de Soldadura, Tomo II", 8<sup>va</sup> Edición, Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, México.
11. Chusín A. y Reimundo R., 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
12. Bonilla G. y Rueda C, 2006, "Optimización de los procesos de construcción de estructuras metálicas de edificios", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.

- 13.AWS, 2006, "AWS D1.1/D1.1M, Structural Welding Code – Steel", Estados Unidos.
- 14.Ayala E., 2005, "Análisis de Factibilidad para proyectos de construcción de estructuras metálicas para edificios", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- 15.Baldeón D., 2003, "Análisis de Costos en la Fabricación y Montaje de la Superestructura de Puentes Metálicos", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- 16.Cámara de la Construcción de Quito, 1998, "Manual de Costos en la Construcción", Quito, Ecuador.
- 17.Cámara de la Construcción de Quito, 2009, "Listas de precios", COSTRUCCION, No 203.
- 18.Aching Guzmán César, "Matemáticas Financieras para Toma de Decisiones Empresariales", Editorial MYPES, México.

## **ANEXOS**