

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

**“EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS METÁLICAS APLICADO A CUBIERTAS
SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AISC – 2010 POR EL
MÉTODO LRFD”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER

DÍAZ BRICEÑO, KARLO ROOSEVELT

ASESOR:

Ing. MARCOS MENDOZA LINARES

CAJAMARCA – PERÚ

2014



AGRADECIMIENTO

- A Dios por sobre todas las cosas.
- A mis Padres Máximo y Angélica por su confianza depositada en todo este tiempo, por incentivar siempre a cumplir mis metas.
- A todos mis Hermanos que representan un pilar importante base de mi crecimiento.
- A todos los Maestros que depositaron en mí su confianza, apoyo, dedicación, y tiempo para ser un mejor ser humano.
- A los grandes Pensadores a quienes admiro y deseo seguir.
- A mis amigos y personas trascendentes quienes me brindaron su afecto, fuente motivadora para seguir siempre adelante.
- Finalmente a todas las almas transitorias que forjaron de alguna forma mi destino.



DEDICATORIA

*Dedico esta Tesis a mis Padres
en retribución a su sacrificio
y apoyo incondicional*



CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	III
CONTENIDO.....	IV
RESUMEN	5
ABSTRACT.....	7
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	7
1.1. EL CONTEXTO Y EL PROBLEMA	7
1.1.1. PREGUNTA PRINCIPAL	8
1.1.2. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	8
✓ HIPÓTESIS.....	8
✓ VARIABLES.....	9
1.2. JUSTIFICACIÓN	9
1.3. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	9
1.4. OBJETIVOS.....	9
1.4.1. Objetivo General.....	9
1.4.2. Objetivos Específicos	10
1.5. DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS DE LOS CAPÍTULOS.....	10
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	11
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	11
2.1.1. Antecedentes teóricos.....	12
2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DESDE SUS INICIOS HASTA LA ACTUALIDAD.....	13
2.3. OPTIMIZACIÓN.....	14
2.3.1. TIPOS DE OPTIMIZACIÓN	15
2.3.2. PROCEDIMIENTO DE OPTIMIZACIÓN.....	16
2.4. ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	17
2.5. FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA ESTRUCTURAL.....	18
2.6. ANÁLISIS ESTÁTICO	18
2.6.1. La ley constitutiva	18
2.6.2. Ecuación Fundamental del Equilibrio Estático	22
2.6.3. La compatibilidad de deformaciones	23
2.6.4. Respuesta estática de sistemas estructurales.....	25
2.7. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	26



2.8.	DEFINICIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ELÁSTICO Y PLÁSTICO	27
2.9.	ESPECIFICACIÓN AISC 2010	27
2.9.1.	Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	28
2.9.2.	Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)	28
2.10.	CONFIABILIDAD Y ESPECIFICACIONES LRFD	28
2.11.	VENTAJAS DEL MÉTODO LRFD	30
2.12.	DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	31
2.12.1.	Resistencia Requerida (R_u)	31
2.12.2.	Resistencia Nominal (R_n)	32
2.12.3.	Factor de Resistencia (ϕ)	32
2.13.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ALMA LLENA:	32
2.13.1.	TIPOS DE PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL	33
2.13.1.1.	Aceros al Carbono	33
2.13.1.2.	Tipos de Perfiles	35
2.13.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN	41
2.13.2.1.	Perfiles usados como Miembros sometidos a Tensión:	41
2.13.2.2.	Áreas Netas	43
2.13.2.3.	Áreas Netas Efectivas	44
2.13.3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN	45
2.13.3.1.	Perfiles usados como Miembros sometidos a Compresión:	46
2.13.3.2.	Modos de Pandeo para Columnas.-	48
2.13.3.3.	Estabilidad del Equilibrio.-	49
2.13.3.4.	Formulación de la Ecuación de Euler	51
2.13.3.5.	Pandeo Elástico de Columnas con diferentes Restricciones en sus Extremos.-	53
2.13.3.6.	La relación de esbeltez (λ_c). -	54
2.13.3.7.	Radio de giro mínimo (r_y, x)-	55
2.13.3.8.	Elementos Atiesados y No Atiesados.-	57
2.13.3.9.	Columnas Largas, Cortas e Intermedias.-	58
2.13.3.10.	Diseño de Miembros en Compresión.-	59
2.13.4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN	61
2.13.4.1.	Perfiles usados como Vigas. -	61
2.13.4.2.	Esfuerzos de Flexión.-	62



2.13.4.3.	Diseño de Vigas por Momentos.-.....	66
2.13.4.4.	Pandeo Plástico Zona 1.-.....	67
2.13.4.5.	Pandeo Inelástico Zona 2.-.....	68
2.13.4.6.	Pandeo Elástico Zona 3.-.....	70
2.13.4.7.	Soporte Lateral en Vigas de Alma llena	71
2.13.4.8.	Diseño de miembros a flexión para perfiles tubulares cuadrados y rectangulares	72
2.13.5.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CORTE.....	73
2.13.6.	DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.....	74
1.	<i>Miembros solicitados a Flexión y Compresión</i>	75
2.	<i>Miembros solicitados a Flexión y Tracción</i>	76
2.13.7.	ESTRUCTURAS ARTICULADAS Y RETICULADAS.....	76
2.13.7.1.	Estructura articulada.-	76
2.13.7.2.	Estructura reticulada.-	76
2.14.	ARMADURAS ESTRUCTURALES COMPUESTAS DE CELOSÍA:	77
2.14.1.	VIGAS EN CELOSÍA O VIGAS DE ALMA ABIERTA	78
a)	Organización del Alma.-.....	79
b)	Vigas de Alma Triangulada.-	80
c)	Trazado de Triangulaciones.-.....	80
d)	Cálculo de Solicitaciones.-	81
e)	Triangulación Óptima.-.....	83
f)	Sustentación e Isostatismo.-.....	83
g)	Celosías planas estáticamente determinadas.-.....	84
h)	Celosías Planas de isostaticidad interna.-	84
i)	Celosías tridimensionales.-.....	85
j)	Celosías de estabilidad Externa.-.....	86
k)	Celosías de nudos rígidos.....	86
2.14.2.	CELOSÍAS PLANAS NOTABLES	87
2.14.3.	ARMADURAS (CELOSÍAS TRIANGULARES).....	89
2.14.4.	ARMADURAS CANTILEVER Y TIPO DIENTE DE SIERRA.....	91
2.14.5.	ARMADURAS CURVAS	91
2.14.6.	RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE CELOSÍAS.....	93
2.14.7.	MÉTODOS PARA EL CALCULO DE CELOSÍAS.....	93



2.15.	TECHOS.....	96
2.15.1.	DEFINICIÓN	96
2.15.2.	RIGIDEZ DE DIAFRAGMAS EN TECHOS.....	96
2.15.3.	TECHOS AUTOPORTANTES Y SOPORTADOS	98
2.15.4.	TIPOS DE CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE TECHO	99
2.15.5.	PENDIENTE DE TECHO.....	100
2.15.6.	CUBIERTAS DE TECHO	101
2.16.	ESTRUCTURA DE TECHOS.....	101
2.17.1	LARGUEROS (CORREAS).....	102
2.17.2	CONEXIONES	103
2.17.2.1	CONEXIÓN CON SOLDADURA	105
2.17.2.2	TIPOS DE SOLDADURA.....	106
2.17.2.3	INSPECCIÓN DE SOLDADURAS	108
2.17.2.4	POSICIÓN DE SOLDADO	109
2.17.2.5	TIPO DE SOLDADURAS	109
2.17.2.6	SÍMBOLOS PARA SOLDADURA.....	110
2.17.2.7	SOLDADURA DE RANURA.....	111
2.17.2.8	SOLDADURA DE FILETE.....	112
2.17.2.9	DISPOSICIONES GENERALES PARA SOLDADURA DEL AISC -2010.....	114
2.17.2.10	REQUISITOS DE DISEÑO PARA SOLDADURA.....	115
2.17.2.11	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO.....	118
2.17.2.12	CONEXIÓN CON TORNILLOS.....	121
2.17.3	APOYOS.....	122
2.17.4	ARRIOSTRAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	123
2.17.5	TENSORES.....	124
CAPITULO III: DISEÑO DE ARMADURAS.....		125
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	125
3.2.	ESTRUCTURACIÓN	125
3.2.1.	DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	126
3.2.2.	SELECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	128
3.2.3.	SEPARACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	130
3.2.4.	DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR.....	130
3.3.	FASE DE ANÁLISIS PARA EL CALCULO DE TECHOS.....	131



3.3.1.	ANÁLISIS DE CARGAS	132
A.	CARGA MUERTA.....	132
B.	CARGA VIVA	133
C.	CARGA DE VIENTO	134
D.	CARGA POR LLUVIA.....	136
E.	CARGA DE SISMO.....	137
2.3.2.	ANÁLISIS DE ESFUERZOS.....	140
2.3.3.	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES.....	141
A.	CALCULO DE DEFLEXIÓN EN VIGAS.....	141
B.	CALCULO DE DEFLEXIÓN EN ARMADURAS.....	143
3.4.	ETAPA DE DISEÑO	144
3.4.1.	MÉTODOS DE DISEÑO.....	147
3.4.2.	FILOSOFÍA DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA - LRFD	147
CAPITULO IV: EJEMPLOS DEL MÉTODO LRFD APLICADO A SISTEMAS DE CUBIERTA.....		149
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	149
4.2.	EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA PARA SISTEMAS DE CUBIERTA EN ACERO	150
4.2.1.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA MUESTRA.....	150
4.2.2.	FASE CONCEPTUAL DEL PROCESO DE DISEÑO.....	152
A.	ETAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN GEOMÉTRICA	152
B.	TAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	154
1.	ESTRUCTURACIÓN	154
4.2.3.	FASE ANALÍTICA DEL PROCESO DEL DISEÑO UTILIZANDO SOFTWARE SAP 2000 V16	163
A.	EVALUACIÓN DE CARGAS EXTERNAS	164
1.	CARGAS EXTERNAS EN LARGUEROS (P -1).....	164
2.	CARGAS EXTERNAS EN VIGAS (VP-1).....	169
3.	CARGAS EXTERNAS EN VIGAS (VP-2), (VP-3).	171
B.	EVALUACIÓN DE CARGAS INTERNAS	178
1.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRE-DIMENSIONADA EN SAP2000 V16	178
2.	DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES TRANSVERSALES.....	180
3.	ASIGNACIÓN SECCIONES TRANSVERSALES AL LOS TRES TIPOS DE SISTEMAS	184
4.	ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA	186



5.	ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.....	194
6.	ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA	195
7.	ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	198
8.	DIAGRAMAS ENVOLVENTES EN ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS...	199
4.2.4.	FASE DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	210
A.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE TECHO.....	213
	SISTEMA I	214
	SISTEMA II	228
	SISTEMA III	247
4.3.	DISEÑO DE UNIONES TÍPICAS DE SOLDADURA	268
4.3.1.	DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA INFERIOR DE LA VIGA (VP-01).....	268
4.3.2.	DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA (VP-02).....	274
4.3.3.	DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA INFERIOR DE LA VIGA (VP-03).....	279
CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		287
5.1.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL DISEÑO CON EL PROGRAMA SAP2000 Y EL PROCEDIMIENTO MANUAL	287
5.2.	EVALUACIÓN DE LOS COMPONENTES Y SISTEMAS EN CONJUNTO	288
5.2.1.	EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU MODO DE VIBRACIÓN	288
5.2.2.	EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU PESO.....	292
5.2.3.	EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU FUERZA SÍSMICA.....	293
5.2.4.	EVALUACIÓN DE ELEMENTOS VIGA SEGÚN SU DEFORMACIÓN VERTICAL....	294
5.2.5.	EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	295
5.3.	RESUMEN DEL ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS TÍPICOS	296
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		297
6.1.	CONCLUSIONES.....	297
6.2.	RECOMENDACIONES.....	298
REFERENCIAS.....		299
NORMAS Y ESPECIFICACIONES		299
ANEXOS		301
	ANEXO 1	301
	ANEXO 3	303
	ANEXO 4	304
	ANEXO 5	305



ANEXO 6.....	307
ANEXO 7.....	309

ÍNDICE DE CUADROS Y DIAGRAMAS

Diagrama 2. 1: Clasificación de techos según su rigidez.....	98
Diagrama 2. 2: Tipos de componentes en techos con estructura de soporte.	98
Diagrama 3. 1: Fases del diseño estructural.....	125
Diagrama 3. 2: Partes de la fase de análisis estructural.	131
Diagrama 3. 3: Estados límites de Diseño.....	145
Cuadro 2. 1: Métodos de optimización estructural.....	14
Cuadro 2. 2: Tipos de Rigidez en prisma recto de sección Regular.....	22
Cuadro 2. 3: Factores de Reducción de Resistencia.	32
Cuadro 2. 4: Tipos de Rigidez en prisma recto de sección Regular.....	33
Cuadro 2. 5: Tipos de Perfiles comerciales utilizados en la región.	36
Cuadro 2. 6: Longitud efectiva de columna para distintas condiciones de borde.	54
Cuadro 2. 7: Geometrías comunes de techos (Cruz, Figueroa Y Hernandez, 2012).....	99
Cuadro 2. 8: Composición química del acero soldable (Zapata, 2004).	105
Cuadro 2. 9: Tipos de juntas para soldadura estructural (Zapata, 2004).....	110
Cuadro 2. 10: Simbología básica de Soldadura (AISC, 1994: 8-135)	111
Cuadro 3. 1: Luces libres recomendables para techos (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012).....	128
Cuadro 3. 2: Luces libres para armaduras triangulares.	129
Cuadro 3. 3: Luz libre para armaduras en arco.....	130
Cuadro 3. 4: Separación recomendable para vigas primarias y secundarias.....	130
Cuadro 3. 5 Especificaciones técnicas de algunas cubiertas del mercado local.	132
Cuadro 3. 6: Pesos aproximados de armaduras en función de la superficie de techo.....	133
Cuadro 3. 7: Factores de forma “C”.....	135
Cuadro 3. 8: Factores de Importancia “U”.....	139
Cuadro 3. 9: Deflexión máxima en vigas de alma llena (Hibbeler, 2012).....	142
Cuadro 3. 10: Límites sugeridos por ICC (2009) de desplazamiento vertical.....	146
Cuadro 4. 1: Sistemas Típicos de Techo	151
Cuadro 4. 2: Sistemas Típicos de Techo	152
Cuadro 4. 3: Cubierta Gran Onda Eternit.	153
Cuadro 4. 4: Luz libre recomendada.....	156
Cuadro 4. 5: Selección tentativa de elementos primarios.....	156
Cuadro 4. 6: Luz de Largueros para cada Sistema	157
Cuadro 4. 7: Separación Inclinada entre Largueros para cada Sistema.....	158
Cuadro 4. 8 Tipo de Larguero para cada Sistema:	158
Cuadro 4. 9: Selección tentativa de los componentes estructurales de cada Sistema.....	160
Cuadro 4. 10: Elevaciones Frontal y Lateral de cada Sistema.....	163
Cuadro 4. 11: Factores de forma “C” Ejes X-X.	166
Cuadro 4. 12: Factores de forma “C” Ejes Y-Y.	168



Cuadro 4. 13: Perfiles Tentativos para el elemento VP-1	170
Cuadro 4. 14: Carga viva en VP-1	171
Cuadro 4. 15: Perfiles Tentativos para el elemento VP-2	171
Cuadro 4. 16: Carga viva en VP-2	172
Cuadro 4. 17: Acción Sísmica estática en cada Sistema.....	173
Cuadro 4. 18: Parámetros Sísmicos de Diseño	175
Cuadro 4. 19: Pseudo-aceleraciones en el Eje X y Y	175
Cuadro 4. 20: Barras de acero liso estructural	181
Cuadro 4. 21: Perfiles comerciales	181
Cuadro 4. 22: Detalles de Modelamiento.....	185
Cuadro 4. 23: Combinaciones de carga según la Norma E.090	196
Cuadro 4. 24: Deformaciones Máximas debido a Cargas de Servicio.	203
Cuadro 4. 25: Deformación Máxima del Larguero 46 debido a la carga Lr.....	207
Cuadro 4. 26: Componentes Estructurales en cada Elemento	207
Cuadro 4. 27: Desplazamiento Vertical ante cargas de servicio, Criterio ICC.	208
Cuadro 5. 3: Porcentaje de Masa Participativa del Sistema II.	289



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Categorías de optimización estructural: (a) optimización paramétrica, (b) optimización de forma y (c) optimización topológica.	16
Figura 2. 2: Metodología de Diseño estructural.	17
Figura 2. 3: Convención de Esfuerzos Positivos.	19
Figura 2. 4: Comportamiento unidimensional de un elemento elástico deformado axialmente	24
Figura 2. 5: Comportamiento Esfuerzo-Deformación del Acero en los rangos Elástico e Inelástico.	26
Figura 2. 6: Estricción del elemento en tracción.	27
Figura 2. 7: Definición de índice de confiabilidad (Smith, 1988).	29
Figura 2. 8: Elemento estructural sometido a tracción pura.	41
Figura 2. 9: Tipos de miembros a tensión de uso general (McCormac y Csernak, 2012).	42
Figura 2. 10: Diagrama de concentración de esfuerzos en un miembro típico (Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012).	43
Figura 2. 11: Distancias “s” y “g” para el cálculo del Área neta (Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012).	44
Figura 2. 12: Efecto de retraso por cortante en ángulo simple (Segui, 2013).	45
Figura 2. 13: Miembro sometido a compresión pura (Elaboración propia).	46
Figura 2. 14: Tipos de miembros a compresión (McCormac y Csernak, 2012).	46
Figura 2. 15: Modos de pandeo en columnas cargadas axialmente.	49
Figura 2. 16: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).	50
Figura 2. 17: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).	51
Figura 2. 18: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).	51
Figura 2. 19: Columna con extremos articulados y tres modos de pandeo (Popov, 1981).	53
Figura 2. 20: Radios de giro de los ejes “x” y “y” de una sección cualquiera.	55
Figura 2. 21: (a) Diagrama tensión-deformación de compresión. (b) Gráfica de la tensión crítica en columnas en función de la relación de esbeltez (Popov, 1981).	56
Figura 2. 22: Elementos no atiesados y atiesados en función de su ancho y espesor	57
Figura 2. 23: Comportamiento simple de vigas sometidas a flexión.	62
Figura 2. 24: Diagrama de esfuerzos de una viga rectangular sometida a flexión.	63
Figura 2. 25: Efecto de articulación plástica en viga “w”	64
Figura 2. 26 Diagrama de esfuerzos de fluencia de una viga rectangular sometida a flexión (McCormac y Csernak, 2012).	64
Figura 2. 27 Diagrama de esfuerzos de fluencia de una viga W sometida a flexión.	65
Figura 2. 28: Mecanismos de falla en vigas de acuerdo al tipo de apoyo (Hibbeler, 2012).	66
Figura 2. 29: Diagrama del momento nominal en función de la longitud de viga no soportada lateralmente al patín de compresión (McCormac y Csernak, 2012).	67
Figura 2. 30: Diagramas de momento flector en vigas según el tipo de apoyo respecto al patín a compresión (McCormac y Csernak, 2012).	69
Figura 2. 31: Viga simplemente apoyada de $L_b > L_r$ con pandeo torsionante	70
Figura 2. 32: Vista en planta de un sistema de vigas arriostradas contra el pandeo lateral.	72
Figura 2. 33: Área en el alma que resiste el cortante.	73



Figura 2. 34: Viga sometida a combinación de carga axial y flexión	75
Figura 2. 35: (a) Estructura articulada, (b) Estructura reticulada.....	77
Figura 2. 36: Esquema de entrepiso de miembros de alma llena y alma abierta (triangulada) ..	78
Figura 2. 37: Viga de acero de alma abierta.	79
Figura 2. 38: Tipos de cuerdas o bridas en vigas de celosía.....	79
Figura 2. 39: Tipos de organización de barras en el alma de una viga (Aroca, 2006).	80
Figura 2. 40: Solicitaciones en la sección del alma de una viga triangulada (Aroca, 2006: 6)....	80
Figura 2. 41: Vigas con distinta triangulación y Esfuerzos internos (Aroca, 2006: 7).....	81
Figura 2. 42: Optimización en función de F_s . ($F_s \rightarrow \infty$ cuando $\alpha \rightarrow 0$) (Aroca, 2006: 10).....	83
Figura 2. 43: Optimización en función de S (cuando $\alpha \rightarrow 0$; $\sum S_i \rightarrow \infty$) (Aroca, 2006: 10).....	83
Figura 2. 44: Trazos óptimos en diagonales y montantes (Aroca, 2006: 10).	83
Figura 2. 45: Ejemplo de viga tipo Pratt internamente Isostática.....	84
Figura 2. 46: Ejemplo de viga tipo Vierendeel internamente Hipostática.	85
Figura 2. 47: Ejemplo de viga tipo Cruz de San Andrés internamente Hiperestática.....	85
Figura 2. 48: Ejemplo de Correa tridimensional internamente Isostática.	86
Figura 2. 49: Estabilidad Externa por medio de reacciones (Aroca, 2006)	86
Figura 2. 50: Ejemplo de Celosía Vierendeel de nudos rígidos.	86
Figura 2. 51: Celosía Howe plana o de entrepiso.	87
Figura 2. 52: Celosía Pratt plana o de entrepiso.....	88
Figura 2. 53: Tipos de celosías Warren planas.....	88
Figura 2. 54: Pseudo celosía vierendeel plana.....	88
Figura 2. 55: Otras celosías planas.	89
Figura 2. 56: Celosía Howe triangular o a dos aguas.	89
Figura 2. 57: Celosía Pratt triangular o a dos aguas.....	89
Figura 2. 58: Celosía Warren triangular o a dos aguas	90
Figura 2. 59: Celosía Fink de 8 paneles.....	90
Figura 2. 60: Celosía Francesa de 8 paneles	90
Figura 2. 61: Celosía King de 6 paneles.....	90
Figura 2. 62: Celosías Cuadrangulares.....	91
Figura 2. 63: Celosía cantiléver y tipo diente de sierra.....	91
Figura 2. 64: Celosía en arco tipo Warren con apoyos biarticulados.....	92
Figura 2. 65: Clasificación de arcos según sus apoyos.....	92
Figura 2. 66: Otras celosías en Arco.	93
Figura 2. 67: Detalle de concurrencia en Nudo	93
Figura 2. 68: Simetría de perfiles según el plano de la cercha.....	93
Figura 2. 69: Tipos de diafragmas Rígidos y Flexibles.....	96
Figura 2. 70: Condición para diafragma Flexible.....	97
Figura 2. 71: Distribución de fuerzas horizontales en diafragmas	97
Figura 2. 72: Partes de la Estructura de techo.....	102
Figura 2. 73: Tipos de largueros laminados y polines espaciales.....	103
Figura 2. 74: Tipos de Soldadura al Arco (Zapata, 2004).	107
Figura 2. 75: Tipos de Posición de Soldadura (McCormac y Csernak, 2012).....	109
Figura 2. 76: Tipos de Soldadura de Ranura (McCormac y Csernak, 2012).	112
Figura 2. 77: Tipos de Soldadura de Filete (McCormac y Csernak, 2012).....	113



Figura 2. 78: Tipos de esfuerzo en Soldadura de Filete (McCormac y Csernak, 2012).....	114
Figura 2. 79: Conexión atornillada con ángulos y placa de unión.....	121
Figura 2. 80: Apoyo anclado en columna de concreto, caso más común.	122
Figura 2. 81: Tipos de apoyos anclado y atiesado en concreto y acero.	122
Figura 2. 82: Tipos de apoyos anclado y atiesado en concreto y acero.	123
Figura 2. 83: Tipos de arrostros en vigas y columnas.	123
Figura 2. 84: Arrostramiento con cruces de san Andrés y largueros no conectados.	124
Figura 2. 85: Cargas sobre larguero de alma llena.....	124
Figura 2. 86: Colocación de tensores en largueros de alma llena tipo C.	124
Figura 3. 1: Disposiciones específicas de vanos y aleros (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012)..	128
Figura 3. 2: Flujo del viento sobre una estructura a dos aguas (Zapata, 2004).	134
Figura 3. 3: Fuerza de inercia inducida por la vibración sísmica.	137
Figura 3. 4: Rigidez de diafragma de acuerdo al desplazamiento.....	137
Figura 3. 5: Parámetros de sitio "Z" del Perú.	138
Figura 3. 6: Deflexión máxima en vigas de alma llena.	143
Figura 4. 1: Vista aérea de la muestra	150
Figura 4. 2: Plano de arquitectura en planta.	151
Figura 4. 3: Planta de elementos estructurales base para el proceso de diseño.	151
Figura 4. 4: Configuración geométrica de flecha (para el sistema I) y pendiente (para los sistemas II y III).....	154
Figura 4. 5: Identificación de apoyos en planta y dirección de vertientes.....	155
Figura 4. 6: Ubicación de elementos primarios en techo (Color Azul).....	155
Figura 4. 7: Separación de elementos secundarios de acuerdo a la longitud de cubierta	157
Figura 4. 8: Tipologías de elementos primarios y secundarios del Sistema I.	158
Figura 4. 9: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje X y Y del Sistema I	176
Figura 4. 10: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje X del Sistema II y III	177
Figura 4. 11: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje Y del Sistema II y III.....	177
Figura 4. 12: Definición de grillas y unidades de trabajo.	178
Figura 4. 13: Tipo de Restricciones en Juntas.	179
Figura 4. 14: Definición de propiedades mecánicas de materiales.....	180
Figura 4. 15: Definición de Perfiles comerciales.....	182
Figura 4. 16: Propiedades de La sección 2L en AutoCAD.....	183
Figura 4. 17: Propiedades de La sección 2L en Section Desinger (Sap2000).....	183
Figura 4. 18: Asignación de Secciones Transversales en los tres Sistemas	184
Figura 4. 19: Asignación de Estados de Carga.	186
Figura 4. 20: Asignación de Coeficiente Basal.	186
Figura 4. 21: Asignación de Carga Muerta en el Sistema I.....	187
Figura 4. 22: Asignación de Carga Muerta en el Sistema II.....	187
Figura 4. 23: Asignación de Carga Muerta en el Sistema III.....	187
Figura 4. 24: Asignación de Carga Viva en el Sistema I	188
Figura 4. 25: Asignación de Carga Viva en el Sistema II	188
Figura 4. 26: Asignación de Carga Viva en el Sistema III	188
Figura 4. 27: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema I	189
Figura 4. 28: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema II	189



Figura 4. 29: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema III	189
Figura 4. 30: Asignación de Cargas de Viento (W(P-B)X) en el Sistema I	190
Figura 4. 31: Asignación de Cargas de Viento (W (P-B) X) en el Sistema II	190
Figura 4. 32: Asignación de Cargas de Viento (W(P-B)X) en el Sistema III	190
Figura 4. 33: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema I.....	191
Figura 4. 34: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema II.....	191
Figura 4. 35: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema III.....	191
Figura 4. 36: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema I	192
Figura 4. 37: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema II	192
Figura 4. 38: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema III	192
Figura 4. 39: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema I	193
Figura 4. 40: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema II	193
Figura 4. 41: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema III	193
Figura 4. 42: Definición del Espectro de Diseño SD(x,y)	194
Figura 4. 43: Definición del Espectro de Diseño SaX y SaY.	194
Figura 4. 44: Asignación del Espectro de Diseño SD(x,y)	195
Figura 4. 45: Asignación del Espectro de Diseño SaX y SaY.	195
Figura 4. 46: Definición de Combinaciones de carga en el software	197
Figura 4. 47: Definición de Envoltentes de Diseño en el software.....	197
Figura 4. 48: Asignación de tipo de análisis tridimensional.....	198
Figura 4. 49: Casos de carga a analizar	198
Figura 4. 50: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales de la Viga VP-01 del Sistema I.....	199
Figura 4. 51: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales y Momentos del Pórtico 3-3 del Sistema I	200
Figura 4. 52: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales y Momentos del Pórtico 3-3 del Sistema II	201
Figura 4. 53: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales del Polín P-1 del Sistema I.....	202
Figura 4. 54: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales y Momentos del Larguero P-1 del Sistema II	202
Figura 4. 55: Diagrama Envoltente de Fuerzas Axiales y Momentos del Larguero P-1 del Sistema III	203
Figura 4. 56: Deformación Vertical de Largueros P-1 ante Carga Viva en Techo (Lr).....	206
Figura 4. 57: Deformación Vertical ante Cargas de Servicio de cada Sistema	209
Figura 4. 58: selección del Código AISC 2010 – Método LRFD para elementos con consideraciones sísmicas (izquierda) y para elementos sin consideraciones sísmicas (derecha).	210
Figura 4. 59: Asignación de Factores de Longitud efectiva.....	212
Figura 4. 60: Asignación Combinaciones de Carga para Diseño.	213
Figura 4. 61: Diseño del Frame 14258 (Sistema I) con software Sap2000 v16.	214
Figura 4. 62: Diseño del Frame 14274 (Sistema I) con software Sap2000 v16.	218
Figura 4. 63: Diseño del Frame 8874 (Sistema I) con software Sap2000 v16.	222
Figura 4. 64: Diseño del Frame 8683 (Sistema I) con software Sap2000 v16.	225
Figura 4. 65: Diseño del Frame 9 (Sistema II) con software Sap2000 v16.	228
Figura 4. 66: Diseño del Frame 7 (Sistema II) con software Sap2000 v16.	234



Figura 4. 67: Diseño del Frame 43 (Sistema II) con software Sap2000 v16.	240
Figura 4. 68: Diseño del Sistema II con software Sap2000 v16.....	246
Figura 4. 69: Diseño del Frame 9 (Sistema III) con software Sap2000 v16.	247
Figura 4. 70: Diseño del Frame 183 (Sistema III) con software Sap2000 v16.	250
Figura 4. 71: Diseño del Frame 8 (Sistema III) con software Sap2000 v16.	254
Figura 4. 72: Diseño del Frame 352 (Sistema III) con software Sap2000 v16.	261
Figura 4. 73: Diseño del Sistema III con software Sap2000 v16.....	267
Figura 4. 77: Viga VP-01 del Sistema I.	268
Figura 4. 78: Zona de Conexión en Viga VP-01.....	268
Figura 4. 79: Detalle de Conexión en Viga VP-01.....	273
Figura 4. 80: Viga VP-02 del Sistema I.	274
Figura 4. 81: Zona de Conexión en Viga VP-02.	274
Figura 4. 82: Detalle de Conexión en Viga VP-02.....	278
Figura 4. 83: Viga VP-03 del Sistema I.	279
Figura 4. 84: Zona de Conexión de la Viga VP-03 del Sistema I.	279
Figura 4. 85: Detalle de Conexión de la Viga VP-03 del Sistema I.....	286



RESUMEN

La presente investigación abordó una metodología confiable de diseño de estructuras Típicas de acero aplicada a techos de considerable luz, siguiendo las recomendaciones de diseño de la norma AISC-2010 y su Método LRFD, complementando además algunos parámetros con la normatividad contenida en el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE. Procedimiento que representa un requisito previo para un análisis comparativo entre sistemas mayormente usados: sistemas compuestos por elementos espaciales, por tubos HSS y por elementos de alma llena, generalmente usados en el ámbito local. Posteriormente al diseño óptimo se evaluó cada Sistema Típico frente a acciones Sísmicas (Estáticas y Dinámicas), cargas producidas por viento, lluvia y de servicio. Estos tres tipos de sistemas típicos se compararon entre sí con el único propósito de determinar el mejor comportamiento estructural que asegure la integridad y seguridad de sus ocupantes. Luego se comprobó manualmente los resultados obtenidos del Software computacional Sap2000 v16 (Análisis y Diseño) encontrándose coherencia entre ambos y dando por válida la sistemática propuesta. Respecto a la evaluación de los mismos, se encontró que los sistemas espaciales resultan ser más livianos y de mejor comportamiento estructural, por lo tanto es la mejor solución al requerimiento de una estructura funcional y económica. Posteriormente se diseñó la soldadura en las conexiones típicas de cada elemento que conforma el sistema espacial. Finalmente el proceso de diseño presentado consistió en brindar los lineamientos generales para establecer un óptimo diseño estructural de techos a base de perfiles metálicos con geometrías económicas, eficientes y seguras.

PALABRAS CLAVE: Evaluación, Optimización, Estructura Metálica, Diseño en Acero, Soldadura



ABSTRACT

The scientific-technical revolution allowed accelerate innovation of communication systems and renewable energy, resulting in what we call now the era of digitization and information, improving the competitiveness and development in all professional fields from which no disclaims the field of Civil Engineering. Studying Metal structures of this century has seen all aspects driven by a globalized world, issues such as assessment, optimal design, feedback; all this leads to the use of standards developed by organizations and institutions highly reliable evoked the study and scientific experience over the years. This is the case of "American Institute of Steel Construction" acronym in English AISC, which for many decades is dedicated to the research and publication of standards for the design, construction and installation of steel structures. These specifications are based on two design methods, the "Design-Based Load and Resistance Factor" (LRFD) and the "Design-Based Allowable Resistance" (ADS). More over locally these standards are little known being the design on rare and worse steel yet roof structures are relieved to second place, therefore you do not have the subsequent regulation and updates for study and development of empiricism leaving it to the common practice of this science.

This research aims to address a reliable design methodology Typical steel structures applied to ceilings considerable light, following the recommendations of design AISC-2010 standard and its LRFD method, besides complementing some parameters with local regulations contained in Regulation national Buildings RNE. Post-optimal design will be evaluated every Typical System against Seismic actions (Static and Dynamic), loads produced by wind, rain and service. These three types of systems are compared with each other for the sole purpose of determining the best structural behavior to ensure the integrity and safety of its occupants. For this purpose the results of computational Sap2000 Software v16 (Analysis and Design) manually checked seeking consistency between the two and considered valid the proposed methodology. Subsequently the solder connections on the typical design of each element forming a spatial system. Finally, the methodology presented is to provide general guidelines to establish optimal structural design process based on metal roofing profiles with economic, efficient and safe geometries.

KEY WORDS: Assessment, Optimization, Steel Structure, Steel Design, Welding



CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. EL CONTEXTO Y EL PROBLEMA

Producto del avance económico que experimenta nuestro país nos vemos frente a una gran demanda de construcciones para la vivienda, el deporte, la industria y el comercio. Necesidad que a su vez requiere de profesionales especializados en todos los campos de la Ingeniería Civil. El Diseño de Estructuras Metálicas es una de las especialidades que poco hemos desarrollado dejando de lado las diversas aplicaciones de estos sistemas, que van de los más simple a lo más complejo. Desde su aparición, el diseño en acero ha revolucionado la industria de la construcción demostrando su versatilidad en todas las esferas, sobre todo en edificaciones de gran altura, puentes o techos metálicos, estos últimos sin embargo, se han dejado en segundo plano por la falta de información que requiere el adecuado diseño estructural. En el ámbito local este problema se lo ha relevado al criterio empírico dando como resultado: estructuras poco confiables, producto de un deficiente análisis que da lugar a la falla o hasta el colapso, como también a causa de un sobredimensionamiento de la estructura, esta podría tener un costo exagerado e innecesario poniendo en duda la viabilidad del proyecto. Por tanto siendo consecuentes con la revolución tecnológica e informática que se está dando en todo el mundo nos vemos obligados a desarrollar procedimientos eficientes e innovadores respecto al Diseño específico de estructuras Metálicas aplicadas a sistemas de cubiertas o techos que garanticen en todo momento la filosofía de seguridad, estética y la economía razonable requerida en toda obra de construcción.

1.1.1. PREGUNTA PRINCIPAL

¿Qué formas geométricas optimizan el desempeño estructural de un sistema de cubierta metálico considerando un Diseño con las especificaciones AISC (2010) y el método LRFD?

1.1.2. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

✓ HIPÓTESIS

En un sistema de techo los elementos espaciales de alma abierta, poseen un óptimo comportamiento estructural frente a elementos de sección llena y elementos tubulares, para una misma área de techado con el diseño AISC-2010 por el método LRFD. Evaluados principalmente desde el punto de vista funcional y de bajo costo.



✓ VARIABLES

En la presente investigación se establecen las siguientes variables cualitativas: (I) Elementos espaciales de alma abierta, (II) Elementos Tubulares HSS y (III) Elementos de alma llena. Las variables (I), (II) y (III) son independientes al igual que las cargas, códigos y normas que rigen el diseño. Mientras los desplazamientos, las deformaciones, la resistencia y el peso de los elementos se identifican como variables cuantitativas dependientes.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El desarrollo de la presente investigación pretende brindar a los profesionales competentes un mejor entendimiento técnico del comportamiento de sistemas de techo, y la aplicabilidad de cada uno a los distintos rubros de construcción en acero, con lo cual facilitará la elección de formas estructurales asegurando el buen desempeño del conjunto. Siendo éste, el principal aspecto práctico encargado de satisfacer la creciente demanda de sistemas constructivos económicos y funcionales.

Como aspecto teórico la presente tesis profesional inducirá al estudio del método LRFD del AISC (2010) actualmente vigente y aplicado por la mayoría de naciones, por su reconocida trayectoria y mejora continua, respaldada por un 99.7% de confiabilidad. Conjuntamente con la interfaz del software Sap2000 se presenta una sistematización para el diseño óptimo y evaluación de estructuras de acero, con lo cual podrá ser aplicado por futuros proyectistas o investigadores que prefieran ahondar más en el tema.

1.3. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

La presente tesis tiene como fin principal evaluar sistemas de techo con elementos metálicos con las normas vigentes y métodos computacionales basados en el análisis de elementos finitos (MEF) proporcionando óptimas soluciones a los diversos problemas estructurales que puedan suscitar a partir del diseño, durante la construcción y posterior funcionamiento. Proporcionando un manual simplificado de las fases de diseño y una evaluación de variables para asegurar el buen funcionamiento del sistema a bajo un costo, quedando en manos del proyectista profundizar sus conocimientos referentes a estos sistemas como también a los códigos y normas que rigen el diseño. Su aplicación toma como muestra el área a techar del Colegio de Ingenieros de Cajamarca-Perú usado como coliseo el cual se evaluara y optimizará de acuerdo a las variables antes mencionadas.



1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

- Evaluar el comportamiento óptimo estructural de los principales sistemas típicos de techo metálicos, conformados por elementos espaciales de alma abierta, tubulares HSS y perfiles W, mediante el diseño con las especificaciones AISC – 2010 y el método LRFD.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Definir la geometría inicial para cada sistema de acuerdo a la fase correspondiente de estructuración, y pre-dimensionar los elementos con los criterios de configuración óptima.
- Definir las restricciones de borde de los elementos principales de cada sistema.
- ? • Analizar las cargas actuantes en cada sistema, tanto las cargas gravitacionales (viva y muerta) como las accidentales (lluvia, viento y sismo).
- Realizar el Análisis Estructural con el software Sap2000 considerando las acciones del viento, sismo, lluvia y cargas de servicio. Y determinar el rango de cargas participativas estáticas y dinámicas.
- Diseñar la estructura de techo con las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC - 2010). Y por su método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) con el procedimiento manual y uso del software sap2000 v16. comparar ambos resultados de los principales elementos de cada sistema.
- Determinar los periodos de vibración de acuerdo a la suma de masas efectivas mayores o iguales al 90% de la masa total de la estructura.
- Determinar la fuerza sísmica con el software Sap2000 y comparar con el procedimiento manual.
- Comparar el peso total del material acero de cada sistema estructural típico, y determinar el más liviano.
- Determinar que elemento viga sufre menor deformación vertical y comparar entre elementos de sistemas típicos.
- Determinar qué sistema sufre menor deformación horizontal y comparar entre sistemas típicos.
- Determinar el tipo de conexiones y diseñar la soldadura de juntas típicas del sistema espacial.

1.5. DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS DE LOS CAPÍTULOS

Capítulo I: Introducción.- El presente capítulo de introducción contiene el contexto del problema, la importancia de la investigación, los alcances de la investigación, el objetivo general y los objetivos específicos.



Capítulo II: Marco Teórico.- Se identifica los antecedentes teóricos de la investigación, los antecedentes internacionales, nacionales y locales, describiendo los resultados o conclusiones más importantes. Referente a cubiertas, se establecen sus primeros usos y los materiales más utilizados que las conforman. También se presenta una introducción a coberturas, coberturas espaciales (a simple capa, a doble capa y mono capa) y coberturas planas. Se establecen los conceptos de optimización, los tipos y procedimientos. Introducción breve sobre los principios de diseño estructural desde sus inicios hasta la actualidad, se describen de los procesos del diseño estructural, fundamentos de la mecánica estructural, el análisis estático y las leyes que la rigen. Desarrollo del comportamiento mecánico del acero estructural y los métodos de diseño elástico y plástico. Descripción de las especificaciones AISC 2010, diseño por factores de carga y resistencia LRFD y diseño a base de cargas admisibles ASD. Elementos de alma llena, tipos de perfiles y sus propiedades mecánicas, análisis y diseño. Elementos de alma abierta o armaduras estructurales compuestas de celosía, tipos y sus propiedades mecánicas, métodos para su análisis y diseño. Desarrollo de sistemas de techos, diafragmas rígidos y flexibles, tipos de techos, tipos de apoyo y otras consideraciones generales (conexiones tipo soldadura y con tornillos, arriostramientos y tensores).

Capítulo III: Diseño de Armaduras.- Se desarrolla una breve introducción al diseño de armaduras metálicas y las fases que comprende el proceso de diseño, partiendo desde la estructuración del sistema, selección de elementos estructurales, separación dimensionamiento, etc. seguido de la fase de análisis donde se calculan las cargas externas e internas que actúan en los elementos preseleccionados, la fase acaba en el análisis de deformaciones de cada elemento (elementos secundarios principalmente). Finalmente se desarrolla la fase final de diseño de acuerdo los estados límites de resistencia donde se aplica la filosofía de diseño del método LRFD del AISC -2010

Capítulo IV: Ejemplos de Aplicación del Método LRFD a Sistemas compuestos de Celosía y Alma Llena.- Se plantea los sistemas típicos en acero mayormente usados como techos, luego se desarrolla cada fase del diseño estructural: Conceptualización, Pre-dimensionamiento, Análisis de cargas, Análisis Estructural con el software Sap2000 v16, el control de deformaciones y el Diseño manual y con Software. Finalmente se presenta una sección de evaluación del comportamiento de sistemas frente a la acción de cargas gravitatorias y accidentales.

Como complemento se dedica una sección al diseño de conexiones soldadas para las uniones típicas de los elementos del sistema espacial.

Capítulo V: Evaluación de Resultados.- Se evalúa los resultados con el fin de comparar el desempeño de los sistemas típicos.

Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones.- De acuerdo a la hipótesis y a los objetivos propuestos se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del presente trabajo de investigación.



CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

2.1.1. Antecedentes teóricos

En este segmento se pretende abarcar el estado de arte de la investigación científica relativo a sistemas estructurales en acero, métodos de diseño, de análisis, y otras consideraciones afines que comprometen directa o indirectamente el presente texto de investigación. Las siguientes líneas hacen mención a aquellos trabajos, cuyos esfuerzos contribuyen a la investigación científica particularmente a fomentar el estudio de las nuevas tendencias del diseño en acero. También se incluyen aportes de otras tesis que precedieron a la presente y comparten puntos en común.

Partiendo de los textos de mayor incidencia en el estudio del diseño de estructuras metálicas, que han servido como fuente de consulta para emprender la presente investigación es oportuno hacer referencia a la quinta edición del texto matriz para el conocimiento del diseño en acero, desarrollado por los investigadores Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, New Jersey (2012), titulada “*Structural Steel Design*”, la cual desarrolla en su quinta edición la aplicación de las especificaciones del *American Institute of Steel Construction (AISC) 2010*, que es la decimocuarta edición del manual para la construcción en acero del AISC publicado en el 2011, que se encargó de actualizar todas las recomendaciones de la norma principalmente en sus capítulos 2 y 11. Otro texto que sirvió de consulta dentro del marco teórico del presente trabajo es el que lleva por título “*Stell Desing*” (5ta edición), redactado en su totalidad por el profesor emérito de Ingeniería Civil de la Universidad de Menfis el Ph.D. William T. Segui, cuya idea principal es proporcionar los lineamientos básicos en el diseño de miembros y conexiones individuales de acorde a las especificaciones AISC-2010 considerando paralelamente los métodos de *Load and Resistance Factor Desing (LRFD)* y *Allowable Stress Desing (ASD)*. También existen aportes importantes en el texto publicado por el profesor emérito UNI el M.sc. Ing. Luis F. Zapata Baglietto, que corresponde al título: “*Diseño Estructural en acero*” cuya segunda y última edición se publicó en Lima el 15 de noviembre del 2004, donde se aplican las especificaciones AISC de junio del 1992, alentando al uso de perfiles con conexión soldada, consideraciones sísmicas y los primeros aspectos de optimización.

Específicamente la aplicación de las especificaciones AISC y sus sendos métodos de diseño a sistemas de techos o cubiertas han sido evaluadas en trabajos de grado profesional los cuales son valorados y reconocidos en este trabajo, ya que comparten puntos en común facilitando la comprensión de los temas abordados.



Los Ingenieros de la Universidad de El Salvador: Carlos A. Cruz R., Paolo R. Figueroa C. y Carlos L. Hernández C. presentaron la tesis profesional *"Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos Utilizando el Método LRFD"* (San Salvador 2012), donde su objetivo principal es realizar un estudio de las fases que componen el proceso de diseño de estructuras de techo a base de perfiles metálicos utilizando el método LRFD y comparando el resultado del diseño con el procedimiento manual, concluyendo en los siguientes puntos: 1.- la conceptualización es una fase determinante en el proceso de diseño, 2.- la forma geométrica del techo puede prescindir de arriostramientos rigidizadores del sistema, 3.- las barras corrugadas ASTM A615 pueden ser utilizadas en lugar de las barras lisas ASTM A36 siendo muy similares respecto a resistencia y seguridad de elementos estructurales, 4.- en conexiones son más críticas las cargas laterales debidas a cargas accidentales, 5.- la condición de empozamiento no presenta riesgos severos en las estructuras de techo si es que la pendiente no excede el 2% 6.- la fuerza axial en elementos primarios aumenta de acuerdo a una mayor pendiente 7.- el análisis y diseño con el software SAP2000 se asemeja a los cálculos manuales proporcionando secciones y esfuerzos ligeramente mayores. También cabe mencionar la tesis que plantea una metodología de diseño óptimo en techos presentada por el Ing. Leonilo Santiago Hernández, *"Diseño de Armaduras para Techo"* publicada en la Universidad Autónoma de Chapingo (Chapingo, 2005) sus objetivos principales fueron: fijar las secuelas, procedimientos y estudios aplicables al diseño de las estructuras proporcionando una metodología de diseño de armaduras para techos, como ejemplo aplicable diseño una armadura tipo fink a base de perfiles metálicos L unidos por el lado mayor espalda con espalda para una mejor rigidez, concluyendo que su metodología utilizando los métodos gráficos para el análisis estructural es una forma sencilla y rápida para la determinación de las fuerzas de respuesta. El ingeniero Cristian Alfredo Carrasco Angulo propuso una metodología de diseño en acero con las normas LRFD del AISC para un Skip Hoist en su tesis *"Metodología para el Análisis Estático y Dinámico de Estructuras Metálicas Aplicando el Método de los Elementos Finitos"* de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima, 2011) en la cual utilizo el software computacional SAP 2000 para su respectivo análisis y diseño, concluyendo que su metodología es aplicable a estructuras no convencionales en acero asumiendo un comportamiento elástico-lineal del sistema y aprovechando el MEF para lograr resultados óptimos. Existen otros trabajos con aportes importantes al diseño óptimo de estructuras metálicas que se están desarrollando actualmente de los que se vale el presente trabajo de investigación cuya referenciación se encuentra descrita a los siguientes capítulos.



2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DESDE SUS INICIOS HASTA LA ACTUALIDAD

Como se menciona en las primeras líneas del libro *"Diseño Estructural en Acero"* del ingeniero Luis Zapata Baglietto: *"El diseño estructural es una mezcla de arte y ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de Materiales, y el Análisis Estructural, para producir una estructura segura que sirva sus propósitos"* (Zapata, 2004). Concepto claro y preciso que engloba las diversas materias, el arte y el criterio mismo para concebir la verdadera ingeniería.

En el pasado el diseño estructural en acero era tema más de intuición y belleza que ciencia, A principios del siglo XIX con la aparición de las primeras vigas de patín ancho comenzaron a utilizar programas computacionales capaces de resolver sistemas prediciendo el comportamiento de miembros individuales, conexiones y estructuras en general. Dando paso a otra era que hasta la actualidad trabaja con métodos estadísticos y modelos matemáticos basados en experiencias pasadas.

El diseño estructural en resumen viene a ser la determinación de un elemento o sistema que resista efectos de cargas ejercidas por su uso (cargas vivas), su propio peso (carga muerta) y también si existiesen cargas producidas por eventos naturales, como vientos, sismos, nieve o agua. Usando combinaciones basadas en métodos estadísticos sin exceder ciertos controles de desplazamiento resistencia y rigidez. Con la finalidad de obtener estructuras seguras, resistentes, funcionales y sobretodo óptimas.

2.3. OPTIMIZACIÓN

En el campo de la ingeniería Civil una de las mayores preocupaciones en la actualidad es aprovechar recursos materiales a mayor medida posible, obligando a tener en cuenta metodologías de optimización de sistemas estructurales sin dejar de lado los estándares de calidad y funcionamiento por las que fueron concebidos.

De acuerdo con Zapata (2004) en un principio la optimización era tema de intuición y buen criterio, hoy en día existen una variedad de métodos matemáticos y computacionales que simplifican el trabajo cuantificando los parámetros que necesitemos optimizar, dependiendo de la función o funciones que se pretendan minimizar, junto con las inecuaciones de restricciones relacionadas con esfuerzos máximos, deformaciones permisibles y disponibilidad de los materiales, que limitan las variables que intervienen en la función objetivo, como son:

- Costo mínimo
- Peso mínimo
- Tiempo de construcción mínimo
- Trabajo mínimo, etc.



Cuadro 2. 1: Métodos de optimización estructural.

AUTOR	AÑO	MÉTODO DE OPTIMIZACIÓN	APLICACIÓN EN LA OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL
<i>Al-Salloum y Siddiqi</i>	1994	<i>Multiplicadores de Lagrange.</i>	<i>Diseño de costo óptimo de vigas rectangulares de hormigón simplemente armadas.</i>
<i>Coello</i>	1995	<i>Algoritmos genéticos (GA).</i>	<i>Optimización de vigas rectangulares de hormigón armado (H^oA).</i>
<i>Zielinski</i>	1995	<i>Penalización interna.</i>	<i>Diseño óptimo de columnas cortas de H^oA.</i>
<i>Torrano y Martí</i>	1997	<i>Programación cuadrática (QP) mediante el software Disseny.</i>	<i>Optimización de secciones de forma arbitraria de H^oA.</i>
<i>Pirzada</i>	2000	<i>Multiplicadores de Lagrange.</i>	<i>Minimización de los costos de vigas de H^oA sujetas a una sola restricción de resistencia.</i>
<i>Martí</i>	2001	<i>Varias técnicas de optimización</i>	<i>Diseño óptimo de secciones y láminas de H^oA.</i>
<i>Camp</i>	2003	<i>Algoritmos genéticos (GA).</i>	<i>Procedimiento para la optimización discreta de pórticos de H^oA.</i>
<i>Elachachi y Djellouli</i>	2004	<i>Programación cuadrática secuencial (SQP) con ayuda del "Optimization Toolbox" de MATLAB</i>	<i>Optimización paramétrica de estructuras de H^oA.</i>
<i>Andreczevski</i>	2005	<i>Optimización mediante el diseño experimental.</i>	<i>Minimización de costos de secciones transversales de vigas de H^oA.</i>
<i>Rodríguez</i>	2005	<i>Optimización Multi-nivel.</i>	<i>Diseño óptimo de columnas de H^oA en edificios altos.</i>
<i>Liang</i>	2006	<i>Optimización basada en desempeño de modelos Puntal-tensor.</i>	<i>Procedimiento para la optimización topológica de uniones viga-columna en pórticos de H^oA.</i>
<i>Saini</i>	2006	<i>Redes neuronales artificiales (ANN).</i>	<i>Diseño óptimo de vigas de hormigón simple y doblemente armadas sometidas a cargas estáticas.</i>
<i>Quiroz</i>	2007	<i>Redes neuronales artificiales (ANN).</i>	<i>Diseño óptimo de pórticos de H^oA sismorresistentes.</i>
<i>Fragiadakis y Papadrakakis</i>	2008	<i>Metodología automática basada en análisis por desempeño.</i>	<i>Diseño sísmico óptimo de pórticos de H^oA.</i>
<i>Paya</i>	2008	<i>Cristalización simulada (SA).</i>	<i>Minimización del costo de estructuras apuntadas de H^oA.</i>
<i>Tomás y Martí</i>	2009	<i>Módulo de optimización del software ANSYS.</i>	<i>Optimizaron la cantidad de refuerzo de acero en elementos finitos de placas y cáscaras de hormigón.</i>
<i>Borda y Rodríguez</i>	2010	<i>Algoritmos SQP y de Punto Interior del "Optimization Toolbox" de MATLAB</i>	<i>Diseño de costo óptimo de vigas de hormigón simplemente armadas.</i>

(Meza, 2012)

2.3.1. TIPOS DE OPTIMIZACIÓN

En ingeniería la optimización propone determinar la mejor configuración de un elemento o sistema para optimizar algunas características importantes en su desempeño final y en conjunto. La optimización estructural emplea distintas técnicas que van desde enfoques netamente empíricos, hasta métodos matemáticos, analíticos y numéricos. En el caso de optimización estructural, los métodos numéricos poseen mayor relevancia los cuales se dividen en tres tipos: optimización paramétrica, optimización de forma y optimización topológica (Meza, 2012). La siguiente figura muestra gráficamente dichas categorías.

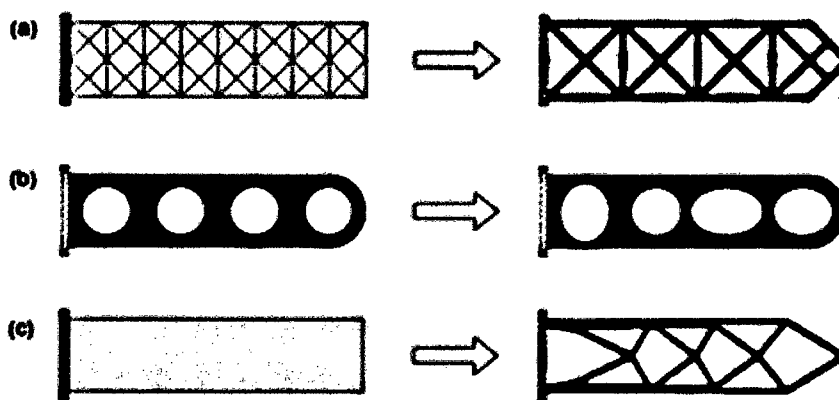


Figura 2. 1: Categorías de optimización estructural: (a) optimización paramétrica, (b) optimización de forma y (c) optimización topológica.

La primera categoría es la optimización paramétrica, que consiste en discretizar una estructura preestablecida con elementos cercha (barra articulada) para encontrar las dimensiones óptimas de la estructura, teniendo como variables de diseño el área transversal de cada elemento, longitudes, espesores y ratios de entalle. Las mismas que pueden ser modificadas en función de lo que requiera la optimización.

Las segunda categoría es la optimización de forma, donde se busca encontrar la forma óptima de un dominio sin modificar su topología, es decir sin agregar huecos o cavidades en su interior. En este caso se parametrizan los contornos internos y externos de la estructura mediante curvas *splines* o *nurbs*, para controlar la geometría de diseño. Los parámetros de estas curvas son las variables del diseño que dan como resultado la forma óptima de la estructura.

La última categoría es la optimización topológica, donde el objetivo es distribuir el material en el dominio para encontrar la estructura. En este problema se introducen huecos o cavidades en el inicio no estaban presentes. Inicialmente solo se dispone de la información de las condiciones de carga, las restricciones y el dominio inicial donde se desarrollara la estructura.



2.3.2. PROCEDIMIENTO DE OPTIMIZACIÓN

1. Definir una estructura preestablecida con elementos cercha, determinar el tipo y aplicación de carga (condiciones de carga) además de las restricciones.
2. Discretizar la estructura preestablecida con elementos finitos.
3. Implementar un software de optimización paramétrica, que comienza a analizar la estructura iterativamente calculando los esfuerzos (tensiones o tracciones) del sistema por el método de elementos finitos y distribuyendo y de ser necesario eliminar el material para obtener como resultado la óptima distribución del material.
4. Interpretación del resultado obtenido, donde se tienen que eliminar algunos problemas.
5. Por último establecer la fabricación de la estructura.

2.4. ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

La metodología sobre el diseño estructural que propone el presente trabajo de investigación *figura 2.2* es un esquema lógico iterativo que parte desde los aspectos funcionales para la cual debe servir la estructura hasta los elementos que componen el sistema del esqueleto estructural, generando el modelamiento correspondiente a su análisis estructural con el *software Sap2000 v16* con el objeto de determinar los esfuerzos internos que se espera que tendrán los miembros estructurales con el fin de poder compararlos con la resistencia que deberán tener dichos elementos conforme a los códigos planteados y concluir el diseño o rediseñarlo como se muestra en el siguiente algoritmo.

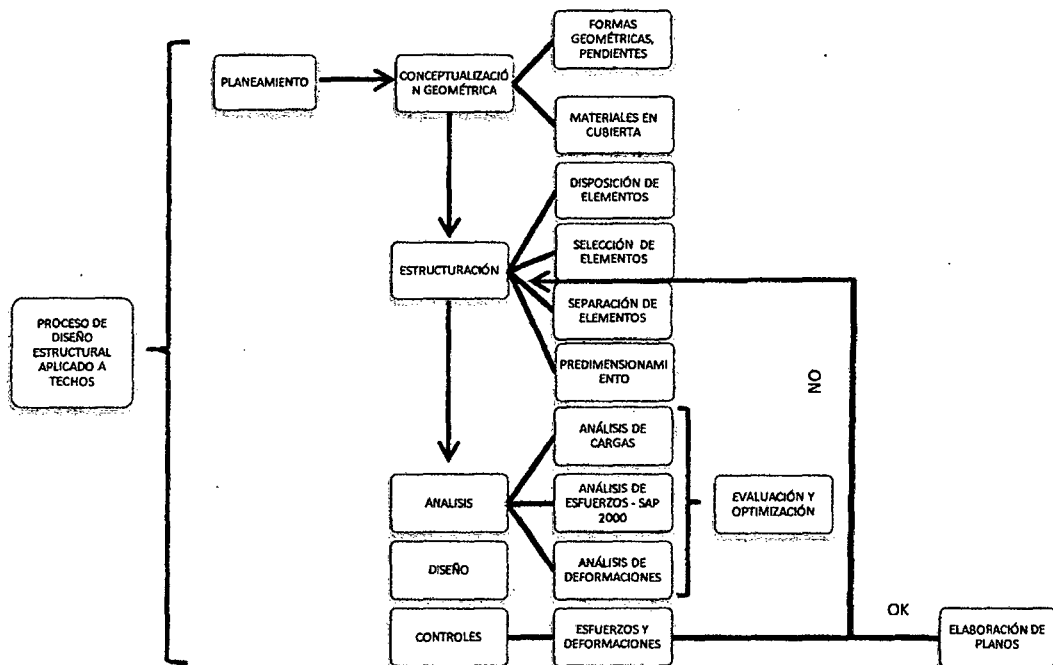


Figura 2. 2: Metodología de Diseño estructural.



- a) **Planteamiento:** Se establecen los criterios funcionales para lo cual se desarrollara la estructura, se define la función objetivo de optimización.
- b) **Conceptualización Geométrica:** Se determina la; ubicación, las formas geométricas coherentes y los materiales de cubierta acorde al planteamiento.
- c) **Estructuración:** Parte de la disposición de elementos, la selección de elementos, separación de elementos y su tentativo pre-dimensionamiento.
- d) **Análisis:** Consta del análisis y evaluación de todo tipo de cargas externas gravitacionales o accidentales actuantes en el sistema de techo, el análisis de fuerzas internas por medio de software Sap2000 v16. Finalmente se analiza las deformaciones de los elementos.
- e) **Diseño Optimo:** Siguiendo las recomendaciones optimas de pre-dimensionamiento y evaluación de cargas externas, se procede al diseño con software Sap2000 v16 y algunas comprobaciones manuales.
- f) **Controles:** Según los parámetros recomendados se evalúa las deformaciones y esfuerzos de los elementos según su relevancia (elementos primarios y elementos secundarios).
- g) **Rediseño:** De no cumplir con alguno de los controles se procede a iterar desde la fase de Estructuración.
- h) **Elaboración de Planos:** Etapa final donde se plasma el diseño en planos.

2.5. FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA ESTRUCTURAL

Toda estructura debe comportarse obedeciendo las leyes de la mecánica, ciencia que a su vez se fundamenta en las leyes de la física para representar fenómenos de cualquier contexto a través de modelos matemáticos, estos modelos son idealizados en ecuaciones denominadas gobernantes o fundamentales.

La mecánica estructural brinda dos tipos de análisis que son; el Dinámico y el Estático, siendo este último el de mayor incidencia en estructuras de acero para cubiertas ya que los tipos de cargas actuantes son idealizados como constantes en el tiempo.

2.6. ANÁLISIS ESTÁTICO

Las estructuras sometidas a cargas estáticas, como las representadas por su peso propio u otras cargas de servicio son idealizadas matemáticamente como linealmente elásticas, en este análisis se destacan tres ecuaciones fundamentales; a).- La ley constitutiva, que toma las propiedades de los materiales como elásticos de variación lineal esfuerzo – deformación determinando los coeficientes a través de ensayos de laboratorio. b).- La ecuación fundamental del equilibrio estático, determina los esfuerzos y deformación internos de un sistema estructural de los elementos que la componen e incluso de cada elemento diferencial, teniendo relación en conjunto con las cargas aplicadas y los



desplazamientos generados sobre el sistema respectivamente. c).- La compatibilidad de deformaciones.

2.6.1. La ley constitutiva

Los esfuerzos en los **Materiales estructurales elásticos Anisótropos** gracias a la introducción del elemento finito, que desglosa el sistema a la más mínima expresión *figura 2.3*, las soluciones analíticas en la mecánica de sólidos son representadas de manera globalizada bajo ecuaciones fundamentales que relacionan las propiedades mecánicas con las propiedades termodinámicas del material en estudio.

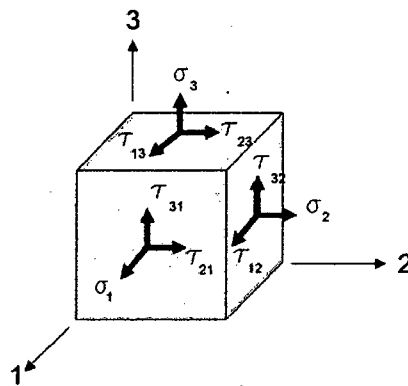


Figura 2.3: Convención de Esfuerzos Positivos.

Tensor de Cauchy (Wilson, 2004: 2)

Estos esfuerzos mecánicos y cambios de temperatura se puede expresar de manera matricial como: *Ecuación 2.1*.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & -\frac{\nu_{14}}{E_4} & -\frac{\nu_{15}}{E_5} & -\frac{\nu_{16}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & -\frac{\nu_{24}}{E_4} & -\frac{\nu_{25}}{E_5} & -\frac{\nu_{26}}{E_6} \\ \frac{\nu_{31}}{E_1} & \frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & -\frac{\nu_{34}}{E_4} & -\frac{\nu_{35}}{E_5} & -\frac{\nu_{36}}{E_6} \\ \frac{\nu_{41}}{E_1} & \frac{\nu_{42}}{E_2} & \frac{\nu_{43}}{E_3} & \frac{1}{E_4} & -\frac{\nu_{45}}{E_5} & -\frac{\nu_{46}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{51}}{E_1} & -\frac{\nu_{52}}{E_2} & -\frac{\nu_{53}}{E_3} & -\frac{\nu_{54}}{E_4} & \frac{1}{E_5} & -\frac{\nu_{56}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{61}}{E_1} & -\frac{\nu_{62}}{E_2} & -\frac{\nu_{63}}{E_3} & -\frac{\nu_{64}}{E_4} & -\frac{\nu_{65}}{E_5} & \frac{1}{E_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_{21} \\ \alpha_{31} \\ \alpha_{23} \end{bmatrix} \dots (2.1)$$

Ecuación 2.1 Representación Matricial de esfuerzo-deformación de Materiales anisótropos.



De forma simbólica se presenta en la Ecuación 2.2

$$d = Cf + \Delta T a \quad \dots (2.2)$$

Donde C es llamada Matriz de correlación siendo la definición más fundamental de las propiedades de materiales, obtenida a través de experimentos en laboratorio, cada columna de la matriz C representa las deformaciones causadas por la aplicación de un esfuerzo unitario. La temperatura a esfuerzo cero está dado por ΔT , a este factor se multiplica por la matriz de deformaciones causadas por el incremento unitario de temperatura.

Cuando las propiedades del material se comportan claramente de manera elástico-lineal entonces los principios básicos de la energía establece que la matriz C sea simétrica *Ecuación 2.3*, teniendo veintiún constantes elásticas y seis coeficientes de dilatación térmica. No obstante existen pequeños errores en esta igualdad por lo que difícilmente el material se comporte de manera puramente elástica, por lo que algunos autores prefieren promediar estos valores. (Wilson, 2004)

$$\frac{v_{ij}}{E_j} = \frac{v_{ji}}{E_i} \quad \dots (2.3)$$

Dentro de los materiales Anisotrópicos están los materiales Ortotrópicos cuyos esfuerzos cortantes del elemento infinitesimal *Figura 2.3* no provocan deformaciones normales, quedando la matriz C de la *Ecuación 2.1* con nueve constantes de materiales independientes y tres coeficientes de dilatación térmica independientes, algunos materiales Ortotrópicos son; las rocas, la madera, el concreto, entre otros materiales reforzados con fibra.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \dots (2.4)$$

Ecuación 2.4 Representación Matricial de esfuerzo-deformación de Materiales Ortotrópicos.

Materiales Homogéneos e Isotrópicos, Un material es isotrópico si sus propiedades mecánicas y térmicas son las mismas en todas las direcciones. Los materiales isotrópicos pueden tener estructuras microscópicas homogéneas o no homogéneas, por ejemplo el acero contiene miles de cristales orientados al azar en cada milímetro cubico de su volumen dándole la propiedad de no homogéneo, y como en la mayoría de las aplicaciones este material tiene un tamaño físico que es mucho mayor que un solo cristal considerándose como isotrópico *Ecuación 2.5*



dicha afirmación es bastante realista. Sin embargo, debe mencionarse que “el acero puede volverse anisotrópico por medio del laminado en frío, esto es, laminado o forjado a temperaturas sub-críticas” (Hibbeler, 2012).

En el presente trabajo el Acero es el principal material de estudio, siendo este de naturaleza próxima a un material isotrópico y homogéneo como se ha descrito anteriormente y despreciando cualquier error infinitesimal será gobernado bajo la siguiente ecuación de la ley Constitutiva con solo tres constantes independientes del material.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \alpha \Delta T \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots (2.5)$$

Ecuación 2.5 Representación Matricial de esfuerzo-deformación de Materiales Ortotrópicos.

La aplicación de un esfuerzo cortante puro en el material debe producir deformaciones puras de tensión y compresión solo si gira 45 grados Ecuación 2.6.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \dots (2.6)$$

Ecuación (1.6). Módulo de cizalladura, en función al módulo de Young y la Relación de Poisson

La ley constitutiva desarrollada en una sola dimensión para elementos isotrópicos elástico-lineales como el acero vendría dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma = E \varepsilon \dots (2.7)$$

De donde:

$$\sigma = \frac{F}{A} \dots (2.8) \quad ; \quad \Delta = L \varepsilon \dots (2.9)$$

- Siendo: σ ; Esfuerzo axial F; Fuerza Aplicada
- ε ; Deformación unitaria A; Área transversal
- E; Módulo de Young L; Longitud del elemento
- Δ ; Desplazamiento del miembro



La fuerza expresada en términos de rigidez "K".

$$F = Kx\Delta \dots (2.10)$$

A continuación se muestra los tipos de rigidez presentes en un prisma o una barra recta de sección uniforme.

Cuadro 2. 2: Tipos de Rigidez en prisma recto de sección Regular.

Rigidez axial	Capacidad para resistir intentos de alargamiento o acortamiento por la aplicación de cargas según su eje.	$K_{ax} = \frac{EA}{L}$	(A); área de la sección transversal
Rigidez flexional	Relación entre el momento flector aplicado en uno de sus extremos y el ángulo girado por ese extremo al deformarse cuando la barra está empotrada en el otro extremo.	$K_{flex} = \frac{EI}{L}$	(I); los segundos momentos de área de la sección transversal de la barra, en el eje "z" o "y".
Rigidez frente a cortante	Relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento.	$K_{cort} = \frac{12EI}{L^3}$	(I); los segundos momentos de área de la sección transversal de la barra, en el eje "z" o "y".
Rigidez mixta flexión-cortante	Según las características de la flexión cuando el momento flector no es constante sobre una barra prismática aparecen también esfuerzos cortantes, eso hace que al aplicar esfuerzos de flexión aparezcan desplazamientos verticales y viceversa	$K_{mcf} = \frac{6EI}{L^2}$	(I); los segundos momentos de área de la sección transversal de la barra, en el eje "z" o "y".
Rigidez torsional	la relación entre el momento tursor aplicado en uno de sus extremos y el ángulo girado por este extremo, al mantener fijo el extremo opuesto de la barra	$K_{tors} = \frac{GJ}{L}$	(G); el módulo elástico transversal, (I); es el momento de inercia torsional

(Fuente: Elaboración Propia)

2.6.2. Ecuación Fundamental del Equilibrio Estático

Al aplicar a un cuerpo una determinada carga (o cargas) externa este experimenta en su composición interior esfuerzos de respuesta que representan una de las principales condiciones del equilibrio estático en todos los sistemas estructurales, siendo esta condición que toda aplicación externa es equivalente a la sumatoria total de las reacciones internas originadas en los elementos que componen el cuerpo.

En la *Figura 2.3* se observa la aplicación de la ecuación de equilibrio estático (tridimensional) el elemento infinitesimal de un material elástico-lineal.

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \tau_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \tau_{13}}{\partial x_3} + \beta_1 = 0 \quad \dots \quad (2.11)$$



$$\frac{\partial \tau_{21}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_2}{\partial x_2} + \frac{\partial \tau_{23}}{\partial x_3} + \beta_2 = 0 \quad \dots \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial \tau_{31}}{\partial x_1} + \frac{\partial \tau_{32}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_3}{\partial x_3} + \beta_3 = 0 \quad \dots \quad (2.13)$$

Donde se asume que el material infinitesimal se encuentra en equilibrio rotacional, es decir

$$\tau_{ij} = \tau_{ji}$$

La fuerza del cuerpo, β_i se expresa por unidad de volumen en la dirección i , representando las fuerzas de gravedad o gradientes de presión de poro.

Sin embargo en ingeniería estructural la ecuación fundamental de equilibrio estático es representada en términos del esfuerzo resultante, en lugar de las variaciones de los esfuerzos en los tres ejes. Siendo la fuerza o carga resultante el producto de la integración del esfuerzo normal (o de ser el caso cortante) aplicado en una superficie, de igual forma para el momento resultante se integra los esfuerzos aplicados en una superficie multiplicada por la distancia perpendicular al eje de referencia.

Siendo el proceso principal del análisis estático de estructuras la cuantificación de fuerzas y momentos que puedan darse en un elemento diferencial, miembro estructural o para el sistema en conjunto, por ende se definen las siguientes ecuaciones de equilibrio, por convención:

$$\begin{aligned} \Sigma F_x = 0 & \quad ; \quad \Sigma F_y = 0 & \quad ; \quad \Sigma F_z = 0 \\ \Sigma M_x = 0 & \quad ; \quad \Sigma M_y = 0 & \quad ; \quad \Sigma M_z = 0 \dots \end{aligned} \quad (2.14)$$

Para estructuras bidimensionales, solo se consideran tres ecuaciones (*Wilson, 2004*)

2.6.3. La compatibilidad de deformaciones

De acuerdo con Wilson (2004) para calcular el desplazamiento absoluto de un punto en un sólido continuo se procede mediante integración de la deformación con respecto a una condición de borde fija, dicha integración podrá ser conducida a través de muchas vías o trayectorias diferentes. Siendo una solución compatible si el desplazamiento en todos los puntos no es una función de la trayectoria, dicho de otra manera una solución es compatible si el desplazamiento implica la existencia de un campo único de desplazamiento definido.

En general en el análisis de un sistema estructural de elementos discreto, todos los elementos conectados a un nodo en común (unión o punto nodal) deben tener el mismo desplazamiento absoluto. Si se conocen los desplazamientos nodales, todas las deformaciones del elemento pueden ser calculados en base a las ecuaciones básicas de la geometría. En un análisis de elemento finito basado en el desplazamiento se satisface la compatibilidad de desplazamiento



nodal. Mas no es necesario que los desplazamientos en la parte lateral de los elementos sean compatibles si dicho elemento pasa la prueba de grupo conforme.

La prueba de grupo es la asociación de un conjunto elementos finitos sujetos a desplazamientos nodales con deformaciones constantes, y el resultado de un análisis de elemento finito cualquiera del grupo de elementos arroje una deformación constante

Partiendo de la proposición de deformación-desplazamiento. Un cuerpo esta deformado cuando las posiciones relativas de sus puntos han cambiado con el movimiento (un sólido rígido mantiene estables sus posiciones). Cuando se aplican fuerzas exteriores a un cuerpo, la posición de cada punto (elemento infinitesimal) que lo compone, en general, se modifica. Definimos el desplazamiento de un punto como el vector que une el punto original con el desplazado.

Las componentes x, y, z (para tres dimensiones) del desplazamiento son denominadas con las letras, u_1, u_2 y u_3 respectivamente. Por tanto, un punto que estuviera inicialmente en la posición (x, y, z) se moverá al punto $(x + u_1, y + u_2, z + u_3)$. En general, u_1, u_2 y u_3 serán función de x, y, z .

En un modelo unidimensional Figura 2.4 se demuestra el concepto de deformación para el eje x .

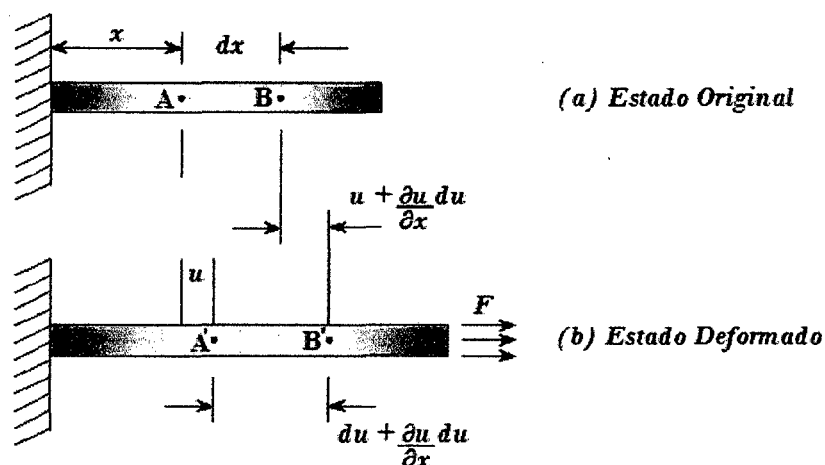


Figura 2. 4: Comportamiento unidimensional de un elemento elástico deformado axialmente

$$\epsilon = \frac{\Delta}{L}$$

De la Figura 2.4. Se puede determinar:

$$\epsilon_1 = \frac{\left(\frac{\partial u_1}{\partial x_1}\right) dx}{dx} = \frac{\partial u_1}{\partial x_1}$$



Por último la compatibilidad de deformaciones de cualquier elemento finito, miembro o sistema estructural es representada, según las siguientes expresiones (Wilson, 2004):

$$\varepsilon_1 = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} \quad \dots \quad (2.15a)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \quad \dots \quad (2.15b)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \quad \dots \quad (2.15c)$$

$$\gamma_{12} = \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \quad \dots \quad (2.16a)$$

$$\gamma_{13} = \frac{\partial u_1}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \quad \dots \quad (2.16b)$$

$$\gamma_{23} = \frac{\partial u_2}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_2} \quad \dots \quad (2.16c)$$

Donde ε_i y γ_{ij} son las deformaciones lineal y angular respectivamente, los desplazamientos u_1 , u_2 y u_3 pueden ser asumidos o calculados, por último la rotación o desplazamiento angular es similar.

2.6.4. Respuesta estática de sistemas estructurales

El análisis estático es aplicable a un sistema estructural siempre y cuando se le apliquen cargas externas constantes en el tiempo. La respuesta estática viene a ser el equilibrio en los nodos de una estructura, obteniéndose el resultado en forma matricial (generalizando la respuesta estática a sistemas de varios grados de libertad). $\mathbf{R} = \mathbf{A} * \mathbf{r}$, donde \mathbf{R} es la carga externa; \mathbf{r} la reacción interna de un elemento estructural y \mathbf{A} es una matriz de transformación en función de la geometría de los elementos estructurales que la componen.

En este caso la hipótesis de estudio de la estructura sería como un sistema elástico-lineal, por lo que $\mathbf{r} = \mathbf{k} * \mathbf{d}$, como ya hemos visto antes \mathbf{k} es la matriz de rigidez y \mathbf{d} , la deformación del elemento que es cuantificable de la forma: $\mathbf{d} = \mathbf{B} * \mathbf{u}$; donde \mathbf{B} es la matriz que relaciona la deformación con el desplazamiento vectorial \mathbf{u} . Finalmente, reemplazando las ecuaciones anteriores se puede expresar la respuesta estática o ecuación de equilibrio en los nodos como: $\mathbf{R} = \mathbf{K} * \mathbf{u}$, donde \mathbf{K} es la matriz global de rigidez compuesta por \mathbf{A} , \mathbf{B} y \mathbf{k} .

En conclusión las ecuaciones fundamentales del análisis estático tienen como objetivo:



- a) Determinar de forma precisa como las reacciones internas son generadas en un sistema estructural dado la configuración de este (geometría, propiedades mecánicas, tipos de apoyos) y dadas las cargas externas que lo solicitan.
- b) Cuantificar las deformaciones de sus elementos.
- c) Determinar la respuesta estática, expresando las deformaciones en términos de desplazamientos absolutos en sus nodos (puntos de convergencia de los elementos).

2.7. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL ACERO ESTRUCTURAL

Como ya se ha mencionado antes el acero es un material que se destaca por poseer una mayor resistencia en comparación con otros materiales como la madera, la mampostería y el concreto, además a diferencia de la mampostería y el concreto el acero es resistente también a tracción es decir que es un material resistente a varios tipos de solicitaciones estructurales. En la *Figura 2.5* se presenta los diagramas típicos de Esfuerzo-Deformación en el acero estructural (Zapata, 2004: 2-3). Basada en la aplicación de fuerzas de tracción a una muestra de prueba.

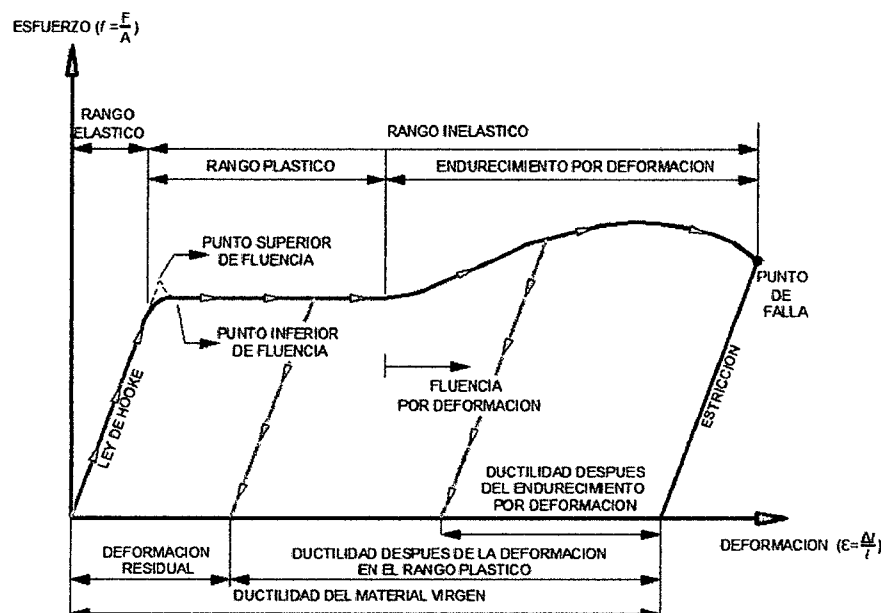


Figura 2. 5: Comportamiento Esfuerzo-Deformación del Acero en los rangos Elástico e Inelástico.

Como se puede ver en la figura anterior el acero estructural presenta un comportamiento elástico lineal donde se cumple la *Ley de Hooke* hasta el límite elástico (o punto máximo de recta conocido como límite de proporcionalidad), cuando el esfuerzo produce una brusca deformación sin ningún incremento de esfuerzo se encuentra en el rango plástico donde la tangente a la curva es horizontal, siendo para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos se basan en este valor. La deformación suscitada en el rango plástico generalmente es igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación en el rango elástico.



Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación en la que se requieren esfuerzos adicionales para para producir deformaciones mayores, llegando al esfuerzo máximo de la curva para luego descender poco a poco hasta el punto de falla, que según McCormac y Csernak (2012) el rango en aceros dulces tiene deformaciones unitarias que oscilan entre 150 a 200 veces la deformación de rango elástico. En la zona de falla se da el fenómeno de estricción del elemento (reducción de la sección transversal). Ver Figura 2.6.

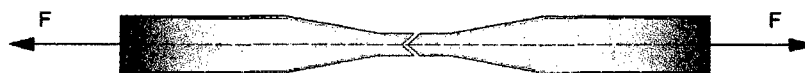


Figura 2. 6: Estricción del elemento en tracción.

2.8. DEFINICIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ELÁSTICO Y PLÁSTICO

Los métodos de diseño de estructuras de acero son producto del estudio del comportamiento mecánico del mismo en relación esfuerzo-deformación que presenta el elemento. En la actualidad casi todas las estructuras de acero existentes se diseñan con *métodos elásticos*. El proyectista estima las cargas de trabajo o servicio (cargas que actuarán a lo largo de la vida útil en la estructura), y diseña los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado en el acero. Aunque el término "diseño elástico" se usa comúnmente para describir este método, los términos "diseño por esfuerzos permisibles" o "diseño por esfuerzos de trabajo" son los más apropiados. Muchas de las especificaciones para este método se basan en el comportamiento plástico o en la resistencia última y no en el comportamiento elástico.

El diseño plástico se basa en el rango de ductilidad plástica en este método se calculan las cargas de trabajo y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso, conociéndose también este método como diseño al colapso. La ventaja de este diseño es que se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico (McCormac y Csernak, 2012).

2.9. ESPECIFICACIÓN AISC 2010

La mayoría de las estructuras están regidas por especificaciones o normas que suministran al proyectista estándares o ratios que son desarrollados por varias organizaciones y contienen las opiniones más valiosas de esas instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería, la presente especificación no es la excepción.

El instituto americano de la construcción en acero de siglas AISC (*American Institute of Steel Construction*), se dedica desde hace varias décadas a la investigación y publicación de normas para el diseño, la construcción y el montaje de estructuras de acero así como también el control de calidad



de las mismas (Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012) La versión que desarrollara este trabajo es AISC – 2010, Esta especificación en esencia viene a ser la misma que su versión 2005, con la excepción del Capítulo N, Control de Calidad y Aseguramiento de la Calidad.

Las especificaciones AISC – 2010 se basan en dos métodos de diseño, el Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD desarrollado desde 1986) y el Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD), ambos métodos son igualmente aceptables, pero las disposiciones respectivas son distintas, en consecuencia no pueden combinarse indiscriminadamente ya que su resultado sería impredecible e inseguro. Los métodos descritos consideran los siguientes factores y resistencias:

2.9.1. Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Según el AISC (2010), la resistencia nominal se multiplica por un factor de resistencia ϕ , y la resistencia de diseño obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para combinaciones de carga LRFD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable (RNE E.090 (1.4-1) – (1.4-6)).

2.9.2. Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)

Según el AISC (2010), la resistencia nominal se divide por un factor de seguridad Ω , y la resistencia admisible obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para combinaciones de cargas ASD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable (RNE E.090 Cap. 1.4).

El presente trabajo desarrollara el método LRFD, a lo largo de los siguientes capítulos; todos los factores, consideraciones, parámetros y nomenclatura son propuestos por el diseño en base a factores de carga y resistencia.

2.10. CONFIABILIDAD Y ESPECIFICACIONES LRFD

La confiabilidad se refiere al porcentaje estimado de veces que la resistencia de una estructura será igual o excederá a la carga máxima aplicada a ella durante su vida estimada (50 años para edificaciones). Los investigadores del método LRFD desarrollaron un procedimiento razonable para estimar la confiabilidad de los diseños, ajustando los factores ϕ de resistencia para que los proyectistas fuesen capaces de obtener los porcentajes de confiabilidad mencionados.

McCormac y Csernak, (2012) aseguran que el método LRFD ha configurado sus factores para establecer un porcentaje de confiabilidad de 99.7%, dicho de otro modo el 0.03% de las edificaciones construidas por este método estarán sobrecargadas en el intervalo plástico (o también pueden encontrarse en el intervalo de endurecimiento por deformación),



produciéndose algún daño ligero. Se establece la siguiente relación para considerar la estructura como segura:

$$R \geq Q \quad \dots \quad (2.18)$$

Siendo R , la resistencia que debe tener la estructura y Q la carga máxima esperada durante toda la vida útil de la estructura (50 años). Los valores R y Q son aleatorios no pudiéndose determinar al 100% que se cumpla la ecuación (2.1), no importando la precisión de diseño siempre existirá una pequeña posibilidad de que Q sea mayor que R . El factor ϕ tiene el propósito de transmitir un margen de seguridad entre R_n y Q_n para tener cuidado cuando la carga real exceda el valor medio (R_m o Q_m) y una desviación estándar.

En resumen, para simplificar la teoría probabilística del método LRFD se tiene que el efecto de carga Q y la resistencia R son asumidos por un análisis estadístico aleatorio de variables independientes con una distribución como se muestra en la *Figura 2.7* dejando el margen de seguridad como:

$$M = R - Q$$

Como M es ancho y positivo entonces existe un margen de seguridad $R < Q$, Sin embargo, por lo que Q y R son variables aleatorias y están definidos por M que es una variable normal aleatoria, entonces existe la probabilidad que falle cuando $M < 0$, en la *Figura 2.7* se puede observar una distribución probabilística para M , donde la parte sombreada representa la probabilidad de falla.

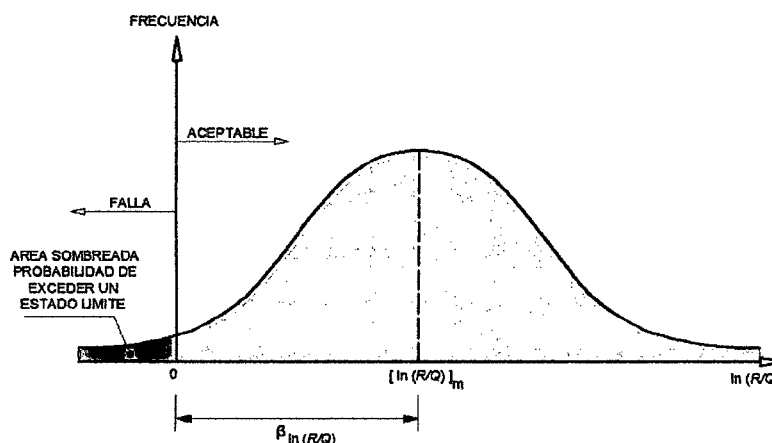


Figura 2. 7: Definición de índice de confiabilidad (Smith, 1988).

El estado límite se infringe si $\ln(R/Q)$ es negativo (falla representada por área sombreada de la *Figura 2.7* mientras más pequeña es esa área, más confiable es el elemento estructural, siendo dependiente de dos factores; el ancho de la curva de distribución que es definida por su desviación estándar y de su factor β que se denomina como el índice de confiabilidad. Cuando más grande es este índice menos es la probabilidad de exceder un estado límite. En la siguiente expresión se tiene:

$$\left[\beta * \sigma_{\ln(R/Q)} = \beta * \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \right] = \ln\left(\frac{R}{Q}\right) \quad \dots \quad (2.19)$$



Dónde:

$$V_R = \frac{\sigma_R}{R_m} \dots (2.20)$$

De las ecuaciones anteriores se obtiene la fórmula para determinar el índice de confiabilidad (β):

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \dots (2.21)$$

Los valores de R_m y Q_m son valores medios de la resistencia R y del efecto de carga Q , respectivamente, y V_R y V_Q son los factores de variación. Como resultado del trabajo anterior es posible diseñar un elemento particular de acuerdo con una cierta edición de las especificaciones AISC, y con la información estadística apropiada, calcular el valor β para el diseño. Este proceso se denomina calibración (Smith, 1988).

2.11. VENTAJAS DEL MÉTODO LRFD

De acuerdo a lo dicho anteriormente el AISC ha introducido el método LRFD con la finalidad primordial de brindar una mayor confiabilidad para todas las estructuras de acero y para todo tipo de cargas; además esta propuesto con índices y factores susceptibles a mejorarlos con los avances que se logren en el curso de los años del campo del diseño estructural.

En el método de diseño por esfuerzos permisibles (DEP) se usaba el mismo factor de seguridad para las cargas muertas como para las vivas, mientras el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) usa un factor de carga mucho menor para las cargas muertas ya que estas se pueden determinar con mayor precisión que las vivas.

En los edificios tradicionales la relación de la carga viva con la muerta varía aproximadamente entre 0.25 a 4.0, presentándose valores aún mayores para estructuras muy livianas. En los edificios de acero de baja altura por lo general se tienen valores altos para esta relación. En el método DEP usaron los mismos factores de seguridad indistintamente para ambos tipos de carga (carga muerta y carga viva), obteniendo así miembros estructurales más pesados que aumentaban los factores de seguridad cada vez más conforme decrecía la relación de la carga viva con la muerta.

Finalmente en la relación de carga viva sobre carga muerta menor a 3 el método LRFD ofrece ahorros de peso del acero hasta 1/6 en columnas y miembros a tensión y cerca de 1/10 en vigas. Por otro lado si la relación anterior es muy grande no habrá mayor diferencia entre ambos métodos (McCormac y Csernak, 2012).



2.12. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El método LRFD en su especificación plantea que la resistencia de diseño (ϕR_n) de cada componente estructural sea mayor o igual a la resistencia requerida (AISC, 2010). Dicho eso, el diseño se realizara conforme a la Ecuación siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad \dots \quad (2.30)$$

2.12.1. Resistencia Requerida (R_u).

Las cargas antes mencionadas pueden actuar simultáneamente mediante combinaciones de carga, produciendo los máximos esfuerzos o deformaciones. Mediante estas combinaciones se procede a un análisis estructural para determinar la resistencia requerida de los miembros estructurales y conexiones. Se acepta el diseño mediante análisis elástico, inelástico o plástico. El presente diseño se desarrollara conforme a un análisis Elástico.

Conforme a la sección B2 de las especificaciones AISC (*American Institute of Steel Construction*), establece que las cargas y combinaciones de carga serán definidas por la normativa de edificación aplicable, por tal motivo se consideraran las Normas E.020 y E.090. Del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Las siguientes combinaciones son las que prescribe nuestra norma (*combinaciones del 1.4-1 al 1.4-6 correspondientes al método LRFD*):

$$1.4D \quad \dots \quad (2.31)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \dots \quad (2.32)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W) \quad \dots \quad (2.33)$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \dots \quad (2.34)$$

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \quad \dots \quad (2.35)$$

$$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E) \quad \dots \quad (2.36)$$

Donde los coeficientes son los factores de carga.

D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

L_r: Carga viva en las azoteas.

W: Carga ejercida por el viento.

S : Carga ejercida por la nieve.

E : Carga de sismo conforme a la Norma E.030.

R : Carga por lluvia o granizo.

NOTA: Según el RNE (2010), la combinación (2.36) se aplica cuando la carga muerta excede ocho veces la carga viva.



2.12.2. Resistencia Nominal (R_n).

Las estructuras sometidas a las combinaciones de carga apropiadas, no pueden exceder su estado límite o resistente. Los requerimientos de diseño en integridad estructural del código LRFD deberán estar basados en resistencias nominales en lugar de resistencias de diseño. Para conexiones los estados límite basados en fluencia de sus componentes no necesitan ser considerados para cumplir el requerimiento de integridad estructural (AISC, 2010).

2.12.3. Factor de Resistencia (ϕ).

Como ya se había mencionado antes este factor utilizado por el método LRFD se basa en investigaciones, experiencia y el dictamen del comité del AISC. Con la finalidad de tomar en cuenta las posibles variaciones inevitables de las resistencias de los materiales, imprecisión de dimensiones de elementos, la corrosión de los mismos, los efectos medioambientales (viento, nieve, precipitaciones, sismos, etc.) hasta la mano de obra (maltrato que le dan los trabajadores a los elementos tanto en la fabricación como en el montaje). Entonces el factor ϕ (por lo general menor que 1) multiplica a la resistencia Nominal para asegurar el diseño y brindar confiabilidad. Pudiendo ser modificado para mayor precisión en sus ediciones posteriores.

Algunos valores del factor de resistencia para elementos de acero son como sigue:

Cuadro 2. 3: Factores de Reducción de Resistencia.

SÍMBOLO	VALOR	DESCRIPCIÓN
ϕ_c	0.90	<i>Para elementos sometidos a compresión axial</i>
ϕ_v	0.90	<i>Para elementos sometidos a corte</i>
ϕ_b	0.90	<i>Para elementos sometidos a flexión</i>
ϕ_t	0.90	<i>Para elementos sometidos a tensión por fluencia</i>
ϕ_r	0.75	<i>Para elementos sometidos a tensión por ruptura</i>

2.13. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ALMA LLENA:

Algunos elementos que poseen dos dimensiones muy pequeñas en relación con la tercera, construidas para resistir además de la tracción y la compresión efectos como la flexión y el esfuerzo cortante bajo la acción de cargas generalmente perpendiculares a su directriz o eje neutro (vigas, columnas, etc.). Las alas de estas barras están unidas por una pared llena designada con el nombre de alma. Los miembros de alma llena están constituidos por perfiles laminados en caliente y se caracterizan por la sencillez de su geometría, frente a las vigas de celosía.

En el presente capítulo estudiaremos primero a los elementos estructurales de alma llena, después se trabajará con sistemas de armaduras de celosía.



2.13.1. TIPOS DE PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL

En un sistema estructural de acero, sus miembros pueden ser de perfiles simples laminados o estar compuestos de dos o más perfiles laminados incluso placas, unidos mediante soldaduras o conectadas con pernos. Debido al incremento y competitividad en la industria de la construcción en acero la finalidad del ingeniero proyectista es elegir o combinar el mejor elemento estructural teniendo en cuenta la seguridad la estética y la economía (salvo casos en los cuales se necesiten miembros muy pesados o secciones transversales particulares).

2.13.1.1. Aceros al Carbono

Las características generales del acero al carbono según el AISC (2010) son:

1. Máximo contenido para elementos que no sobrepasan las siguientes cantidades; Manganeso 1.65%; silicio 0.60%; cobre; 0.60%.
2. El mínimo que se especifica no sobrepase el 0.40%
3. En el reglamento del AISC no se especifica un contenido mínimo para otros elementos añadidos para obtener una aleación deseada.

Cuadro 2. 4: Tipos de Rigidez en prisma recto de sección Regular.

ESPECIFICACIONES ASTM PARA VARIOS TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES														
Tipo de Acero	Designación ASTM	Esfuerzo Mínimo de fluencia Fy (ksi)	Resistencia Mínima a la Tracción Fu (ksi)	Aplicado a varias Secciones										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo Acero	
											Rect.	Circu		
Carbón	A36	36	58-80 ^b											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
	50		62											
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100										
		Gr. 55	55	70-100										
De Alta Resistencia y baja Aleación	A572	Gr. 42	42	60										
		Gr. 50	50	65 ^d										
		Gr. 55	55	70										
		Gr. 60 ^e	60	75										
		Gr. 65 ^e	65	80										
	A618 ^f	Gr. I&II	50 ^g	70 ^g										
		Gr. III	50	65										
	A913	50	50 ^h	60 ^h										



	60	60	75																
	65	65	80																
	70	70	90																
	A992	50	65 ⁱ																
De Alta Resistencia y baja Aleación Resistente a la Corrosión Atmosférica	A242	42 ⁱ	63 ⁱ																
		46 ^k	67 ^k																
		50 ^j	70 ^j																
	A588	50	70																
	A847	50	70																

= Preferentemente material especificado

= No se aplica el material especificado

= Otro Material Especificado aplicable, la disponibilidad del cual puede ser confirmado anterior a lo especificado

- El acero **A36** proporciona un punto de fluencia mínimo $F_y = 36$ [klb/pulg²=ksi] en todos los perfiles y placas estructurales de hasta 8 pulgadas de espesor. Es el más utilizado para estructuras de puentes, edificaciones, etc.
- El acero **A242** es un acero que resiste a la corrosión superficial, entonces se lo utiliza en casos donde la resistencia a la corrosión atmosférica por lo menos es equivalente a 4 veces la del acero al carbono para usos estructurales.
- El acero **A588** es el más empleado en el trabajo estructural. Proporciona un punto de fluencia $F_y = 50$ [klb/pulg²=ksi] en placas de hasta 4 pulgadas de espesor.
- El acero **A572** especifica aceros HSLA de columbio-vanadio en cuatro grados con punto de fluencia mínimos de 42, 50, 60 y 65 [ksi]. El grado 42 en espesores de 6 pulgadas y el grado 50 en espesores de 4 pulgadas se usan mayormente para puentes soldados.
- El acero **A573**, como se puede apreciar en el *Cuadro 2.4* está disponible en tres grados de resistencia para aplicaciones en placas.

(AISC, 2010)

NOTA: los aceros de baja aleación y de alta resistencia se los utiliza para construcción de maquinarias y no para diseño de estructuras (Bowles, 1993).



2.13.1.2. Tipos de Perfiles

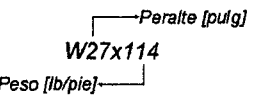
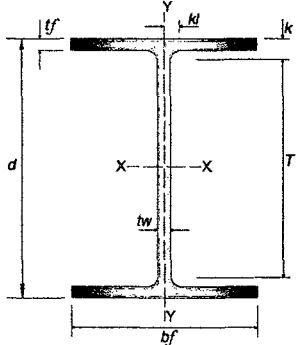
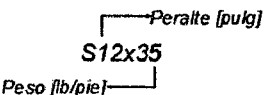
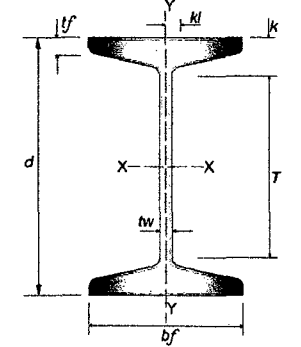
Los investigadores McCormac y Csernak (2012), comentan que las primeras aplicaciones de los perfiles a la construcción de edificaciones datan desde 1884 con la invención del rascacielos una estructura reticular de vigas y columnas de acero laminado tipo I cuyo aporte se le atribuye al ingeniero William LeBaron Jenney, que ideó esta estructura en los Estados Unidos aparentemente en una huelga de albañiles, hasta ese momento los edificios en Estados Unidos se construían con muros de carga de ladrillos de gran espesor. Posterior a este se construyeron el edificio de la Rand-McNally de Chicago en 1890 el cual fue hecho íntegramente de acero. En Francia se construyó la torre Eiffel en 1889 con una altura de 300 metros aproximadamente.

En 1896 la asociación americana de fabricantes de Acero, actualmente llamada Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI) estandarizó los perfiles fabricados en la época, en la actualidad estandariza todo tipo de aceros estructurales que pueden laminarse en diversas formas y tamaños económicos. Los miembros más convenientes son los que poseen grandes momentos de inercia, en relación a su área (perfiles I, T y C, etc.).

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. A continuación se ha elaborado un cuadro donde se define de manera simplificada algunos tipos de perfiles mayormente usados en el medio local y proporcionando también su nomenclatura comercial:



Cuadro 2. 5: Tipos de Perfiles comerciales utilizados en la región.

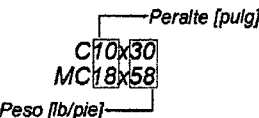
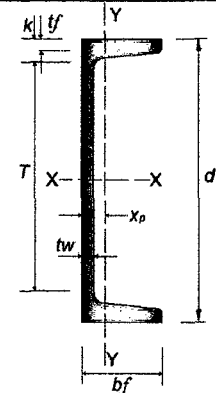
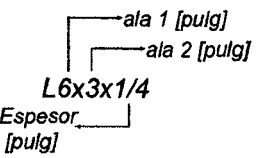
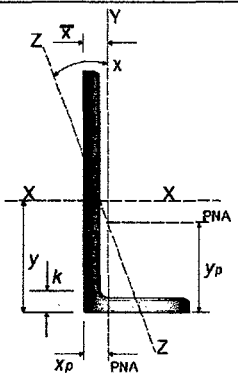
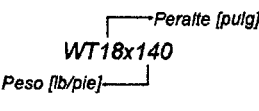
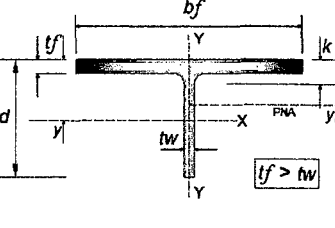
TIPO	DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	SECCIÓN TRANSVERSAL	DIMENSIONES
W	<p>Son miembros de patín ancho cuya superficie interna es paralela a la superficie externa con una pendiente máxima de 1:20 en el interior, dependiendo de su procedencia y fabricación. Los perfiles W presentan un elevado momento de inercia preferentemente utilizados como vigas.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;">  W27x114 Peralte [pulg] Peso [lb/pie] </p> <p>Que representa 27 pulg. de peralte y 114 lb/pie de peso.</p>		<p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y kl = Distancia con curvatura en el eje X $X = \text{Eje } X-X$ $Y = \text{Eje } Y-Y$</p>
S	<p>Este tipo de perfiles fueron los primeros en fabricarse en Estados Unidos, poseen una pendiente de 1:6 en el interior de sus patines, como se puede observar estos perfiles a diferencia de los perfiles W no presentar espesores constantes, además de poseer una curvatura al extremo de las alas que dificulta las conexiones con otros miembros. Mayormente son utilizados en la construcción de puentes ya que su pendiente facilita el escurrimiento del agua o nieve acumulable.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;">  S12x35 Peralte [pulg] Peso [lb/pie] </p> <p>Que representa 12 pulg. de peralte y 35 lb/pie de peso.</p>		<p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y kl = Distancia con curvatura en el eje X $X = \text{Eje } X-X$ $Y = \text{Eje } Y-Y$</p>



M	<p>Los perfiles M forman parte de un grupo de miembros estructurales tipo H son un tipo especial de elementos que difícilmente se encuentran en el mercado, por lo que su fabricación es mas a pedido.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $\begin{array}{l} \text{Peralte [pulg]} \\ \text{M8x6.5} \\ \text{Peso [lb/pie]} \end{array}$ </p> <p>Que representa 8 pulg. de peralte y 6.5 lb/pie de peso.</p>		<p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y kl = Distancia con curvatura en el eje X X = Eje X-X Y = Eje Y-Y</p>
TIPO	DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	SECCIÓN TRANSVERSAL	DIMENSIONES
HP	<p>Perfiles de almas más gruesas que las W regulares, para resistir mejor el impacto de hincado. El ancho y la altura de sus secciones son aproximadamente iguales al igual que sus patines y almas. Son utilizados en el diseño de pilotes de acero para las fundaciones de estructuras como pueden ser puentes, edificios, etc.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $\begin{array}{l} \text{Peralte [pulg]} \\ \text{HP12x74} \\ \text{Peso [lb/pie]} \end{array}$ </p> <p style="text-align: center;">$tw > tf$</p> <p>Que representa 8 pulg. de peralte y 6.5 lb/pie de peso.</p>		<p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y kl = Distancia con curvatura en el eje X X = Eje X-X; Y = Eje Y-Y</p>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 "EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS APLICADO A
 CUBIERTAS SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AISC – 2010 POR EL MÉTODO LRFD"



<p style="text-align: center;">C MC</p>	<p>Los perfiles tipo C tienen diversas aplicaciones en la construcción debido a que poseen espalda plana fácil de conectar con cualquier otro elemento también plano como placas mediante soldadura, pernos. Remaches, etc.</p> <p>Mientras los MC al igual que los M son conforme a los requerimientos del diseñador o constructor ya que no son muy comerciales.</p>	<p>Ejemplo:</p>  <p>Que representa 10 pulg. de peralte y 30 lb/pie de peso para el canal C. y 18 pulg. de peralte y 58 lb/pie para el canal MC.</p>	 <p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y k_l = Distancia con curvatura en el eje X X = Eje X-X Y = Eje Y-Y</p>
<p style="text-align: center;">L</p>	<p>La aplicación de perfiles L es favorable para abaratar costos ya que su sección permite minimizar el peso considerablemente además de un mejor comportamiento con cargas de viento. Su sección lo conforman dos alas perpendiculares entre sí, pudiendo ser de igual magnitud.</p>	<p>Ejemplo:</p>  <p>Que representa 6 pulg. de la ala 1, 3 pulg. de la ala 2 y 1/4 pulg. de espesor.</p>	 <p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma T = Distancia sin curvatura k = Distancia con curvatura en el eje Y k_l = Distancia con curvatura en el eje X X = Eje X-X Y = Eje Y-Y</p>
<p style="text-align: center;">WT MT</p>	<p>Los perfiles WT tienen una aplicación satisfactoria en sistemas de armaduras soldadas ya que pueden conectar fácilmente a esta. También se pueden obtener al cortar en dos una W. Los perfiles MT su fabricación es a pedido con las dimensiones que desee el ingeniero proyectista.</p>	<p>Ejemplo:</p>  <p>Que representa 18 pulg. de peralte y 140 lb/pie. de peso.</p>	 <p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma k = Distancia con curvatura en el eje Y X = Eje X-X; Y = Eje Y-Y</p>



ST	<p>Los perfiles ST se obtienen de los perfiles S, tienen la ventaja de que sus peraltes no varían con respecto a los perfiles WT.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $ST12 \times 60.5$ Peralte [pulg] Peso [lb/pie] </p> <p>Que representa 12 pulg. de peralte y 60.5 lb/pie. de peso.</p>		<p>d = Profundidad, tamaño bf = Ancho del Ala tf = Espesor del Ala tw = Espesor del Alma k = Distancia con curvatura en el eje Y X = Eje X-X; Y = Eje Y-Y</p>
2L	<p>Los perfiles 2L son apropiados para trabajar como miembros a tracción en armaduras utilizadas en techos, son producto de la unión por soldadura o enlaces (cada 1.2 m o 1.5 m para prevenir la vibración) de dos ángulos L, de alas iguales o no, dependiendo del proyectista. Tienen mayor resistencia que los perfiles simple angulares (L).</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $2L2 \times 2 \times 1/2$ Ala 1 [pulg] Ala 2 [pulg] Espesor [pulg] </p> <p>Siendo 2 pulg. la longitud de ambas alas y $1/2$ el espesor del perfil</p>		<p>S = Distancia entre perfiles angulares X = Eje X-X Y = Eje Y-Y</p>
HSS	<p>Este tipo de perfil HSS son formados en frio, posee mejor comportamiento a la torsión, a la compresión y es fácil de pintar, de sección rectangular puede ser también cuadrado dependiendo de lo que especifique su nomenclatura. Son perfiles de uso expuesto para minimizar las cargas de viento o simplemente por razones estéticas.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $HSS20 \times 12 \times 1/8$ Peralte [pulg] Base [pulg] Espesor [pulg] </p> <p>Siendo 20 pulg. de peralte, 12 pulg. de Base y $1/8$ pulg. de espesor</p>		<p>bf = Ancho del Tubo tf = Espesor del tubo k = Distancia con curvatura en el eje Y X = Eje X-X; Y = Eje Y-Y</p>



<p>HSS (circu lar)</p>	<p>Esta sección al igual que el perfil rectangular y cuadrado HSS son utilizados para uso expuesto. El perfil circular proporciona alta resistencia a fuerzas externas producidas por el viento o cualquier acción violenta que pueda dañar la estructura.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $\begin{array}{l} \text{Diámetro [pulg]} \\ \text{HSS5x1/8} \\ \text{Espesor [pulg]} \end{array}$ </p> <p>Dónde: 5 es el diámetro en pulgadas y 1/8 es el espesor.</p>		<p>$D =$ Diámetro del tubo $t =$ Espesor del tubo</p> <p>$X =$ Eje X-X $Y =$ Eje Y-Y</p>
<p>MC o SC</p>	<p>Los perfiles combinados son elementos estructurales que a criterio del ingeniero proyectista son posibles soluciones para aplicaciones diversas pueden ser MC de la combinación de los perfiles M y C, o también el perfil combinado SC de acuerdo a las solicitaciones de la estructura</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $\begin{array}{l} \text{Peralte [pulg]} \\ \text{M24 x 80} \\ \text{C12 x 21} \\ \text{Peso [lb/pie]} \end{array}$ </p> <p>Dónde: 24 y 12, 80 y 21 son los peraltes y pesos de los perfiles M y C respectivamente</p>		<p>$y' =$ Distancia superior del eje centroidal $y'' =$ Distancia inferior del eje centroidal</p> <p>$X =$ Eje X-X $Y =$ Eje Y-Y</p>
<p>REDO A36- CUAD A36- PLAT A36</p>	<p>Las barras lisas se aplican especialmente para conformar bridas, montantes, pasadores, etc. en elementos como cerchas tipo Warren plana, pratt plana, y en cruces de san Andrés. Sin embargo las barras de sección circular son de difícil conexión con otras estructuras además de poseer poca rigidez y se flexionan fácilmente por acción de su propio peso. Las platinas son perfiles cuya función principal es la de rigidizar perfiles a lo largo de su longitud, utilizadas como enlaces para evitar su vibración.</p>	<p>Ejemplo:</p> <p style="text-align: center;"> $\begin{array}{l} \text{Diámetro [pulg]} \\ \text{REDO } \varnothing 3/8 \\ \text{Lado [pulg]} \\ \text{CUAD } 1/4 \\ \text{Ancho [pulg]} \\ \text{PLAT } 3/16 \times 5/8 \\ \text{Espesor [lb/pie]} \end{array}$ </p> <p>Dónde: para la platina 3/16 representa el espesor y 5/8 al ancho.</p>		<p>$\varphi =$ Diámetro de la barra</p> <p>$X =$ Eje X-X $Y =$ Eje Y-Y</p>

[Fuente: Elaboración Propia]

2.13.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN

Existen miembros estructurales que trabajan solo a tracción pura, como en tijerales o cerchas planas por lo general las bridas inferiores no están exentas de este comportamiento, su diseño viene a ser uno de los más sencillos de todos los comportamientos del acero del campo de la ingeniería estructural. Cuando se aplica una fuerza de tracción a través del eje de un miembro el resultado es un esfuerzo de tracción uniforme en cada parte de su sección transversal. Ver *Figura 2.8:*

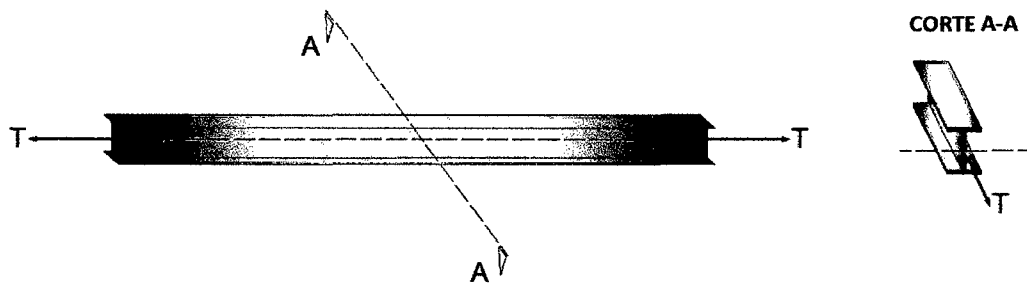


Figura 2. 8: Elemento estructural sometido a tracción pura.

Según Segui (2013) las fuerzas de tracción que no actúan a lo largo del eje centroidal causan una flexión adicional a la tracción al igual que fuerzas laterales a esta. Como se ha mencionado anteriormente uno de los miembros más simples utilizados a tracción son las barras de sección circular mayormente usados en bridas. Actualmente el uso de cables se ha incrementado en estructuras de techo suspendido, mientras en los sistemas conectados miembro a miembro de distinta sección y tipo de perfiles sometidos a tensión es preferible utilizar; ángulos simples, ángulos dobles, secciones T, canales, secciones W o secciones armadas a base de placas o perfiles laminados. Estos miembros son más rígidos, dan mejor apariencia y además se conectan más fácilmente.

2.13.2.1. Perfiles usados como Miembros sometidos a Tensión:

En la figura (9) se muestran una variedad de perfiles resistentes a tracción axial, así como algunos casos de perfiles combinados por placas o por enlaces (Zapata, 2004).

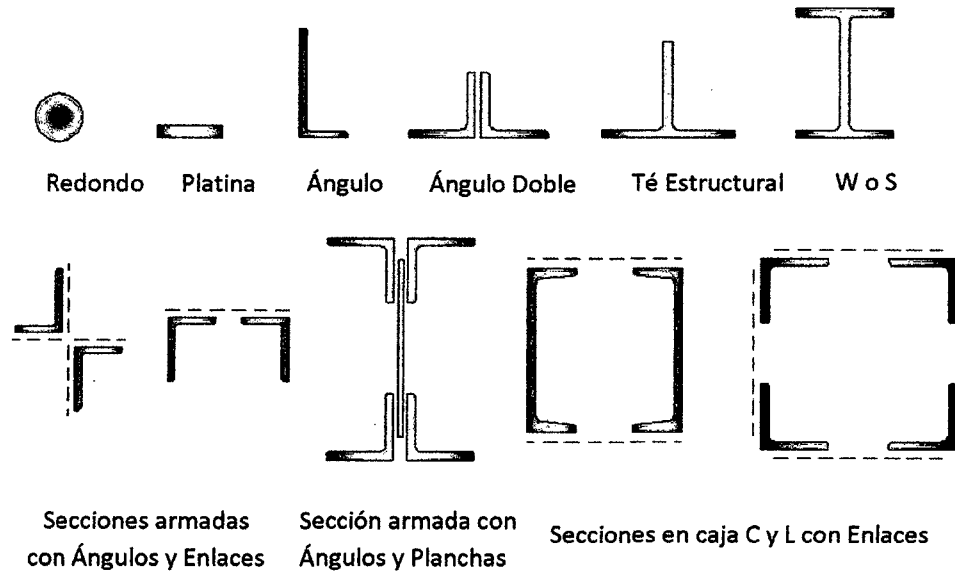


Figura 2. 9: Tipos de miembros a tensión de uso general (McCormac y Csernak, 2012).

El diseño a tensión de un miembro dúctil de acero, puede resistir sin fracturarse una carga mayor a la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, eso gracias al endurecimiento por deformación. No obstante no es conveniente que un miembro llegue a este estado de deformación ya que se alargaría considerablemente y restaría utilidad a éste, incluso puede llevar al colapso a la estructura que conforma.

Ahora, para miembros a tensión que posean alguna conexión atornillada que obligue a este a poseer agujeros, su sección resistente (llamada área neta) que pasa por los agujeros serán más propensos a plastificarse y posteriormente a fallar. Sin embargo aunque la zona de conexión del miembro a tensión alcance rápidamente en el área neta la plastificación, dicha zona no corresponde realmente a un estado límite de importancia, ya que la elongación que pueda sufrir para plastificarse es insignificante (McCormac y Csernak, 2012).

Las especificaciones LRFD (D2) estipula que la resistencia de diseño de miembros traccionados, $\phi_t P_n$, será la de menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta y de ruptura en la sección neta. Obtenidos con las dos expresiones siguientes:

- Para fluencia en tracción en la sección bruta del miembro:

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g \rightarrow \phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \dots \text{ (Ecuación D2-1 del LRFD)}$$



➤ Para ruptura en tracción en la sección neta del miembro:

$$P_n = F_u A_e$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \rightarrow \phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \dots \text{ (Ecuación D2-2 del LRFD)}$$

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm^2 (mm^2).

A_g = área bruta del miembro, cm^2 (mm^2).

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

2.13.2.2. Áreas Netas

Para elementos que contengan perforaciones la tracción aumenta los esfuerzos aún si la perforación está ocupada por un perno o remache, ya que el agujero quita área de acero resistente y se genera una concentración de esfuerzos a lo largo de este. *Figura 2.11*

El término área neta se refiere al área bruta de la sección transversal menos los agujeros o ranuras que posea en esa zona. A esta área es recomendable restar 1/16 pulgadas más por efecto de punzonamiento que ocasiona el perno o remache. Al fabricarse elementos con agujeros para conectarse con tornillos o remaches se hace con un diámetro 1/16 pulgadas mayor que el correspondiente al tornillo o remache. Por lo tanto para calcular el área neta es necesario sumar 1/8 de pulgada al diámetro del perno o remache multiplicar por el espesor del perfil o plancha y restar al área bruta.

$$A_n = A_g - A_{\text{hueco}} \dots \text{ (2.37)}$$

$$A_n = A_g - e (\phi_{\text{perno}} + 1/8") \dots \text{ (2.38)}$$

Donde:

A_n = área neta, cm^2 (mm^2).

e = espesor del perfil o plancha, pulg. (cm).

ϕ_{perno} = diámetro del perno, pulg. (cm).

A_{hueco} = área de hueco en el elemento, cm^2 (mm^2).

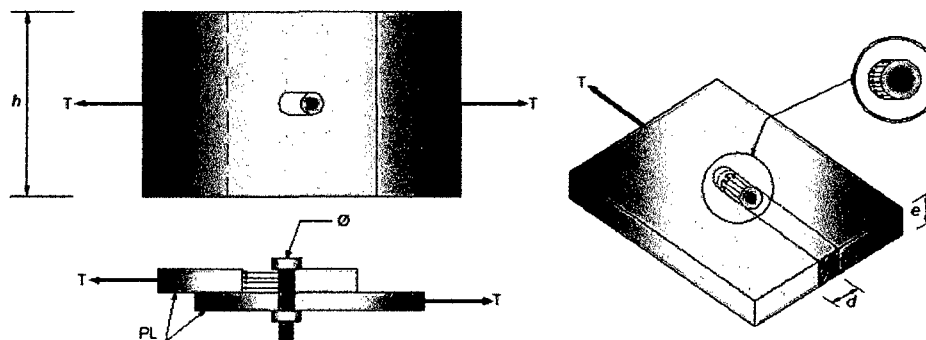


Figura 2. 10: Diagrama de concentración de esfuerzos en un miembro típico (Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012)

Cuando las filas de pernos se encuentran de forma alternada (o alineados diagonalmente) para este caso de zigzageo el AISC-01 propone un método que consiste en determinar el ancho del miembro sin tomar en cuenta la dirección de la línea donde pueda ocurrir la falla, restar los huecos a lo largo de la sección de zigzag determinada, y adicionar por cada diagonal o espacio de gramil en la cadena el valor de la siguiente expresión, y elegir el valor predominante para habillar el área neta:

$$\frac{s^2}{4 \cdot g} \dots (2.39)$$

Donde:

- s^2 = Separación longitudinal o paso entre dos agujeros cualesquiera cm. (in).
- g = Separación transversal de los mismos huecos, cm. (in).

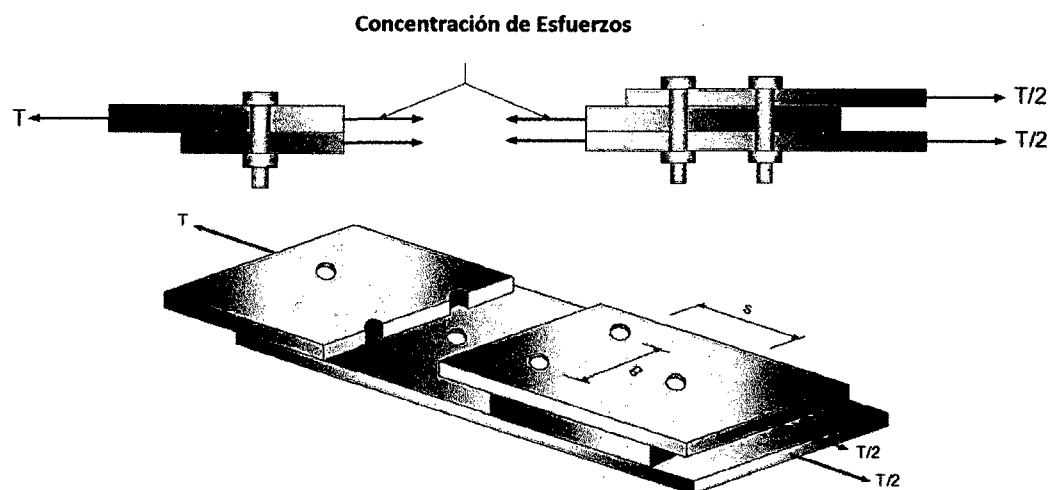


Figura 2. 11: Distancias "s" y "g" para el cálculo del Área neta (Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012).

2.13.2.3. Áreas Netas Efectivas

El área neta efectiva A_e se determina multiplicando su área neta A_n (para pernos y remaches) o su área bruta total A_g (si estuviese soldado) por un factor de reducción "U" (llamado también factor de corte diferido), que permite tomar la distribución no uniforme del esfuerzo.

De acuerdo al reglamento AISC-01 el área neta efectiva de un elemento de acero sometido a tracción se define como se indica:

- a) Cuando la carga es introducida directamente por conectores en cada uno de los elementos de la sección transversal se tiene:

$$A_e = A_n$$

- b) Si se trata de una conexión empernada y la carga no se introduce en todos los elementos de una sección transversal se tiene:



$$A_e = U * A_n \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (D3 - 1)}$$

- c) Para una conexión soldada y la carga se introduce en algunos pero no en todos los elementos de una sección transversal se tiene:

$$A_e = U * A_g$$

Donde:

$$U = \left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c} \right) \leq 0.9$$

U = Factor de reducción o factor de corte diferido (*shear lag*).

L_c = Longitud de la conexión paralelo al eje de conexión, cm. [in].

\bar{x} = Exentricidad de la conexión (Distancia entre el plano de la conexión y el centroide del área de la sección total), cm. [in].

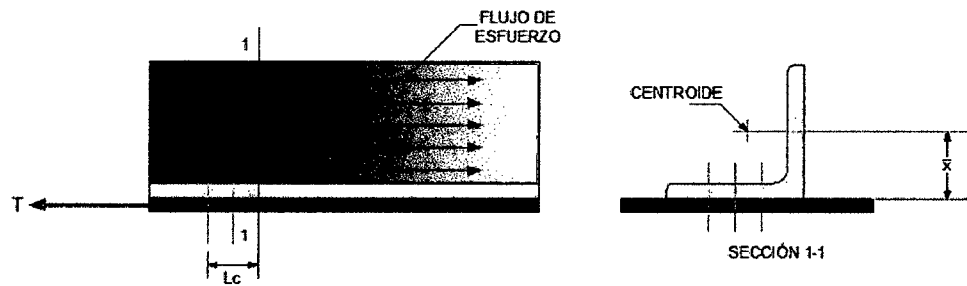


Figura 2. 12: Efecto de retraso por cortante en ángulo simple (Segui, 2013).

Para los demás casos que se puedan dar el factor U puede ser obtenido mediante las formulas de la Tabla D3.1 del AISC - 2010

NOTA: Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez L/r es preferible que no exceda de 300. No se aplica a barras o colgadores en tracción. (AISC, 2010: D1)

2.13.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

En sistemas metálicos existen varios elementos que trabajan a compresión, como las bridas superiores de una armadura, el efecto de arriostamiento en cruces de San Andrés, elementos rigidizadores en porticos, y por último como ejemplo más representativo que son las columnas.

Las columnas son miembros estructurales que principalmente trabajan a compresión recto-vertical. Siendo elementos que transmiten una carga (o fuerza) axial en compresión cuya resultante en la base coincide aproximadamente con el eje centroidal del miembro. Ver *Figura 2.13:*

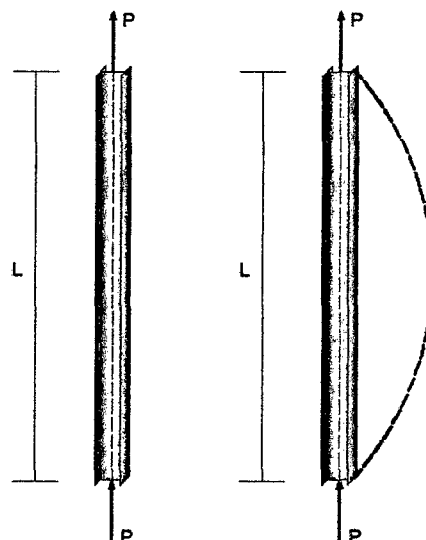


Figura 2. 13: Miembro sometido a compresión pura (Elaboración propia).

2.13.3.1. Perfiles usados como Miembros sometidos a Compresión:

En la Figura 2.14 se muestran algunos de los perfiles más eficaces al efecto de compresión de una estructura dada (muy similares a los perfiles sometidos a tracción).

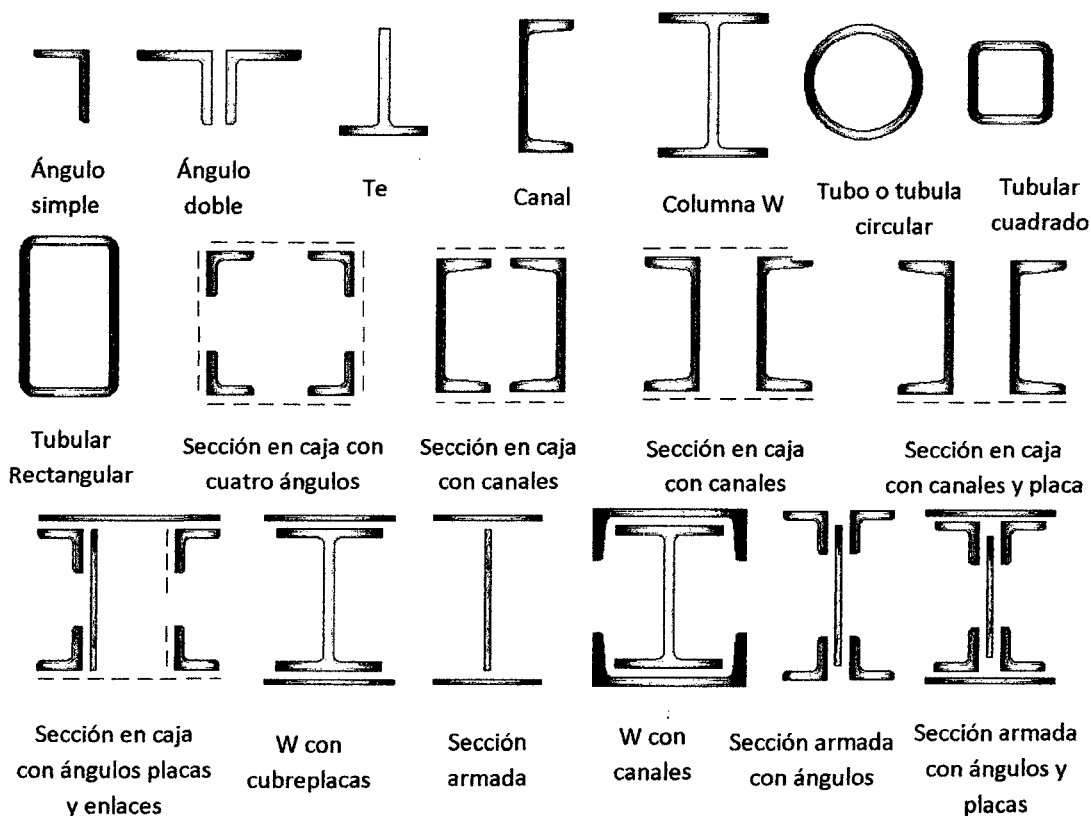


Figura 2. 14: Tipos de miembros a compresión (McCormac y Csernak, 2012).

Los ángulos sencillos.- Son miembros satisfactorios como arriostramientos y miembros a compresión de armaduras ligeras, las bridas superiores de armaduras atornilladas para



techos pueden de ángulos dobles espalda con espalda, con espaciamento entre ellos (en el espacio entre estos se puede insertar una placa de unión en los nudos necesaria para conectar a otros miembros) o soldadas. Sin embargo para estos casos (cuerdas o bridas superiores) conviene utilizar "tees" estructurales, soldando directamente al alma los miembros que convergen a este.

Los canales simples.- No se desempeñan adecuadamente a compresión por tener un radio de giro pequeño respecto a los ejes centroidales paralelos al alma. Estas pueden usarse si se proporciona soporte lateral en la dirección débil.

Los perfiles W.- Son los miembros más utilizados a compresión (columnas de edificios, vigas en puentes carreteros) ya que sus valores son más proporcionados que los canales en ambos ejes.

Los perfiles tubulares.- (o secciones estructurales huecas - HSS) Son muy utilizados en edificios y puentes ya que posee un aspecto limpio y agradable de fácil fabricación y montaje. Sobre todo para cargas pequeñas y medianas son muy satisfactorias utilizadas en su mayoría como columnas cortas. Las columnas a base de tubos tienen la ventaja de ser igualmente rígidas en todas las direcciones y por lo general son muy económicas a menos que los momentos sean grandes.

Las secciones tubulares cuadradas y rectangulares.- Fueron poco utilizadas en el pasado por su difícil conexión, en la actualidad se han desarrollado métodos más sofisticados de soldadura eliminando definitivamente este problema. Es cierto que los tubulares pueden costar 25% más por 0.45 kg de sección abierta, sin embargo en columnas el peso de las secciones tubulares cuadradas o rectangulares puede ser menor que la mitad de los pesos requeridos para secciones de perfil abierto (W, M, S, canales y ángulos) logrando ahorros de hasta 20% en algunos casos (McCormac y Csernak, 2012).

Las razones por las que se prefiere su aplicación son:

- ✓ El miembro a compresión más eficiente es aquel que posee un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen los tubos circulares. Después de estos en orden de eficiencia se encuentran las secciones tubulares cuadradas.
- ✓ Los tubulares estructurales de cuatro lados y redondos son más fáciles de pintar que las secciones abiertas (W, S y M).
- ✓ Poseen menor área superficial para pintar o proteger del fuego.



- ✓ Tienen excelente resistencia a la torsión.
- ✓ Su superficie es estéticamente más acoplable.
- ✓ Mejor comportamiento ante vientos.

Las pocas desventajas que presenta es que los perfiles tubulares poseen menor momento resistente para el mismo peso que las secciones W , y hay que sellarlas en los extremos para evitar su corrosión.

Las secciones armadas.- Son utilizadas para cubrir demandas de estructuras con miembros a compresión cuyos miembros son muy largos y soportan cargas muy grandes, o bien cuando representan ventajas en las conexiones, aunque es preferente utilizar perfiles sencillos como las secciones W , por resultar más económicas. Estas secciones armadas pueden constar de ángulos (cuatro miembros angulares para aumentar los valores de r) este tipo de sección armada se pueden ver en torres de alta tensión o en diversos tipos de grúas. Cuando constan de canales se usan como columnas en edificios de gran tamaño, también pueden tener una cubre-placa en la parte superior y enlace en la parte inferior para producir grandes valores de r . Tes, W s, o canales unidos por enlaces o placas dependiendo del requerimiento del proyectista.

Columnas compuestas.- Cuando los perfiles laminados no pueden resistir la carga axial en columna de un edificio o una armadura de puente sus áreas pueden incrementarse con la adición de placas a los patines denominándose a estos como columnas compuestas. Actualmente se ha incrementado el uso de columnas compuestas. Consistiendo en tubos estructurales de acero rellenos con concreto o de perfiles W ahogados en concreto, generalmente con sección cuadrada o rectangular.

2.13.3.2. Modos de Pandeo para Columnas.-

Son cuatro los modos generales donde las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Siendo: el pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante. *Ver Figura 2.15:*

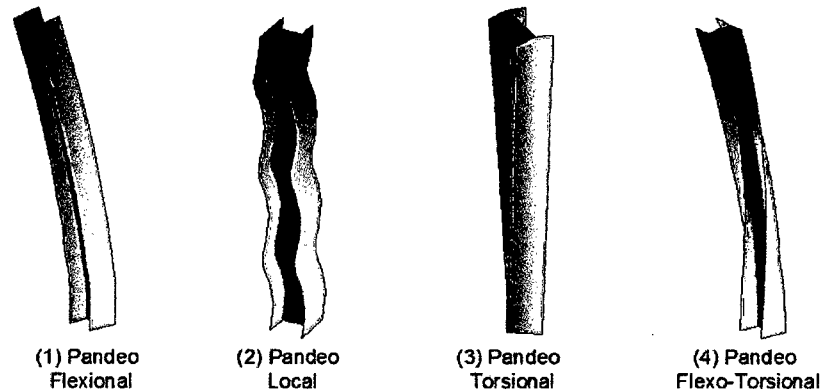


Figura 2. 15: Modos de pandeo en columnas cargadas axialmente.

1. **Pandeo Flexionante o pandeo Euler.-** Este caso estudia el comportamiento de los miembros perfectamente rectos solo con carga axial y sin fuerzas perpendiculares al eje neutro estos son considerados como columnas ideales sujetos a flexión pura cuando se vuelven inestables.
2. **Pandeo local.-** Ocurre cuando en una o varias zonas localizadas, la sección transversal de la columna disminuye provocando un pandeo prematuro.
3. **Pandeo Torsionante.-** Este modo de pandeo se da cuando la configuración de la columna y las fuerzas actuantes producen momentos torsores.
4. **Pandeo Flexo-Torsional.-** Esta falla es una combinación de pandeo flexionante y el pandeo torsional (Zapata, 2004: 6-1).

2.13.3.3. Estabilidad del Equilibrio.-

Como menciona Popov (1981) en su texto "Introducción a la Mecánica de Sólidos": un elemento vertical sometido a una carga P y a una fuerza F experimenta una rotación (ya que no se puede flexionar); es decir, el sistema solo tiene un grado de libertad *Figura 2.16*. Para una rotación supuesta, θ , el momento restaurador (del resorte en A) es $k\theta$, y suponiendo que la fuerza $F = 0$, el momento que produce P será $PL\sin\theta \approx PL\theta$, por lo tanto, si:

$$k\theta > PL\theta \quad \dots \quad \text{el sistema es estable.}$$

$$k\theta < PL\theta \quad \dots \quad \text{el sistema es inestable.}$$

$$k\theta = PL\theta \quad \dots \quad \text{el sistema es neutro.}$$

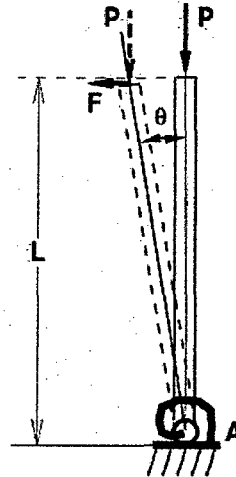


Figura 2. 16: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).

La fuerza asociada a esta condición es la carga de pandeo o crítica, que se designará por P_c . Para el sistema considerado.

$$P_c = \frac{k}{L} \quad \dots \quad (2.40)$$

Esta condición establece el comienzo del pandeo. Con esta fuerza dos posiciones de equilibrio son posibles, la forma vertical y una forma inclinada infinitesimalmente próxima a ella. Por lo tanto, como es posible seguir dos ramas o caminos en la solución, a esta condición se la llama *punto de bifurcación* de la solución de equilibrio.

$P > k/L \quad \dots \quad \text{el sistema es inestable.}$

$P < k/L \quad \dots \quad \text{el sistema es estable.}$

En un análisis utilizando ecuaciones diferenciales se aumentó la carga crítica en 1.5% sobre P_c produciéndose un desplazamiento lateral máximo del 22% de la longitud de la columna. Estos desplazamientos rara vez pueden ser aceptados. Además el material no podría resistir tales esfuerzos de flexión inducidos. Por lo tanto las columnas reales fallan inelásticamente en la gran mayoría de las aplicaciones de ingeniería, P_c representa la capacidad última de una columna recta cargada axialmente en forma concéntrica.

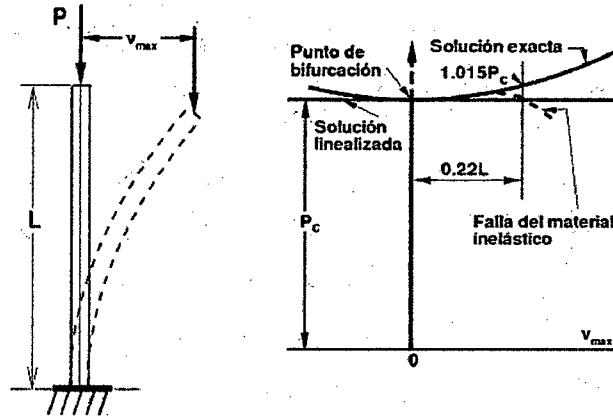


Figura 2. 17: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).

2.13.3.4. Formulación de la Ecuación de Euler

El esfuerzo que actúa en una columna depende de su longitud de esta. Mientras más larga es la columna, menor será el esfuerzo para producir el pandeo. Para longitudes mayores el esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional σ_c del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

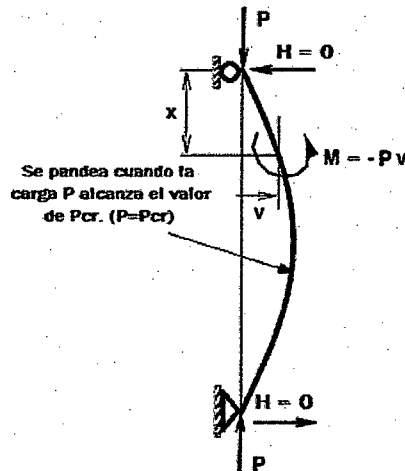


Figura 2. 18: Comportamiento de pandeo de una barra Rígida (Popov, 1981).

Se considera una distancia arbitraria x desde un extremo del elemento, y el momento flexionante en cualquier punto de la columna es:

$$M = -P v \quad \dots \quad (2.41)$$

La ecuación diferencial de la elástica es:

$$M = EI \left(\frac{d^2 v}{dx^2} \right) \quad \dots \quad (2.42)$$

Reemplazando la ecuación (2.41) en (2.42) y tomando $\alpha^2 = P/EI$ se tiene:



$$\frac{d^2v}{dx^2} + \alpha^2 v = 0 \quad \dots \quad (2.43)$$

La solución de la ecuación diferencial (2.43) sería:

$$v = C_1 \text{sen}(ax) + C_2 \text{cos}(ax) \quad \dots \quad (2.44)$$

Donde las constantes arbitrarias C_1 y C_2 se deben determinar a partir de las condiciones de contorno, que son:

$$v(0) = 0 \quad \text{y} \quad v(L) = 0$$

Reemplazando en la ecuación (2.44) se tiene:

$$v(0) = 0 = C_1 \text{sen}(0) + C_2 \text{cos}(0)$$

Es decir $C_2 = 0$, y

$$v(L) = 0 = C_1 \text{sen}(\alpha L) \quad \dots \quad (2.45)$$

De la ecuación (2.45) se puede deducir que $C_1 = 0$. Como esto corresponde a la condición sin pandeo, dicha solución se considera trivial. Alternativamente la ecuación (2.45) se puede expresar de la siguiente manera:

$$\alpha L = \sqrt{\frac{P}{EI}} L = n\pi \quad \dots \quad (2.46)$$

Donde n puede ser cualquier número entero. Siendo importante el menor valor con que pueda ocurrir el pandeo, n debe ser igual a la unidad.

$$P_n = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad \dots \quad (2.47)$$

Por lo tanto, la carga crítica (o carga de pandeo de Euler) para una columna articulada en ambos extremos es:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación de Euler} \quad (2.48)$$

Donde I debe ser el momento de inercia mínimo del área transversal de la columna y L la longitud de la misma. El caso de una columna articulada en ambos extremos se lo denomina *caso fundamental*. Como se puede ver en la ecuación (2.48) no aparece el esfuerzo de fluencia f_y , es decir que no aparece en el momento de la determinación de la resistencia de una columna muy larga. Un ejemplo sería una columna esbelta de aluminio, de acuerdo a la ecuación (2.48), se pandeará aproximadamente un tercio de



la carga con respecto a una columna esbelta de acero, este efecto no tiene nada que ver con la debilidad de alguno de los materiales, sino porque el módulo de elasticidad E del aluminio es aproximadamente la tercera parte del acero.

Sustituyendo la ecuación (2.46) en la ecuación (2.44), sabiendo que $C_2 = 0$, se obtiene el modo o forma de pandeo de la columna.

$$v = C_1 \operatorname{sen} \left(\frac{n\pi x}{L} \right) \dots (2.49)$$

Esta es la función característica o auto-función de este problema y puesto que n puede tomar cualquier valor entero, hay un número infinito de tales funciones. En esta solución linealizada la amplitud C_1 del modo de pandeo permanece indeterminada. Para $n = 1$, la curva elástica es media onda de senoide. Esta forma junto con los modos correspondientes a $n = 2$ y $n = 3$, se muestran en la siguiente *Figura 2.19* Los modos mayores a tres no tienen significado físico en el problema de pandeo, puesto que la carga crítica mínima ocurre en $n = 1$.

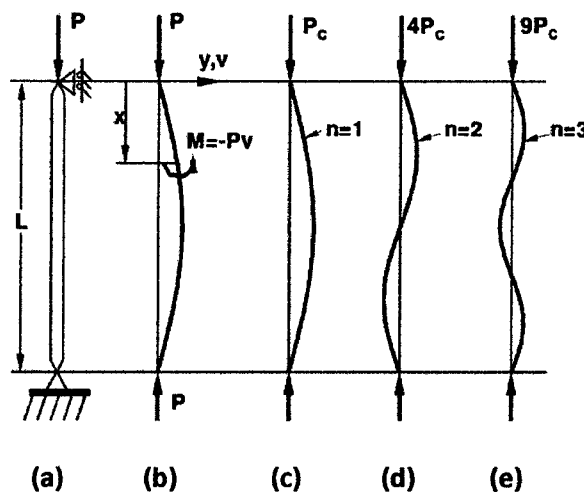


Figura 2. 19: Columna con extremos articulados y tres modos de pandeo (Popov, 1981).

2.13.3.5. Pandeo Elástico de Columnas con diferentes Restricciones en sus Extremos.-

Para diferentes condiciones de borde se parte de la ecuación (4.11), donde la longitud L representa la longitud real, reemplazada por la longitud efectiva L_e para cada caso especial de restricción. Ver *Cuadro 2.6*. Esta longitud resulta ser la distancia entre los puntos de inflexión de las curvas elásticas o las articulaciones, si las hay.



Cuadro 2. 6: Longitud efectiva de columna para distintas condiciones de borde.

VALORES DE "K" PARA DISEÑAR MIEMBROS A COMPRESIÓN						
Formas pandeadas de miembros sometidos a compresión con longitud efectiva	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor "K" Teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Descripción según especificaciones LRFD	Representan miembros en marcos arriostrados $K \leq 1$		Representan miembros en marcos no arriostrados $K \geq 1$	Caso fundamental marcos arriostrados $K = 1$	Representan miembros en marcos no arriostrados $K \geq 1$	

(McCormac y Csernak, 2012: 143)

Cabe resaltar que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menos será el peligro de que se pandee y mayor será su capacidad de carga.

2.13.3.6. La relación de esbeltez (λ_c). -

es la tendencia de un miembro a pandearse, siendo la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. Entre mas larga es una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor sera la carga que pueda soportar. La tendencia al pandeo depende de los siguientes factores:

- ✓ Tipo de conexión en los extremos
- ✓ La excentricidad de la carga
- ✓ Imperfecciones en el material
- ✓ Torceduras iniciales en el elemento
- ✓ Esfuerzos residuales de fabricación (influyen cuando, $40 \leq L/r \leq 120$), etc.

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r} = \frac{L_e}{r} \dots (2.50)$$



- λ_c = Parámetro de esbeltez.
- K = Factor de longitud efectiva o coeficiente de esbeltez
- L_e = Longitud efectiva del miembro sometido a compresión
- r = Radio de giro mínimo en el eje "y o en x" cm. [in]

2.13.3.7. Radio de giro mínimo ($r_{y,x}$).

Se denomina radio de giro de la sección con respecto a un eje, a la raíz cuadrada de la relación entre el momento de inercia y el área de la sección. Para los ejes (x,y) puede escribirse , respectivamente:

$$r_y^2 = \frac{I_y}{A} \quad ; \quad r_x^2 = \frac{I_x}{A} \quad \dots \quad (2.51)$$

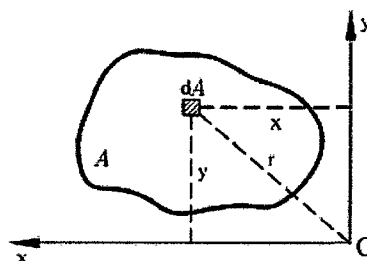


Figura 2. 20: Radios de giro de los ejes "x" y "y" de una sección cualquiera.

(Miguel Cervera R. y Elena Blanco D, 2001: 316)

Es una medida del alejamiento promedio de la sección resistente del centro de gravedad, en dos secciones de misma área la de menor radio de giro presentará menor rigidez torsional y también un peor comportamiento frente al pandeo.

Nota: Para miembros diseñados sólo en compresión, la razón de esbeltez L/r es preferible que no sea mayor de 200 (AISC, 2010: E2).

La ecuación (2.48) puede expresarse en función de la relación de esbeltez (para el límite elástico).

$$P_c = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación de Euler} \quad (2.52)$$

La tensión crítica σ_c , para una columna se define como el promedio en el área transversal A de la misma, debido a la carga crítica P_c . De la ecuación (5.4) se puede decir que el límite de proporcionalidad σ_c es el límite superior de la tensión con lo cual la columna se pandeara elásticamente.

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación del Límite de Proporcionalidad} \quad (2.53)$$



En un diagrama típico tensión-deformación a la compresión para una probeta en la que se le impide el pandeo *Figura 2.21.(a)*. En el intervalo de tensiones desde O hasta A el material se comporta elásticamente (lineal) donde el elemento se pandeará de manera elástica siendo válida la ecuación de Euler, aquí es aplicable las ecuaciones (2.52) y (2.53). Esta zona representa ST de la *Figura 2.21.(b)*. Es importante reconocer que esta curva no representa el comportamiento de una columna sino más bien el de un número infinito de columnas ideales de diferente longitud. La línea punteada representa la región más allá del intervalo útil. En S será la columna más corta de material y tamaño dados de pandeo elástico.

Las columnas que se encuentren en el intervalo SR de la *Figura 2.21.(b)* no se pandearán en el límite proporcional del material σ_C . Esto quiere decir que el nivel de tensiones de la *Figura 2.21.(a)* ha pasado del punto A quizá hasta el punto B. A este nivel de tensiones más alto se puede decir que se ha creado una columna de distinto material. Aquí no funciona la ecuación de Euler. En este intervalo la rigidez del material está dada por la tangente a la gráfica tensión-deformación (módulo elástico tangente o instantáneo E_t) La columna será estable si su nueva rigidez a la flexión $E_t I$ en B es suficiente grande y podrá soportar una carga mayor. Como se puede observar en la *Figura 2.21.(a)* a medida que la carga aumenta, el nivel de tensiones aumenta también en tanto que E_t disminuye.

La substitución del módulo elástico tangente, E_t , en vez de E , sería la única modificación necesaria para obtener la fórmula de pandeo elástico aplicable al intervalo inelástico.

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \dots \text{Ecuación Generalizada de Euler para el intervalo inelástico} \quad (2.54)$$

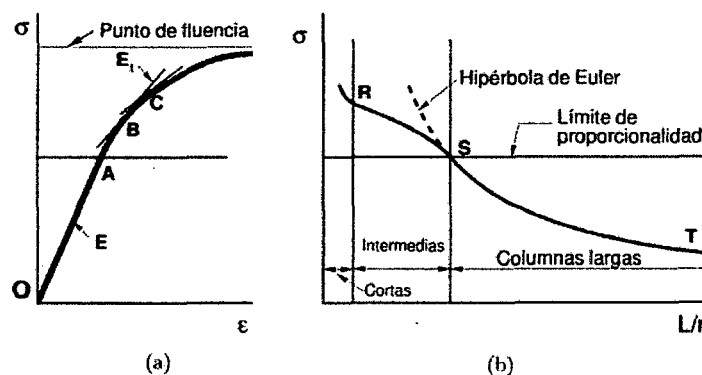


Figura 2. 21: (a) Diagrama tensión-deformación de compresión. (b) Gráfica de la tensión crítica en columnas en función de la relación de esbeltez (Popov, 1981).



2.13.3.8. Elementos Atiesados y No Atiesados.-

Hasta ahora solo se ha considerado la estabilidad de conjunto de los miembros, sin embargo las alas o almas de los perfiles utilizados como vigas o como columnas pueden sufrir de un efecto de pandeo local en compresión antes de que ocurra el pandeo total del miembro.

El AISC-2010 proporciona en su sección B4 las propiedades que deben poseer los miembros. Estableciendo los requisitos de diseño, clasificando a los elementos en compresión como esbeltos o no esbeltos según la razón ancho-espesor. Conforme a los coeficientes λ_r , λ_p de las tablas B4.1a proporcionadas en Anexos.

- ✓ No esbeltos → Razón ancho – espesor $< \lambda_r$
- ✓ Esbeltos → Razón ancho – espesor $> \lambda_r$

Un elemento no atiesado es una pieza proyectante con borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión. Mientras que un elemento atiesado esta soportado (conectado) a lo largo de los dos bordes en esa dirección. Estos dos tipos de elementos se ilustran en la siguiente figura 2.22 en función de su ancho b y espesor t del elemento.

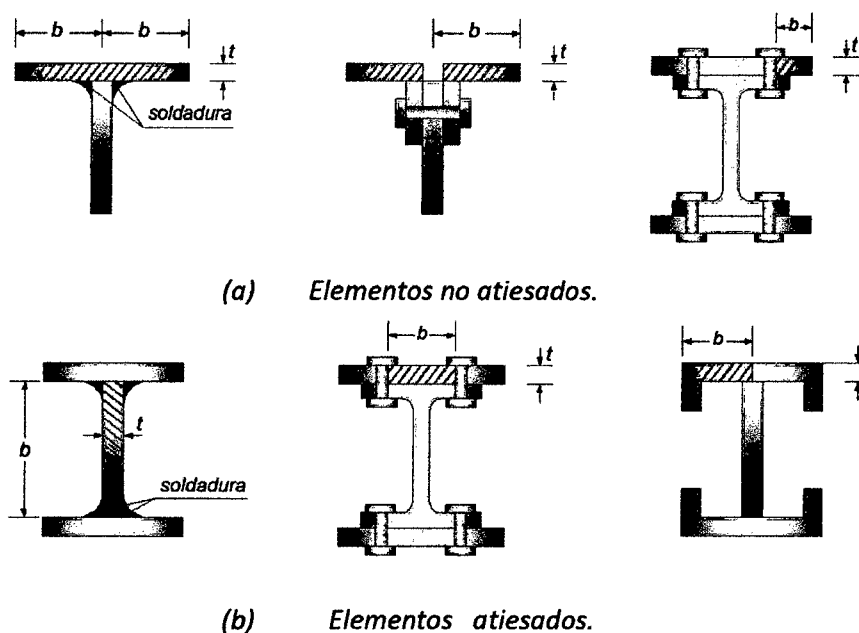


Figura 2. 22: Elementos no atiesados y atiesados en función de su ancho y espesor

(McCormac y Csernak, 2012: 145)

Según la relación ancho espesor, las especificaciones AISC agrupan a los miembros en tres tipos de secciones:



- a. **Secciones compactas.**- Es la sección con un perfil lo suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos (esfuerzo de fluencia) antes de pandearse. Para que pueda clasificar como compacto sus patines deben estar conectados en forma continua al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben ser mayores que los valores λ_p de la tabla B4.1a (Ver Anexos).
- b. **Secciones no compactas.**- Aquí las secciones experimentan fluencia en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes que ocurra el pandeo (no alcanza una distribución plástica de esfuerzos total) en la tabla B4.1a (Ver Anexos) son mayores a λ_p pero menores a λ_r .
- c. **Elementos esbeltos a compresión.**- Estos elementos no satisfacen los requisitos ancho espesor propuestos por las especificaciones AISC (2010), por ser de procedimientos más complejos. Siendo más económico engrosar los miembros para sacarlos del grupo esbelto.

2.13.3.9. Columnas Largas, Cortas e Intermedias.-

Como se sabe si una columna esta sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje. De acuerdo a su longitud efectiva una columna puede fallar de distintas maneras.

Si la columna es corta y fuerte puede cargarse hasta que el acero alcance su esfuerzo de fluencia endureciéndose por deformación plástica, resistiendo la misma carga a tensión que a compresión. Por otro lado si aumenta su longitud efectiva disminuye su esfuerzo de pandeo, si la L_e excede cierto valor, el esfuerzo de pandeo sera mayor que el límite proporcional de acero. Las columnas de acero que son muy largas fallan bajo cargas que son proporcionales a la rigidez por flexión (EI) de la columna e independientes de la resistencia del acero. Por ejemplo dos columnas largas con la misma longitud pero con distintos esfuerzos de fluencia fallarán de la misma carga. Los tipos de columnas se clasifican a continuación.

- ✓ **Columnas largas** Donde la fórmula de Euler predice la resistencia de las columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por debajo del límite proporcional. Estas columnas fallan elásticamente.
- ✓ **Columnas cortas** No ocurre el pandeo y el esfuerzo de falla es igual al esfuerzo de fluencia.
- ✓ **Columnas intermedias** Estos elementos fallarán por fluencia como por pandeo. Siendo su comportamiento inelástico. La mayoría de las columnas son intermedias. Es aplicable la fórmula de Euler siempre y cuando se modifique el modulo reducido a modulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales *Ecuación (2.54)*. (McCormac y Csernak, 2012).



2.13.3.10. **Diseño de Miembros en Compresión.**- Según las especificaciones AISC (2010) pueden diseñarse los miembros de acuerdo a su parametró de esbeltes y/o tipo de compresión o tipo de perfil.

PARA PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS (E3 AISC -2010)

La sección E3 aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas para elementos en compresión uniforme. La resistencia de compresión nominal P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

La tensión de pandeo por flexión según las las especificaciones LRFD, se determina de acuerdo a dos desigualdades.

a. Cuando se da el caso inelastico es decir:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; \quad \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2)}$$

b. Cuando se da el caso elastico es decir:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; \quad \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 3)}$$

Donde:

F_e = Esfuerzo de Euler, tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la siguiente ecuación de acuerdo con el análisis de pandeo elástico. Kgf/cm^2

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

Ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y la falta de rectitud inicial de las columnas.

PARA ÁNGULOS SIMPLES EN COMPRESIÓN (E5 AISC -2010)

Para miembros que cumplen con el criterio impuesto en Secciones E5(a) y E5(b) pueden ser diseñados como miembros cargados axialmente usando la razon de esbeltez efectiva



especificada, KL/r . La sección E4 se aplica para ángulos simples cuya relación de esbeltez sea: $b/t > 20$ donde la compresión es uniforme.

Las especificaciones AISC en la sección E5 indican que la excentricidad en ángulos simples puede ser despreciados cuando los miembros son calificados como elementos en compresión cargados axialmente y se usa una de las razones de esbeltez efectivas especificadas " KL/r " de las secciones E5(a) o E5(b) las que deben cumplir las disposiciones siguientes:

- 1.- Son miembros comprimidos, cargados a través de la misma ala en sus extremos.
- 2.- Son miembros conectados por soldadura o por lo menos con dos pernos.
- 3.- Son miembros que no tienen cargas transversales intermedias.

Sección E5(a):

Para ángulos con alas iguales o alas desiguales conectadas en el ala más larga, que son miembros individuales o almas de enrejados planos con miembros adyacentes del alma, conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón:

a. Cuando: $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E5a - 1)}$$

b. Cuando: $\frac{L}{r_x} > 80$

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E5a - 2)}$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitud de ala, menor que 1.7 y están conectados a través del ala corta, KL/r de las ecuaciones (E5a - 1) y (E5a - 2) debe ser aumentados agregando $4 \left[\left(\frac{b_1}{b_2} \right)^2 - 1 \right]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0.95 L/r$.

Sección E5(b):

Para ángulos de alas iguales o alas desiguales conectadas a través del ala más larga, que son alma de secciones cajón o enrejados espaciales con miembros adyacentes de alma conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón:

a. Cuando: $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E5b - 1)}$$



b. Cuando: $\frac{L}{r_x} > 75$

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E5b - 1)}$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitudes de alas, menor que 1.7 conectadas a través del ala corta, KL/r de las ecuaciones (E5b - 1) y (E5b - 2) debe ser aumentados agregando $6 \left[\left(\frac{b_l}{b_s} \right)^2 - 1 \right]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0.82 L/r_z$.

Donde:

L = Longitud del miembro entre puntos de trabajo, cm (mm)

b_l = Ala larga del ángulo, cm (mm)

b_s = Ala corta del ángulo, cm (mm)

r_x = Radio de giro en torno del eje geométrico paralelo al ala conectada, cm (mm)

r_z = Radio de giro para el menor eje principal, cm (mm)

NOTA: El manual LRFD proporciona valores de $\frac{KL}{r}$ de 1 a 200 para aceros con $F_y = 36$ ksi y 50 ksi, tabulados en sus tablas 3.36 y 3.35.

2.13.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

Principalmente los miembros que experimentan comportamiento a flexión son las vigas, estos elementos soportan cargas transversales como; cargas vivas, cargas muertas, cargas de viento, cargas por gravedad, etc. por mencionar algunas, y las transmiten a muros de carga, columnas u otras vigas a las que se conectan estructuralmente. Las reacciones producidas en los soportes son respuesta del peso total que transmite el elemento en sentido contrario, como el peso del elemento-viga no se conoce hasta que haya sido diseñada, el diseño en sí empieza con una estimación preliminar del peso, que está sujeta a una posterior revisión y corrección. En diseño de estructuras de acero, las vigas son de varios tipos: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de piso. Las viguetas soportan y transmiten cargas de losas o techos de edificios. Los dinteles se aplican en estructuras donde existen aberturas mayormente en muros de mampostería. Las vigas de fachada soportan paredes que sobresalen del edificio, también confinando la losa en voladizo. Los largueros de puente son vigas paralelas a la superficie de rodadura que soportan la transmisión de cargas por parte de las vigas de piso estas a su vez cargan la superficie de rodadura y son perpendiculares a los largueros.

2.13.4.1. **Perfiles usados como Vigas.** -Como ya se ha visto anteriormente los perfiles W concentran mayor acero en sus patines superior e inferior, donde es más efectivo para resistir el momento flexionante *Figura 2.23 (2)* Por otro lado el alma de la viga



proporciona la mayor parte de la resistencia al cortante y por ello resulta ligeramente deformada como se muestra en la *Figura 2.23 (3)*. La contribución a la deflexión de la viga es despreciada en su mayoría. La deflexión de las vigas por lo común se calculan suponiendo que ésta es causada en su totalidad por la curvatura debida al momento flexionante *Figura 2.23 – (a)*.

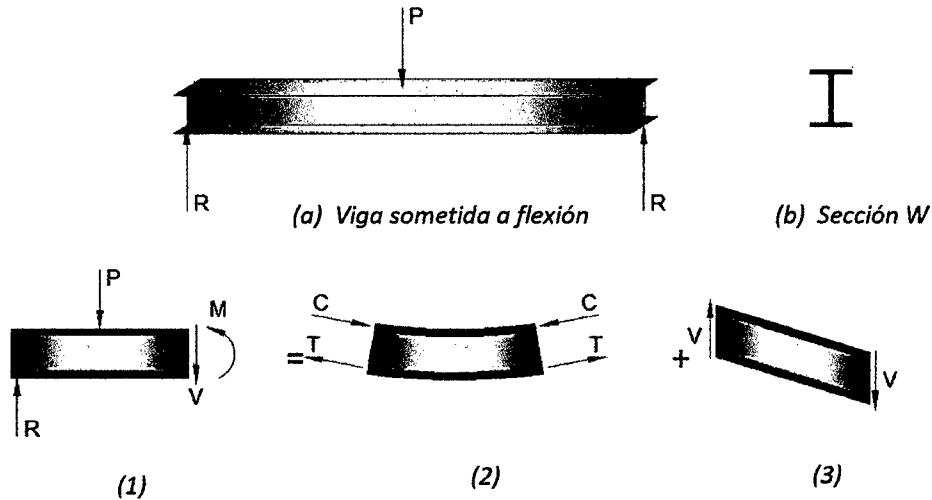


Figura 2. 23: Comportamiento simple de vigas sometidas a flexión.

Visto lo anterior las características que posee el perfil W lo hace la sección mas economica reemplazando a las secciones C y S. los perfiles W tienen mayor porcentaje de acero en sus patines (alas) que le proporciona mayores momentos de inercia y rigidez lateral considerable.

2.13.4.2. Esfuerzos de Flexión.-

Los esfuerzos de un elemento-viga sometido a flexión se idealizarán mediante una viga reactangular sin considerar el pandeo lateral. Si una viga se somete a un momento flexionante sin exceder el límite elastico su esfuerzo será:

$$M = f_b * \frac{I}{c} \dots (2.54)$$

I/c = Constante para una sección específica (módulo de sección "S").

I = Momento de inercia de la sección, c = distancia del eje neutro hasta el extremo de la fibra

$$f_b = \frac{M}{S} \dots (2.55)$$

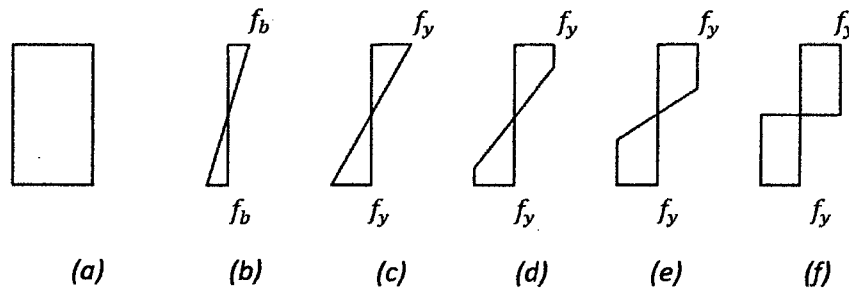


Figura 2. 24: Diagrama de esfuerzos de una viga rectangular sometida a flexión.

(McCormac y Csernak, 2012).

Como se puede observar en la *Figura 2.24* cuando se aplica un momento a una viga, el esfuerzo resultante varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas (b). Sin embargo si se incrementa el momento hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas (c), a este momento se lo llama "*momento de fluencia*" M_y . si a este se le sigue incrementando el momento actuante se producirá la fluencia de las fibras intermedias como se muestra en (d) y (e), hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en (f). es en esta fase donde se dice que se produjo una *articulación plástica* ya que no podría resistir ningún momento adicional por lo que causaría una rotación en la sección. Se llama *momento plástico* M_p al momento que produce una plastificación completa en la sección más crítica (articulación plástica). Siendo:

$$\frac{M_p}{M_y} = \text{factor de forma} \dots (2.56)$$

$$f.f. = 1.5 \text{ secciones ractangulares}$$

$$f.f. = 1.1 - 1.2 \text{ secciones laminares}$$

Articulación plástica.- En la *Figura 2.25* se observa la acción de una carga P_u que alcanza el momento de fluencia de la viga desde sus extremos de la sección hasta el eje produciendose así la plastificación total en la zona de fluencia. La longitud de plastificación hacia ambos lados de la sección depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro. Para una carga concentrada en el centro de luz de la viga simplemente apoyada con sección rectangular, la plastificación de las fibras extremas en el momento que se forma la articulación plastica se extenderá sobre un tercio de la luz. En un perfil W en circunstancias similares la fluencia se extenderá aproximadamente sobre un octavo de la luz.

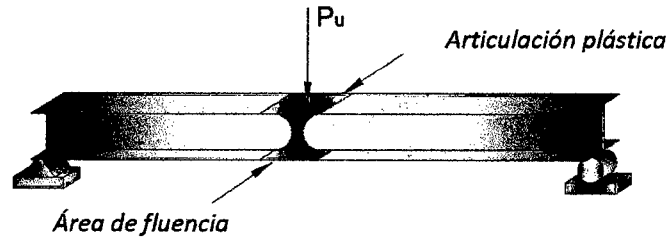


Figura 2. 25: Efecto de articulación plástica en viga "w".

Cuando los marcos de acero se cargan hasta la falla, las articulaciones plásticas son visibles antes que ésta ocurra. Para el diseño elástico se plantea que la estructura puede soportar una carga que genere un esfuerzo igual al de fluencia del material sin exceder este dividido por un factor de seguridad (1.5 a 2).

Módulo elástico.- Para cualquier tipo de sección el modulo de sección elástico S será constante y el momento de fluencia M_y es igual al esfuerzo de fluencia por el módulo elástico. Siendo el módulo elástico igual a I/c

$$M_y = f_y \cdot S$$

Módulo plástico.- Cuando el eje neutro divide una sección transversal en dos áreas iguales simétricas alrededor del eje de flexión y la fluencia se da hasta llegar al eje neutro entonces el momento plástico resultante M_p es igual al esfuerzo de fluencia por el módulo plástico.

$$M_p = f_y \cdot Z$$

➤ Para el caso de secciones llenas rectangulares: $S = \frac{bd^2}{6}$ y $Z = \frac{bd^2}{4}$.

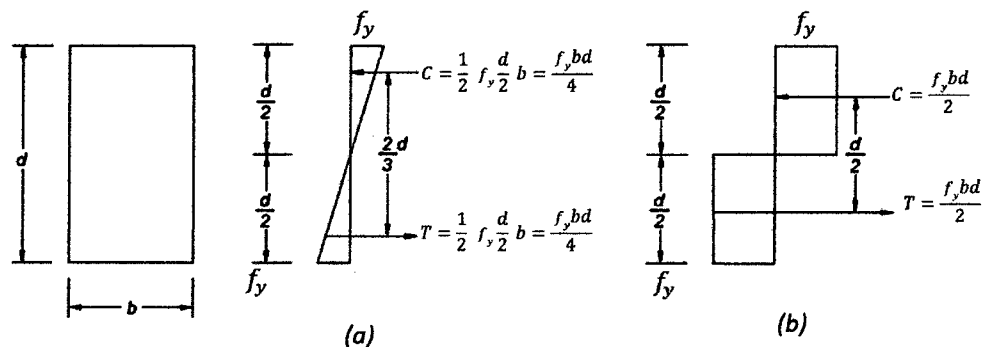


Figura 2. 26 Diagrama de esfuerzos de fluencia de una viga rectangular sometida a flexión (McCormac y Csernak, 2012).



- Para el caso (a) de la *Figura 2.26* de módulo elástico "S", el momento de fluencia sera igual a:

$$M_y = \left(f_y \frac{bd}{4} \right) \left(\frac{2}{3}d \right) = \frac{f_y bd^2}{6}$$

- Para el caso (b) de la *Figura 2.26* de módulo plástico "Z", el momento nominal o momento resistente plástico sera igual a:

$$M_p = M_n = \left(f_y \frac{bd}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) = \frac{f_y bd^2}{4}$$

De la *Ecuación (2.56)* del factor de forma se tiene:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{f_y Z}{f_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{\frac{bd^2}{4}}{\frac{bd^2}{6}} = 1.5 \text{ (para sección rectangular)}$$

- Para el caso de secciones simétricas como el perfil W: $S = \frac{bd^2}{6}$ y $Z = \frac{bd^2}{4}$.

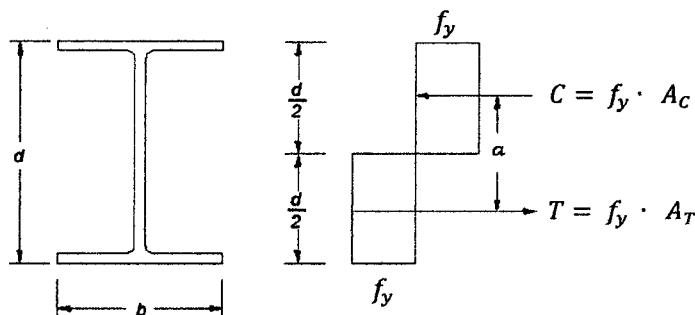


Figura 2.27 Diagrama de esfuerzos de fluencia de una viga W sometida a flexión.

(Segui, 2013).

- Para el caso elástico "S" de la *Figura 2.27* el momento de fluencia sera igual a:

$$M_y = \frac{f_y I}{d/2}$$

- Para el caso plástico "Z" de la *Figura 2.27*, el momento nominal o momento resistente plástico sera igual a:

$$C = T$$

$$f_y \cdot A_C = f_y \cdot A_T$$

$$A_C = A_T$$

$$M_p = f_y (A_C) a = f_y (A_T) a = f_y \cdot \left(\frac{A_C}{2} \right) a = f_y \cdot Z$$

Mecanismos de falla.- Una viga puede fallar mediante las siguientes suposiciones:



- ✓ Si se tiene una viga de sección constante *estaticamente determinada*, esta fallará si se desarrolla en ella una articulación plástica producida por una carga "P" concentrada a la mitad de su luz. Dando lugar a una estructura inestable de carga máxima nominal " P_n " que la viga puede soportar. *Figura 2.28 – (a)*
- ✓ Si se tiene una viga de sección constante *estaticamente indeterminada*, esta fallará si se desarrolla en ella más de una articulación plástica producida por una carga "P" Dando lugar a una estructura inestable de carga máxima nominal " P_n " que la viga puede soportar. *Figura 2.28 – (b)*
- ✓ Si se tiene una viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro de sección constante *estaticamente indeterminada*, esta fallará si se desarrolla en ella tres articulaciones plásticas producida por una carga "P" Dando lugar a una estructura inestable de carga máxima nominal " P_n " que la viga puede soportar. *Figura 2.28 – (c).*

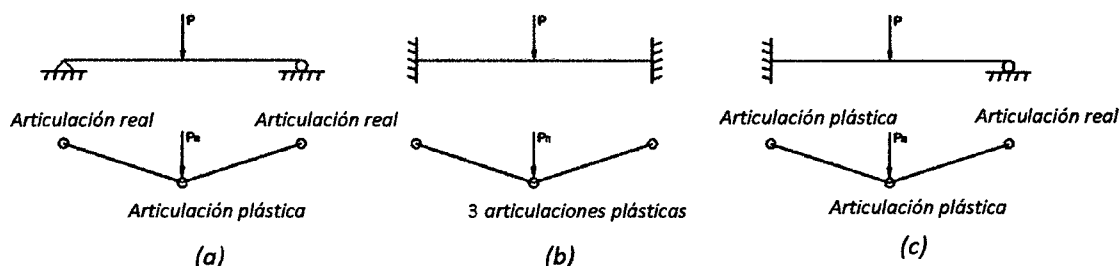


Figura 2. 28: Mecanismos de falla en vigas de acuerdo al tipo de apoyo (Hibbeler, 2012).

2.13.4.3. Diseño de Vigas por Momentos.-

El diseño por momentos supone una viga simplemente apoyada de gran luz con cargas de gravedad que le ocasionan una flexión cuya sección transversal por encima del eje esta sujeta a compresión similar al comportamiento de una columna, este desacoplamiento de la sección transversal hace que el momento de inercia para la "columna" respecto al eje vertical "y" sea mucho menor que su eje horizontal "x", lo cual ocasionaría un pandeo lateral bajo una carga mucho menor que la que se requeriría para producir una falla vertical. A menos claro que sea arriostrada perpendicularmente al eje "y". Por consiguiente, el pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente a intervalos frecuentes.

En la siguiente *Figura 2.29* se muestra la curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de las longitudes variables no soportadas lateralmente.

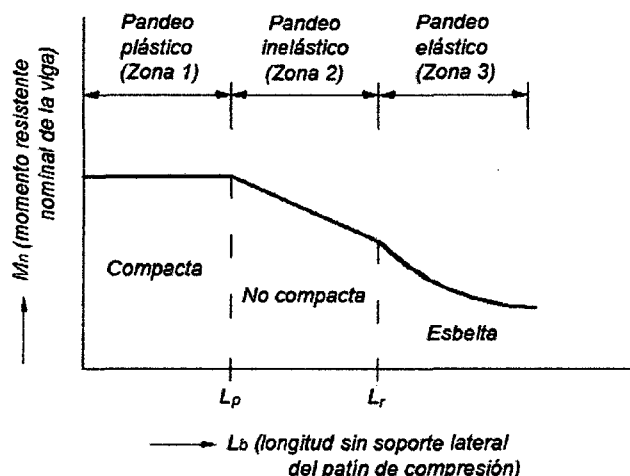


Figura 2. 29: Diagrama del momento nominal en función de la longitud de viga no soportada lateralmente al patín de compresión (McCormac y Csernak, 2012).

En la figura anterior se puede ver que existen tres tipos de zonas de pandeo dependiendo de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán representados por la zona 1 de pandeo. Conforme se incremente dicha separación, las vigas fallarán inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. En longitudes mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3.

Como ya se sabe, una *sección compacta* es aquella que tiene un perfil suficientemente robusto de manera que es capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse.

Resistencia de diseño en flexión. Según las especificaciones LRFD la resistencia de diseño en flexión $\phi_b M_n$, esta basada en la suposición que los puntos de apoyo de vigas están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal (volcamiento). Siendo:

(AISC, 2010: F1)

$$\phi_b = 0.90 \dots \text{ (F1 del LRFD)}$$

2.13.4.4. Pandeo Plástico Zona 1.-

En esta zona las vigas son compactas y con soporte lateral continuo en su ala de compresión pueden alcanzar su momento plástico M_p y una carga mayor produciría una redistribución de momentos a lo largo de la sección de falla, Siempre que los soportes laterales no excedan un cierto valor llamado L_p . La mayoría de vigas fallan en la zona 1.



Cuando una sección de acero tiene un gran factor de forma, pueden ocurrir considerables deformaciones inelásticas si se diseña de manera que M_p se alcance bajo la condición de carga factorizada. Es por eso que las especificaciones LRFD en su capítulo F normalizan la cantidad de tal deformación para secciones con factores de forma mayores que 1.5. limitando a M_p a un valor máximo de $1.6 M_y$.

- Para perfiles compactos I o C de longitud sin soporte lateral L_b del ala en compresión no excede a L_p o sea:

$$L_b < L_p$$

Entonces su resistencia a la flexión del miembro respecto a su eje mayor sería:

$$M_n = M_p = f_y * Z_x \dots \text{(Ecuación F2-1 del AISC-2010)}$$

Para miembros híbridos el momento de fluencia es, $M_n = f_{yf} * S$

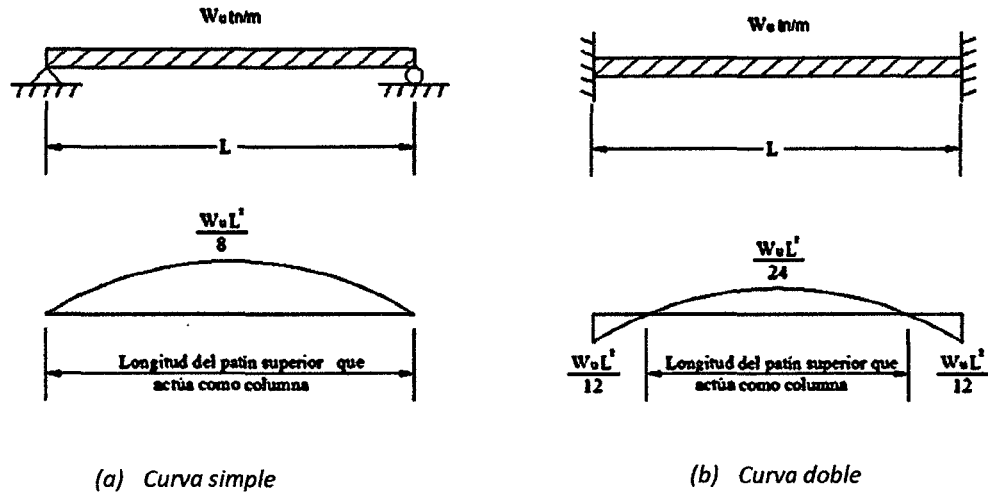
Donde:

f_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm².

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³.

2.13.4.5. Pandeo Inelástico Zona 2.-

Si los puntos de soporte están más alejados, la sección puede cargarse hasta que algunas pero no todas las fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo f_y . Aquí la sección tendrá una capacidad de rotación insuficiente para permitir la redistribución total de sus esfuerzos y no se podrá realizar un análisis plástico. A este caso le denomina *pandeo inelástico*. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar f_y en un punto es el extremo del intervalo inelástico (denotado como L_r , Figura 2.29), cuyo valor depende de las propiedades de la sección, el esfuerzo de fluencia del material y los esfuerzos residuales. Cualquier momento que produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la viga provocará que esta se pandee. Además de la fluencia en el alma y patin inferior, existe el esfuerzo de compresión residual supuesto f_r igual a 10 ksi para perfiles laminado y a 16.5 para perfiles soldados. Sabiendo que el momento plástico $M_p = f_y * Z_x$ de la zona 1 no se afecta por los esfuerzos residuales por lo mismo que la sumatoria de los esfuerzos a compresión residuales son cero.



(a) Curva simple (b) Curva doble
 Figura 2. 30: Diagramas de momento flector en vigas según el tipo de apoyo respecto al patín a compresión (McCormac y Csernak, 2012).

Como se puede observar en la figura anterior el tipo de apoyo condiciona el comportamiento del patín de compresión referido al soporte lateral. Dando lugar al término para pandeo elástico e inelástico C_b llamado coeficiente de flexión para el pandeo torsional lateral que depende del tipo de restricción. Siendo para el caso (a); $C_b = 1$ y para el caso (b); $C_b > 1$. y que es un factor que multiplica a M_n , el cual debe ser menor o igual a M_p así;

$$C_b * M_n \leq M_p = f_y * Z_x$$

Las especificaciones AISC – 2010 establece para C_b la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \dots \text{ (Ecuación F1-1 del AISC-2010)}$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x}$ = es el momento más alto en un segmento no soportado de una viga.

M_A, M_B, M_C = son respectivamente los momentos en los puntos $\frac{1}{4}, \frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ del segmento.

- Para perfiles compactos H (de simetría doble) o C (flectados en su eje mayor) de longitud sin soporte lateral L_b del ala en compresión excede a L_p osea:

$$L_p < L_b$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 f_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F2-1 del AISC-2010)}$$

Cuando L_b se aproxima a L_r la sección se pandeará elásticamente tan pronto cuando se alcance el valor de f_y de la sección, sin embargo debido al proceso de laminación se tiene



un esfuerzo residual igual a f_r , por lo que el esfuerzo por flexión calculado elásticamente solo puede alcanzar el valor $f_{yw} - f_r$, para $C_b = 1$ y perfiles compactos I o C flexionados alrededor de su eje mayor "x":

$$L_b = L_r$$

$$M_u = \phi_b M_r = \phi_b S_x (f_{yw} - f_r)$$

2.13.4.6. Pandeo Elástico Zona 3.-

Si L_b es mayor que L_r la sección se pandeará elásticamente antes que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Siendo el momento aún mas pequeño que la zona 2. Al incrementar el momento hasta que se deflexione transversalmente hasta que alcance su momento crítico M_{cr} , dando lugar a que la sección transversal gire y el patín en compresión se mueva lateralmente. Conforme se flexione lateralmente en el patín a compresión, el otro patín tratará de mantener la viga recta. Como resultado, el pandeo de la viga será un combinación de una flexión lateral y una torcedura (o torsión) de la sección transversal de la viga. Ver Figura 2.31.

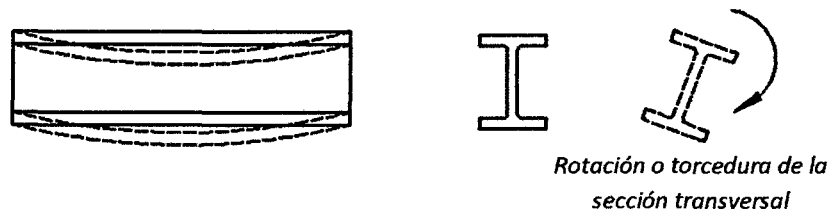


Figura 2. 31: Viga simplemente apoyada de $L_b > L_r$ con pandeo torsionante

(McCormac y Csernak, 2012).

El momento que genera la torcedura de la Figura 2.30 denominado momento flexotorsionante M_{cr} (o momento crítico), esta compuesto por la resistencia torsionante y la resistencia al alabeo de la sección:

las especificaciones LRFD presentan las siguientes ecuaciones para este caso.

- Para perfiles compactos H (de simetría doble) o C (flectados en su eje mayor) de longitud sin soporte lateral L_b del ala en compresión excede a L_r o sea:

$$L_b > L_r$$

$$M_{cr} = f_y S_x \leq M_p \dots \text{(Ecuación F2-3 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \leq M_p \dots \text{(Ecuación F2-4 del AISC-2010)}$$



Para los tipos de pandeo 1, 2 y 3 las longitudes límites L_p , L_r y r_{ts} se determinan a continuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots \text{ (Ecuación F2-5 del LRFD)}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} \dots \text{ (Ecuación F2-6 del AISC-2010)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \dots \text{ (Ecuación F2-7 del AISC-2010)}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero = 2.04×10^6 kgf/cm²

J_c = constante torsional, cm⁴

h_o = longitud del alma de la sección = $d - tf$. Ver tabla de perfiles

C_w = módulo de alabeo.

(Comentarios ANSI/AISC 360-10, 2012: 392).

La mayoría de términos de las fórmulas anteriores ya no es necesaria su determinación ya que ahora existen tablas donde figuran dichos términos y coeficientes para hacer mas facil su análisis y diseño, incluso las especificaciones LRFD proporcionan algunos de estos.

2.13.4.7. Soporte Lateral en Vigas de Alma llena

Los casos en los que los patines de una viga se cuelan a losas de concreto de edificios o puentes, representan protección contra el pandeo lateral. Para estas situaciones las vigas pertenecen a la zona 1. En cambio cuando el patín a compresión de una viga es largo y esbelto al igual que una columna, esta se pandeará a menos que se le dé apoyo lateral. Algunos factores que afectan el valor del esfuerzo crítico de pandeo del patín en compresión son: las propiedades del material, el espaciamiento y tipo de apoyos en los extremos, las condiciones de carga, etc.

La tensión en el otro patín de la viga, tiende a mantenerlo recto y restringe el pandeo del patín a compresión, sin embargo a medida que el momento flexionante aumenta, la tendencia al pandeo se hace más grande y finalmente vence la restricción de la tensión; cuando el patín a compresión empieza a pandearse, se presenta un fenomeno colateral de torsión, y entre menor sea la resistencia torsional de la viga, la falla progresa más rapidamente (McCormac y Csernak, 2012).

Los perfiles W, S y C usados como vigas no poseen mucha resistencia al pandeo lateral, ni a la torsión resultante. Los perfiles armados en cajón en cambio son mucho más resistentes que los perfiles W, S por tener mayor rigidez a la torsión. Demostrando que no se pandearán sino hasta que las deformaciones queden dentro de la escala pástica.

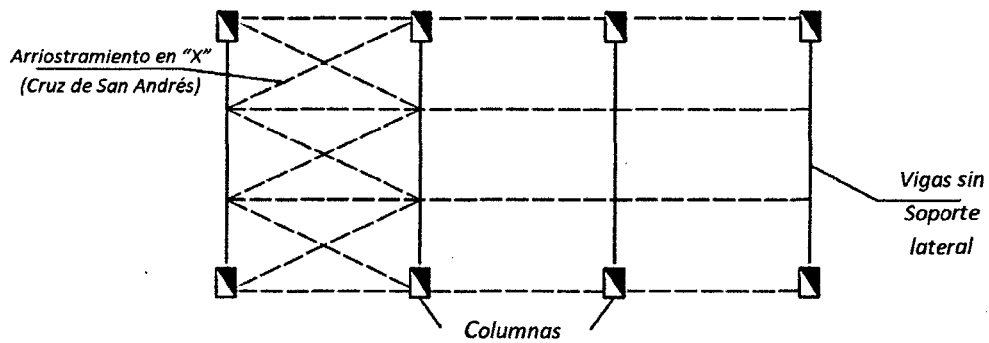


Figura 2. 32: Vista en planta de un sistema de vigas arriostradas contra el pandeo lateral.

Cuando la losa no proporciona apoyo lateral o simplemente el elemento no cuenta con esta, entonces es válido proporcionar apoyo lateral con vigas secundarias conectadas a las principales en la zona en compresión. Formando un contraventeo que dará apoyo a las vigas principales cada cierto tramo. Ver Figura 2.32.

2.13.4.8. Diseño de miembros a flexión para perfiles tubulares cuadrados y rectangulares

Para el diseño de miembros tubulares de sección rectangular o cuadrada flectados en torno a cualquier eje, de almas compactas o no compactas, de alas compactas o no compactas, o esbeltas se aplican los criterios de diseño de la sección F7 del AISC-2010. Estableciendo que la resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

➤ Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-1 del AISC-2010})$$

➤ Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-2 del AISC-2010})$$

- Para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = f_y \cdot S_{eff} \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-3 del AISC-2010})$$

$$S_{eff} = 1.92 \cdot t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq S$$



Donde:

S_{eff} : módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión.

➤ Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

2.13.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CORTE

Las especificaciones *LRFD* suponen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma, A_w es igual al peralte total de la sección, d , multiplicado por el espesor del alma, t_w .

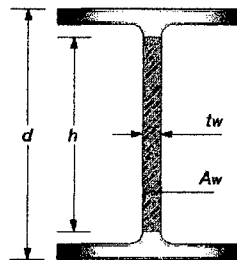


Figura 2. 33: Área en el alma que resiste el cortante.

Conforme a las especificaciones del *Acápite F2* del *LRFD*, la resistencia a la cortante en el alma de un elemento corresponde a las siguientes proposiciones:

1. **Fluencia del alma.**- Casi todas las secciones de vigas laminadas se comportan de esta manera.

$$\text{Si: } \quad F_y = 36 \text{ ksi} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} = 70$$

$$\quad \quad \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} = 59$$

La cortante estará dada por:

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w$$

2. **Pandeo inelástico del alma.**- Cuando el alma alcanza un periodo inelástico y experimenta flexión.



Si: $F_y = 36 \text{ ksi} \rightarrow \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 523/\sqrt{F_{yw}} = 87$

$F_y = 50 \text{ ksi} \rightarrow \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 523/\sqrt{F_{yw}} = 74$

La cortante estará dada por:

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w\left(\frac{418}{\sqrt{F_{yw}}}\right)/\left(\frac{h}{t_w}\right)$$

3. **Pandeo elástico del alma.**- Cuando el alma oscila en un periodo elástico y experimenta flexión.

Si: $\frac{523}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$

La cortante estará dada por:

$$V_n = (132000A_w)/\left(\frac{h}{t_w}\right)^2$$

Donde:

F_{yw} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma.

t_w = Espesor del alma de la viga.

h = Distancia libre entre la punta de los filetes del alma laminados.

2.13.6. DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Las columnas que forman parte de una estructura de acero son los elementos más comunes sujetos a combinación de esfuerzo por flexión (cargas producidas por viento o sismo) y carga axial (cargas de servicio gravitatorias). Para el caso de armaduras que reciben cargas en sus nudos, y sus componentes solo trabajan a carga axial, también son propensos a sufrir efectos de flexión como cuando las armaduras soportan largueros entre sus nudos o en el caso de soportar su propio peso (suponiendo que los componentes son horizontales o están inclinados). También pueden existir efectos de flexión secundaria para elementos verticales cuyos ejes de conexión no coinciden exactamente en las juntas. Cabe señalar que el efecto de flexión en miembros sujetos a tracción no es tan peligroso que en miembros sujetos a compresión, ya que la tensión ayuda a reducir las deflexiones laterales y deflexiones longitudinales, mientras que la compresión colabora en dicha deflexión incrementando el momento. Ver Figura 2.34.

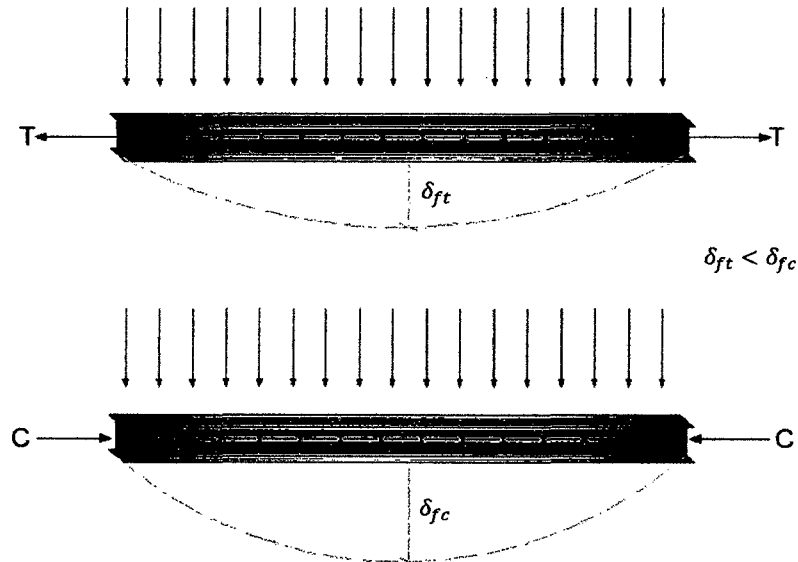


Figura 2. 34: Viga sometida a combinación de carga axial y flexión

1. **Miembros solicitados a Flexión y Compresión.**- de acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen: $0.1 \leq \left(\frac{I_{yc}}{I_y}\right) \leq 0.9$, y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) debiendo satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde I_{yc} es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión, cm^4 (mm^4).

✓ Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{ (Ecuación H1 - 1a)}$$

✓ Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{ (Ecuación H1 - 1b)}$$

Donde:

P_r = Resistencia requerida a la compresión axial. *kgf* (*kN*).

P_c = Resistencia disponible a la compresión axial. *kgf* (*kN*). = $\phi_c P_n$



M_r = Resistencia requerida a la flexión. $kgf - m (N - mm)$.

M_c = Resistencia disponible a la flexión. $kgf - m (N - mm)$.

x = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

y = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

2. **Miembros solicitados a Flexión y Tracción.**- en miembros con simetría doble y simple la combinación de flexión y tracción están solicitados solamente a la flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde:

P_r = Resistencia requerida a la tracción axial. $kgf (kN)$.

P_c = Resistencia disponible a la tracción axial. $kgf (kN) = \phi_c P_n$

M_r = Resistencia requerida a la flexión. $kgf - m (N - mm)$.

M_c = Resistencia de diseño a la flexión. $kgf - m (N - mm) = \phi_b P_n$

x = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

y = Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

2.13.7. ESTRUCTURAS ARTICULADAS Y RETICULADAS

Es importante conocer el tipo de conexiones utilizadas en cada sistema, para una estructura de barras por ejemplo pueden estar unidas por nudos articulados que impiden los desplazamientos relativos entre las distintas barras concurrentes en él, sin embargo permiten el giro relativo. Como también pueden estar unidas por nudos rígidos, que no permiten ni los desplazamientos ni el giro relativos.

2.13.7.1. Estructura articulada.-

Es una estructura formada por piezas prismáticas unidas entre sí mediante articulaciones. *Figura 2.35 – (a)* Como ya se mencionó los enlaces articulados no permiten transmitir momentos flectores de unas piezas a otras, por lo que trabajan básicamente a esfuerzo axial, pues la única flexión a la que pueden estar sometidas es la debida a las cargas transversales que actúan directamente sobre ellas. Resolver una estructura articulada implica determinar el valor de los esfuerzos axiales que actúan sobre las diferentes barras.

2.13.7.2. Estructura reticulada.-

Es una estructura formada por piezas prismáticas unidas entre sí mediante nudos rígidos. *Figura 2.35 – (b)* estos en cambio sí transmiten momentos de una barra a otra. Las piezas o elementos de una estructura reticulada trabajan fundamentalmente a

flexión y, en su caso, también a torsión. Resolver una estructura reticulada implica, por tanto, determinar las leyes de momentos flectores, esfuerzos cortantes, esfuerzos axiales y hasta momentos torsores que actúen sobre las diferentes barras.

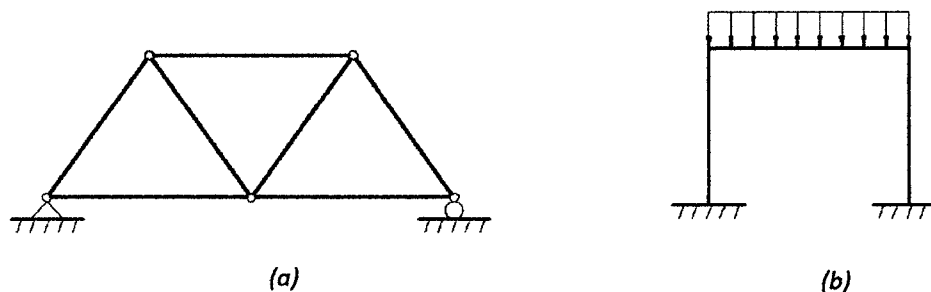


Figura 2. 35: (a) Estructura articulada, (b) Estructura reticulada.

(Miguel y Elena, 2002).

2.14. ARMADURAS ESTRUCTURALES COMPUESTAS DE CELOSÍA:

A diferencia de los elementos estructurales de alma llena, las armaduras compuestas de celosía representan una solución óptima a las sollicitaciones estructurales para casos especiales donde es necesario cubrir grandes luces, alivianar peso, velocidad de montaje, etc., lo que conlleva a ser una alternativa de bajo costo, sin dejar de lado la estética y seguridad de la estructura.

Es importante aclarar que las especificaciones **AISC (2010)** no tienen disposiciones para las vigas de acero de alma triangulada (abierta), sino una organización aparte: el "**Steel Joist Institute (SJI)**". Las especificaciones que brinda el SJI aplican a las definiciones del producto, material, esfuerzos de diseño, las características de fabricación los accesorios u los procedimientos de instalación.

Para estos sistemas es importante hacer notar que existen casos en que, por la importancia de las cargas, vibraciones, altura de la construcción, etc., deberán utilizar miembros de alma llena, o considerar mayor número de elementos para proporcionar mayor rigidez. Algunas consideraciones para el uso de armaduras son:

- ✓ Solo se emplearán para entrepisos y techos con cargas relativamente ligeras.
- ✓ Para losas y entrepisos de concreto, si el peralte mayor de 60 cm., la luz máxima será de 15 m.
- ✓ Aplicar contraventeo para evitar pandeos, torceduras, etc.
- ✓ En losas de concreto la separación máxima entre vigas no excederá de 80 cm.

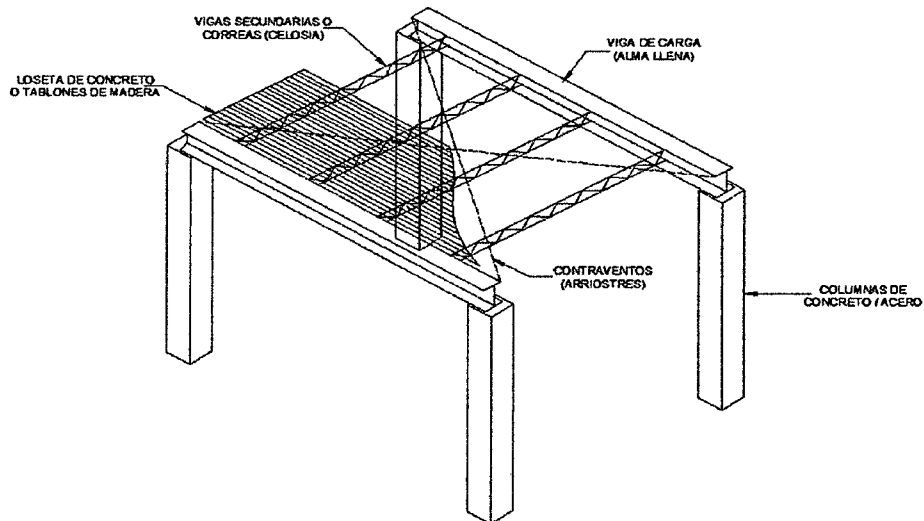


Figura 2. 36: Esquema de entrespezo de miembros de alma llena y alma abierta (triangulada)

2.14.1. VIGAS EN CELOSÍA O VIGAS DE ALMA ABIERTA

Cuando las luces a salvar son considerables (a partir de 10 m o 15 m), o cuando se necesita tener vigas de cantos importantes, puede resultar más económico utilizar estructuras reticulares en celosía (estructuras de barras) que vigas de alma llena. La condición fundamental a la que están sujetas este tipo de estructuras de celosía es la de ser geoméricamente indeformable. De ahí el nombre de estructuras trianguladas. Suelen diseñarse en su mayoría con nudos articulados, donde las barras trabajan solo a esfuerzo axial (tracción y compresión). Si los nudos son rígidos las barras trabajarán a esfuerzo axial, cortante y momento flector.

Estas también llamadas armaduras son un conjunto de estructuras que utiliza los perfiles de acero o madera, el conjunto está formado por elementos lineales y conectados entre sí mediante uniones, juntas o nudos (nodos) por medio de remaches o soldadura. Si es un sistema articulado, los nudos o uniones soportan las cargas externas y los miembros estructurales trabajan en dos posibles esfuerzos internos de fuerzas axiales: compresión y tracción.

La práctica demuestra que el análisis de una viga triangulada con un modelo de nudos articulados conduce a un diseño suficientemente seguro para cualquier solución de nudo. Además cabe señalar que estas pueden funcionar como viguetas de piso o techo y otras como vigas que soportan reacciones concentradas de largueros (también llamadas correas).

En las vigas en celosía las barras se denominan, según su posición, del siguiente modo. Ver *Figura 2.37*:

- **Cuerda superior.**- también llamado brida superior, es el conjunto de elementos que forman la cabeza superior (se denomina "par" en las cerchas). Si las cargas exteriores actúan hacia abajo y la armadura está apoyada en sus dos extremos la cuerda superior siempre trabaja a compresión.
- **Cuerda inferior.**- también llamado brida inferior, es el conjunto de elementos que forman la cabeza inferior (se denomina "tirante" en las cerchas por trabajar usualmente a tracción). Trabaja mayormente a tracción.
- **Montantes.**- es el conjunto de barras verticales dispuestas en el alma de la viga unidas a las cuerdas superior e inferior. Actúa como elemento que da rigidez a los miembros principales de la armadura.
- **Diagonales.**- es el conjunto de barras inclinadas dispuestas en el alma de la viga están sujetos a esfuerzos directos de tracción o compresión.

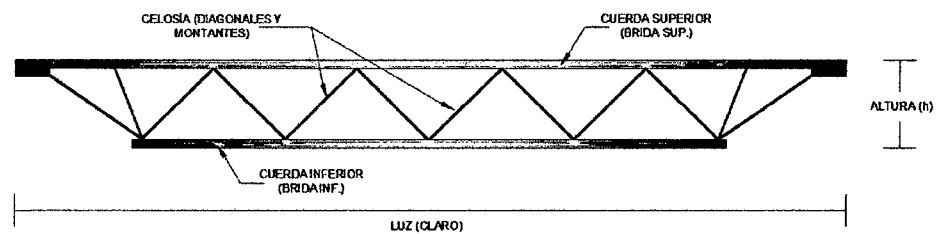


Figura 2. 37: Viga de acero de alma abierta.

Estos elementos pueden cubrir claros de 60 pies (18.3m) y para techos se permiten claros de hasta 24 veces el peralte ($h/L=1/24$). Por lo general la configuración de los miembros del alma son de tipo Warren y su altura puede ser de 20 a 76 cm, las cuerdas comúnmente son perfiles tipo "L" o angulares, aunque también se pueden utilizar otros perfiles, placas o barras laminadas en caliente o perfiles laminados en frío. La celosía por lo general consiste en barras lisas aunque algunos proyectistas utilizan barras corrugadas. *Ver Figura 2.38:*

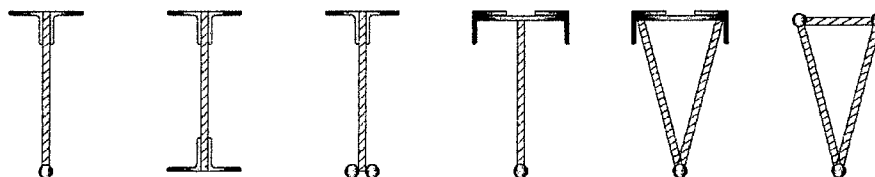


Figura 2. 38: Tipos de cuerdas o bridas en vigas de celosía.

a) Organización del Alma.-

Según sea el caso se puede organizar físicamente la geometría del alma de una viga mediante tres formas: siendo de alma triangulada (abierto) y de montantes de compresión necesarias para este capítulo. *Ver Figura 2.39:*

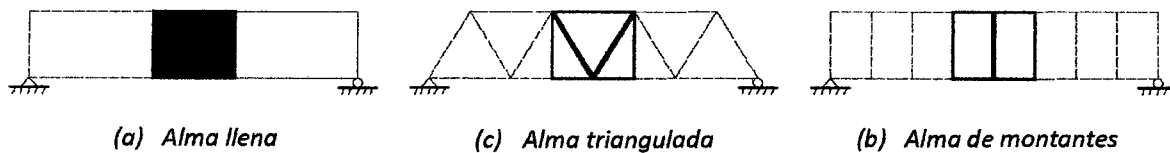


Figura 2. 39: Tipos de organización de barras en el alma de una viga (Aroca, 2006).

b) Vigas de Alma Triangulada.-

Se componen de un sistema de barras alternativamente comprimidas y traccionadas que resisten el cortante y proporcionan el rasante necesario para que la sollicitación horizontal H de los cordones pueda ser variable. Un conjunto de dos barras inscrito en un rectángulo de dimensiones $a \times b$ debe resistir el cortante V , lo que condiciona la sollicitación de cada una de las barras, y por otra parte, el conjunto de ambas barras debe proporcionar una componente horizontal $\Delta H = V * a/d$ como se observa en la siguiente Figura 2.40:

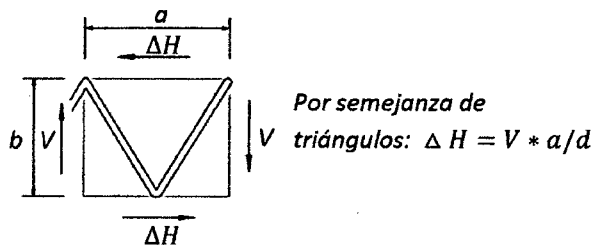


Figura 2. 40: Solicitaciones en la sección del alma de una viga triangulada (Aroca, 2006: 6).

c) Trazado de Triangulaciones.-

Las triangulaciones de una viga de celosía pueden ser de varias maneras, (Ver Figura 2.41) las más comunes son a) La triangulación simétrica con diagonales traccionadas y comprimidas, b) La triangulación de montantes comprimidas y diagonales traccionadas y c) La triangulación de montantes traccionadas y diagonales comprimidas:

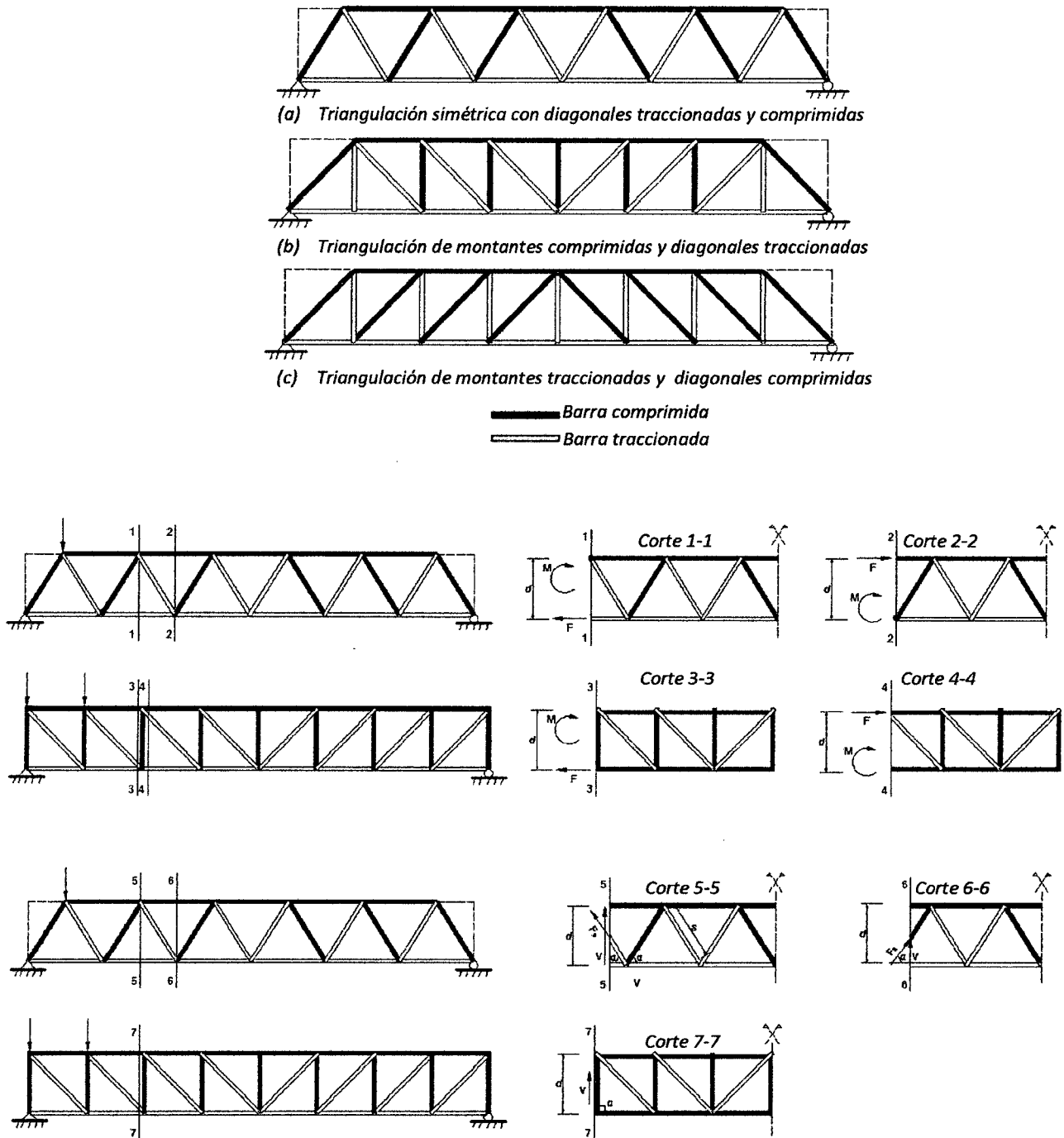


Figura 2. 41: Vigas con distinta triangulación y Esfuerzos internos (Aroca, 2006: 7).

d) Cálculo de Solicitaciones.-

Las solicitaciones para vigas de celosía basta determinar el esfuerzo en barras extremas mediante el diagrama de momentos, por otro lado las solicitaciones en el alma se determinan mediante el cálculo de cortantes. En otras palabras basta dimensionar los



cordones (brida superior e inferior) con el momento máximo y las diagonales con el cortante máximo.

1. Solicitaciones en cordones.- Para hallar los esfuerzos en cada trama de los cordones (bridas) basta hacer cortes que pasen por el nudo opuesto para eliminar incógnitas del resto de las barras.

2. Solicitaciones en diagonales.- Las sollicitaciones en los cordones no tienen componente vertical, por lo que el cortante solo puede ser equilibrado por la componente vertical de las diagonales o por los montantes según la distribución de barras en la viga.

a) *Solicitaciones en cordones superior e inferior.*

- En el corte 1-1 se puede observar que "F" representa la fuerza tracción de la cuerda inferior.
- En el corte 2-2 la fuerza "F" está representando la fuerza a compresión de la cuerda superior. Entonces el valor de F es:

$$F = T = C = \frac{M}{d}$$

Siendo:

T = Fuerza interna de tracción

C = Fuerza interna de compresión

M = Momento

d = Peralte de la armadura

b) *Solicitaciones en diagonales y montantes (celosía).*

- *En el corte 5-5 y 6-6 se puede observar que "Fs" representa la fuerza axial de la celosía sin considerar la contribución de las cuerdas para soportar el cortante*

$$F_s = \frac{V}{\text{sen } \alpha} ; F_s = \frac{V * s}{d}$$

- *En el corte 7-7 la fuerza "Fs" es igual a la cortante ya que $\text{sen}90 = 1$:*

$$F_s = \frac{V}{\text{sen } 90} = V$$

Siendo:

F_s = Fuerza axial

S = Longitud de la celosía

α = Angulo de inclinación de la barra

d = Peralte de la armadura



e) Triangulación Óptima.-

Como se puede observar en la siguiente Figura 2.42 el cortante V es resistido por la triangulación, cuanto más horizontal sea la barra inclinada, mayor será su sollicitación:

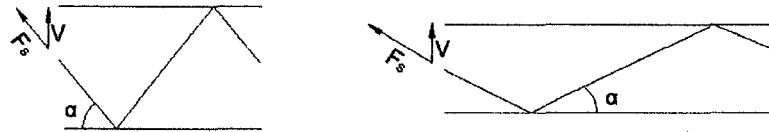


Figura 2. 42: Optimización en función de F_s . ($F_s \rightarrow \infty$ cuando $\alpha \rightarrow 0$) (Aroca, 2006: 10).

La longitud total de la triangulación de la viga depende de α . Cuando mayor es α los nudos están más juntos y la suma de las longitudes de las barras inclinadas es mayor:

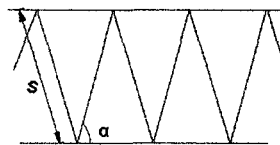


Figura 2. 43: Optimización en función de S (cuando $\alpha \rightarrow 0$; $\sum S_i \rightarrow \infty$) (Aroca, 2006: 10).

Entre ambos extremos hay unos trazados óptimos teóricos y unos intervalos razonables en los que el material a emplear en la triangulación difiere poco del teóricamente mínimo:

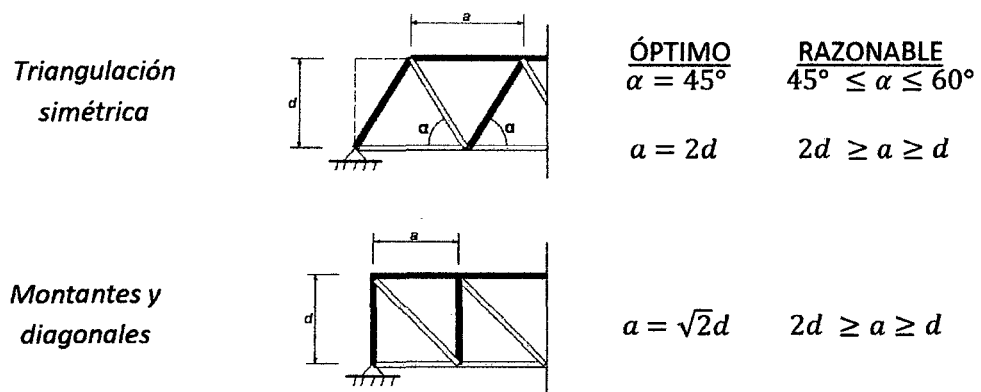


Figura 2. 44: Trazos óptimos en diagonales y montantes (Aroca, 2006: 10).

f) Sustentación e Isostatismo.-

La primera cuestión relevante para cualquier estructura triangulada es el isostatismo, ya que si la estructura es *isostática* pueden determinarse las sollicitaciones a partir del esquema y dimensionar estrictamente las secciones de las barras, lo que da una doble ventaja: por una parte la sencillez del proceso de análisis; por otra, que pueden dimensionarse estrictamente las barras. Si la estructura es *hiperestática* es preciso



dimensionar previamente las barras y aunque pueden hacerse varios ciclos para ajustar un dimensionado adecuado, el proceso es complejo. Las estructuras hipostáticas no tienen forma fija y dependen del sistema de acciones en conjunto.

g) Celosías planas estáticamente determinadas.-

Una celosía se llama estáticamente determinada o totalmente isostática si se aplican sucesivamente las ecuaciones de equilibrio mecánico, primero al conjunto de la estructura, para determinar sus reacciones, y luego a las partes internas, para determinar los esfuerzos sobre cada uno de los elementos que la integran. Estas dos condiciones se llaman (Hibbeler, 2012):

- **Isostaticidad externa.-** Cuando es posible calcular las reacciones usando exclusivamente las ecuaciones de la estática. Para que eso suceda el número de grados de libertad eliminados por los anclajes varios de la celosía debe ser a lo sumo de tres, puesto que sólo existen tres ecuaciones independientes de la estática aplicables al conjunto de la estructura.
- **Isostaticidad interna.-** Cuando es posible determinar los esfuerzos internos de cada una de las barras que forman la estructura, para que se dé esta condición se requiere una cierta relación entre el número de barras y nudos.

h) Celosías Planas de isostaticidad interna.-

Las celosías planas de isostaticidad interna o de estabilidad interna de nudos articulados pueden dividirse desde el punto de vista estructural en:

- **Celosías Isostáticas.-** también llamadas celosías simples o completas, son celosías estáticamente determinadas, en el que el número de barras "b" y el número de nudos "n" satisface que:

$$b + 3 = 2n$$

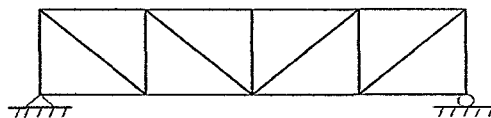


Figura 2. 45: Ejemplo de viga tipo Pratt internamente Isostática.

Pueden ser calculadas mediante las ecuaciones de la estática en alguna de sus modalidades; equilibrio de nudos y esfuerzos en barras (Método de Nudos, Ritter) y/o métodos de la estática gráfica (Cremona, etc.). Geométricamente son una triangulación conforme o regular.



- **Celosías Hipostáticas.**- también llamadas armaduras incompletas cuyo número de piezas necesarias para su estabilidad es menor que la anterior celosía. Presenta un sistema inestable por lo tanto insegura, cumplen con la siguiente inecuación:

$$b + 3 < 2n$$



Figura 2. 46: Ejemplo de viga tipo Vierendeel internamente Hipostática.

- **Celosías Hiperestáticas.**- o súper estáticas que engloba a cualquier celosía plana que no sea de los tipos anteriores. Estáticamente son armaduras completas y seguras para su análisis se puede usar el método de Heneberg o el método matricial de la rigidez. Cumplen con la siguiente inecuación:

$$b + 3 > 2n$$

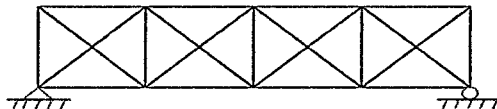


Figura 2. 47: Ejemplo de viga tipo Cruz de San Andrés internamente Hiperestática.

Si una celosía plana es de nudos rígidos, entonces es hiperestática con independencia del número de nudos y barras. En esos casos usualmente se calculan de modo aproximado suponiendo que sus nudos son articulados (si son similares a una celosía simple o compuesta), o de modo razonablemente más exacto por el método matricial de la rigidez.

Una celosía plana, sólo puede ser isostática si está formada por nudos articulados y las barras sólo transmiten esfuerzos a otras barras en la dirección de su eje. Eso implica que en una celosía plana hiperestáticamente determinada el momento flector es nulo en todas las barras de la misma, estando solicitada cada barra sólo axialmente. Una estructura de barras articuladas sólo puede comportarse rígidamente si cada región mínima encerrada por las barras es triangular. Las condiciones de isostaticidad interna y externa requieren que el número de ecuaciones estáticas linealmente independientes iguale al número de incógnitas:

- i) **Celosías tridimensionales.**-Las celosías tridimensionales isostáticas se forman a partir de tetraedros. Otra posibilidad común para las celosías tridimensionales es hacerlas de base cuadrada y rigidizar de algún modo en el plano de las bases. Una celosía espacial es internamente isostática si el número de barras b que la forman y el número de nudos n que forman las barras entre sí satisface que:

$$b + 6 = 3n$$

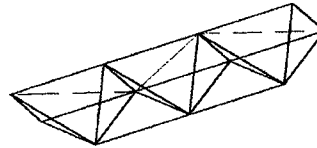


Figura 2. 48: Ejemplo de Correa tridimensional internamente Isostática.

j) Celosías de estabilidad Externa.-

Se considera una estructura de estabilidad externa cuando sus componentes simples de reacción no son todas paralelas y no concurren todos en un mismo punto o recta. Ver

Figura 2.49:

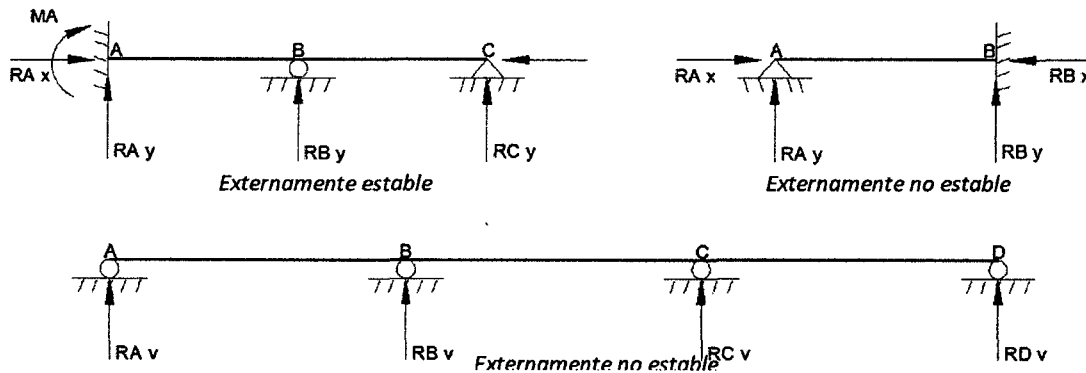


Figura 2. 49: Estabilidad Externa por medio de reacciones (Aroca, 2006)

k) Celosías de nudos rígidos

Una celosía de nudos rígidos es un tipo de estructura hiperestática que geoméricamente puede ser similar a una celosía estáticamente determinada pero estructuralmente tiene barras trabajando en flexión.

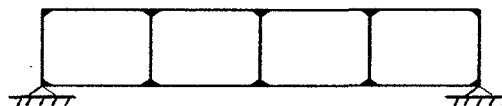


Figura 2. 50: Ejemplo de Celosía Vierendeel de nudos rígidos.

Un nudo se llama rígido si una vez deformada la estructura el ángulo formado inicialmente por todas las barras se mantiene a pesar de que globalmente todo el nudo ha podido haber girado un ángulo finito.

Puede probarse que dos celosías de idéntica geometría, siendo los nudos de una rígidos y los otros articulados, cumplen que:

1. La celosía de nudos articulados tiene esfuerzos axiales mayores que la de nudos rígidos.
2. La celosía de nudos articulados es más deformable.

3. La celosía de nudos rígidos presenta mayores problemas en el dimensionado de las uniones entre barras.

NOTA: Para efectos de cálculo se realiza como si todos los nudos fuesen articulados y se desprecia la variación de la longitud de las barras. Esto supone que el ángulo que forman las barras puede variar libremente. Sin embargo en la práctica, realmente los nudos se constituyen como nudos rígidos o al menos parcialmente rígidos, por efecto de las soldaduras o de otros medios de unión. El efecto inmediato es que aparecen *momentos secundarios* en las barras de la estructura además del efecto principal de tracción o compresión deben soportar la flexión provocada por estos *momentos secundarios*.

Según McCormac y Csnark (2012) los *momentos secundarios* provocan una tensión secundaria que se sumará a la tensión principal. La cuantía de esta tensión no suele ser excesiva; en vigas normales (barras delgadas y uniones no excesivas, por ejemplo 1/6 de la longitud de la barra), con nudos diseñados con cartelas pequeñas, barras con ejes coincidentes en un punto, etc., no supera el 10% de la tensión principal.

Casi siempre resulta más práctico reducir un 10% la tensión admisible del acero que calcular estas tensiones secundarias.

2.14.2. CELOSÍAS PLANAS NOTABLES

La tipología de las montantes y diagonales depende de la disposición de las cargas e incluso del material que conforma la estructura de celosía, dichas formas han sido optimizadas y patentadas por sus creadores, llamándose celosías planas notables. Con luces de hasta 35 metros conformados por paneles de 6 hasta un máximo de 16, de diagonales próximas a los 45° y relación Luz/Peralte mayor a 9 se utilizan las geometrías básicas siguientes:

Celosía Howe: Patentada en 1840 por William Howe, usada con frecuencia en celosías de madera, sus diagonales inclinadas coinciden con las montantes el cordón superior e inferior en forma de V invertida. Para cargas gravitacionales las diagonales trabajan a compresión mientras que los montantes a tracción.

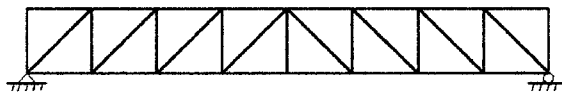


Figura 2. 51: Celosía Howe plana o de entrepiso.

Celosía Pratt: Diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844 concebidas exclusivamente para ser conformados en acero, para cargas gravitatorias su configuración es opuesta a la celosía Howe es decir sus diagonales forman V's y trabajan a tracción mientras las montantes a compresión. Si la celosía está sometida a cargas de viento de succión es posible que las diagonales estén solicitadas a compresión.

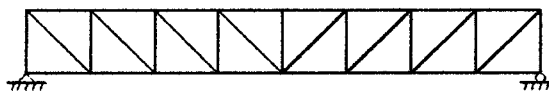


Figura 2. 52: Celosía Pratt plana o de entrepiso.

Celosía Warren: patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni En 1848. Su principal característica de este tipo de celosías es la formación de triángulos isósceles (o equiláteros), dicha configuración permite el paso de instalaciones entre los huecos de la celosía. Sus diagonales presentan esfuerzos de compresión y tracción siendo no tan favorable desde el punto de vista resistente pero ventajoso desde el punto de vista constructivo. Se le pueden introducir montantes verticales para reducir la longitud de los tramos de cordón comprimidos o reducir la distancia entre los nudos.

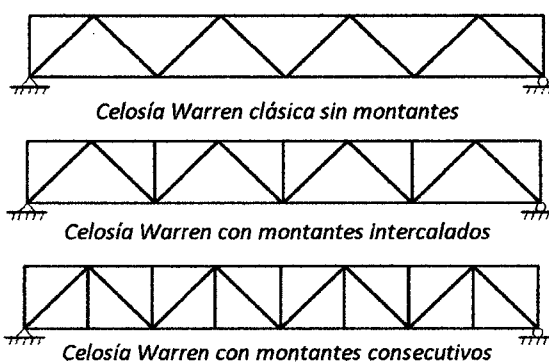


Figura 2. 53: Tipos de celosías Warren planas.

Las armaduras Warren y Pratt pueden ser utilizadas económicamente en techos planos para claros entre 12 y 38 metros y si bien han sido usadas para claros tan grandes como 61 metros. El Warren es generalmente más satisfactoria que la Pratt con luces de 40 metros. Los techos pueden ser completamente planos para los claros que no excedan de 9 ó 12 metros. Preferiblemente en estas armaduras la relación peralte a claro (h/L) debe ser entre $1/5$ a $1/10$, las pendientes en sus diagonales entre 30° y 45° con la horizontal y en techos ligeros espaciadas de 20 a 40 pies (6.1 a 12.2 m)

Celosía Vierendeel: calificada como pseudocelosía nombrada así en honor al ingeniero belga Arthur Vierendeel su característica principal es sus uniones rígidas y la ausencia de diagonales inclinadas es decir sin formas triangulares, sino una serie de marcos rectangulares recomendada para salvar luces de 6 a 27 metros dependiendo de la distancia entre verticales, empleado en construcción de puentes (puente vierendeel) y en edificaciones. El material empleado para su construcción puede ser de metal o concreto armado (no recomendable en madera). La viga Vierendeel se diferencia de las vigas de alma llena y de la viga reticulada, por la forma de absorber los esfuerzos de corte.

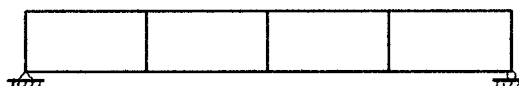


Figura 2. 54: Pseudo celosía vierendeel plana.

Otras celosías planas:

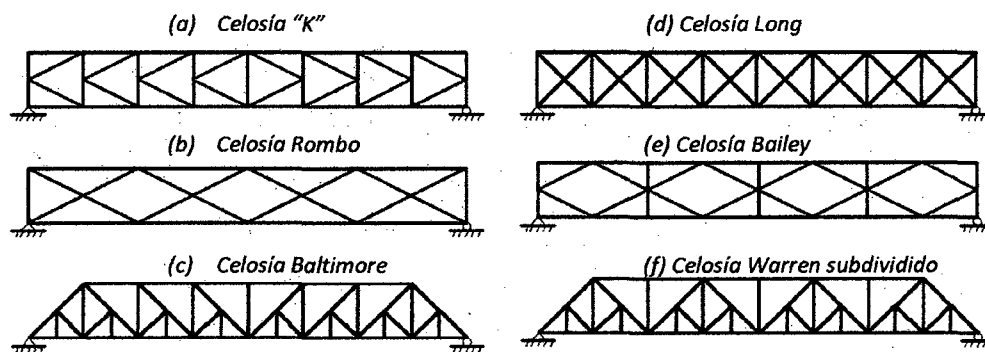


Figura 2. 55: Otras celosías planas.

2.14.3. ARMADURAS (CELOSÍAS TRIANGULARES)

También llamado celosía a dos aguas, cerchas o tijerales, por su forma de verter las precipitaciones a ambos lados de esta. Soportan vigas secundarias (o correas) las que se apoyan en sus nudos articulados, son construidas a partir de acero o madera, compuestas de montantes verticales y diagonales inclinadas convenientemente de forma simétrica a partir del centro de luz. Sus denominaciones se deben a quien las patentó o descubrió.

Celosía Howe Triangular: viene a ser una armadura a dos aguas compuesta de diagonales y montantes, pueden cubrir luces de hasta 30 metros, siendo el material de acero o madera el más apropiado para su construcción. Las diagonales trabajan a compresión y las montantes a tracción.

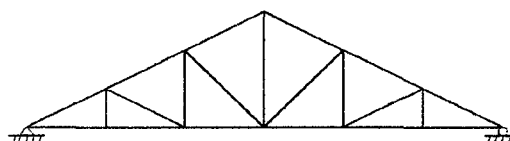


Figura 2. 56: Celosía Howe triangular o a dos aguas.

Celosía Pratt Triangular: esta celosía tiene la configuración inversa a la Howe Triangular, es decir las diagonales trabajan a tracción y los montantes a compresión, siendo estables en luces de 12 a 38 metros. Para construcciones en acero cercha tipo Pratt resulta ser más económica que la Howe, por la configuración de esfuerzos en sus miembros.

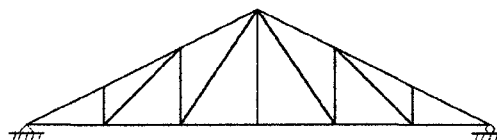


Figura 2. 57: Celosía Pratt triangular o a dos aguas.

Celosía Warren Triangular: su aplicación es preferente en techos de poca pendiente (de 10 a 15%) sus miembros interiores pueden estar constituidas por barras redondas unidas con

soldadura. Las piezas inclinadas trabajan a compresión cambiando solo en los paneles centrales. Se recomienda para luces de 12 a 38 metros.

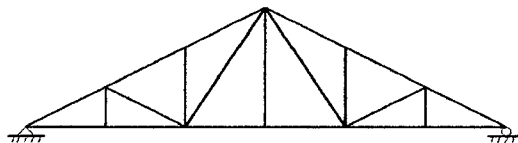


Figura 2. 58: Celosía Warren triangular o a dos aguas

Celosía Fink Triangular: su aplicación es preferente en techos de alta pendiente (mayor a 40%) sus miembros trabajan en su mayoría a tracción por lo que lo hace más económico, puede cubrir luces de hasta 36.5 metros. Su composición contiene elementos muy pequeños que ayudan a reducir esfuerzos de compresión en miembros sobrecargados, además de evitar problemas de esbeltez (flexión) por ejemplo en las cuerdas superiores sometidas a compresión.

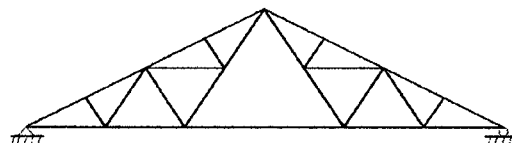


Figura 2. 59: Celosía Fink de 8 paneles

Celosía Francesa: también llamada Polonceau muy parecida a la celosía Fink con la diferencia que el cordón inferior posee un quiebre hacia arriba. Estructuralmente sus elementos trabajan a tracción. Es recomendable para luces menores o iguales a 24 metros.

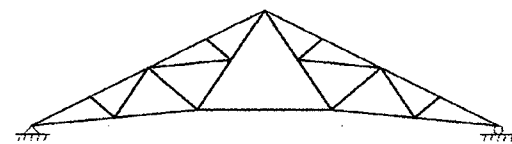


Figura 2. 60: Celosía Francesa de 8 paneles

Celosía King: Su composición es ideal para conformar cerchas de ambientes con amplios espacios, puede cubrir un rango de luces de 6 a 25 metros para madera y de 10 a 35 metros para acero, sin embargo no es económica cuando supera los 12 metros entre los apoyos principales, sus deformaciones pueden ser excesivas ya que gracias a su geometría produce grandes esfuerzos.

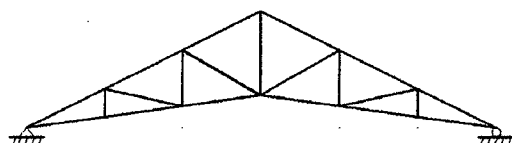


Figura 2. 61: Celosía King de 6 paneles



Otras celosías triangulares:

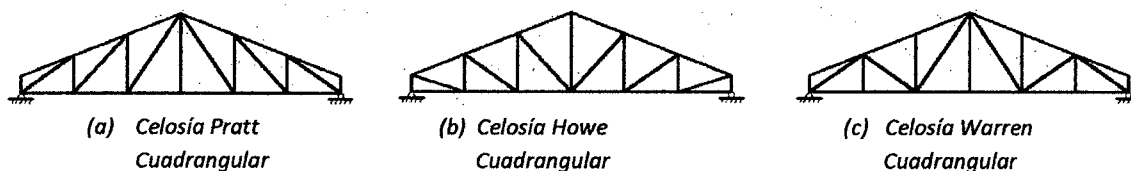


Figura 2. 62: Celosías Cuadrangulares

2.14.4. ARMADURAS CANTILEVER Y TIPO DIENTE DE SIERRA

Las celosías cantiléver son utilizadas en voladizos por su geometría tipo bandera, donde solo consta de un solo empotramiento resistente a todas las cargas de servicio de la celosía. También son utilizadas en forma de abanico apoyadas en ejes de tijerales principales para caídas de agua. Mientras que las de tipo diente de sierra son útiles en ambientes donde se necesite iluminación natural o buena ventilación.

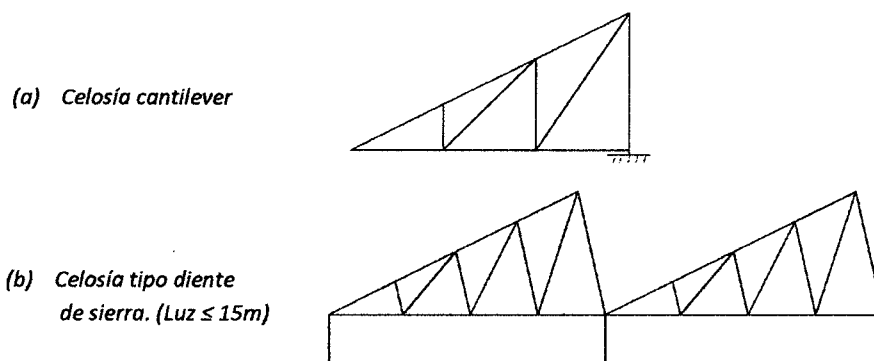


Figura 2. 63: Celosía cantiléver y tipo diente de sierra

2.14.5. ARMADURAS CURVAS

Son armaduras con forma de arcos parabólicos mas no funcionan como arco propiamente dicho sino como vigas, cuyas cuerdas inferiores trabajan a compresión y los apoyos son de forma biarticulada ya que le da mejor comportamiento resistente ante las cargas verticales. Sus miembros trabajan a esfuerzos cortantes radiales y pueden cubrir luces de 36 a 100 metros dependiendo del diseño a utilizar. Este tipo de vigas de arco o curvas, pueden ser representadas por funciones de segundo grado o parábolas, circulares o elípticas. Las reacciones resultantes en los apoyos tienen componente horizontal debido al empuje del arco producto de las fuerzas de gravedad. Según sus apoyos existen tres tipos de arcos:

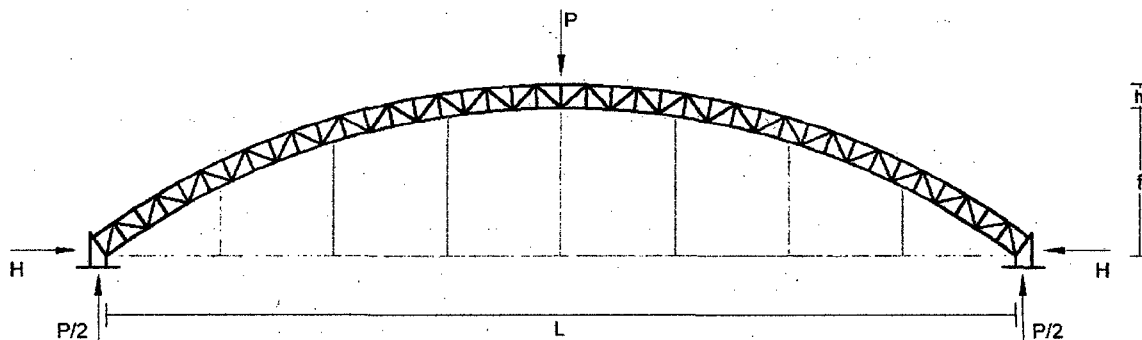


Figura 2. 64: Celosía en arco tipo Warren con apoyos biarticulados

- **Arcos Empotrados en los apoyos:** son estáticamente indeterminados, sometidos a esfuerzos internos y a las fuerzas de contrafuertes provenientes de la reacción de los apoyos de expansión y contracción por cambios de temperatura. *Figura 2.64 (a).*
- **Arcos Biarticulados en los apoyos:** son estáticamente indeterminados, y no está sometido a fuerzas producidas por el cambio de temperatura, útil para grandes luces. Cuando un apoyo es fijo y el otro móvil el arco se comporta como una viga libremente sustentada cuyas reacciones en los apoyos son verticales es un estado estático, lo que vendría a ser una viga curva isostática. *Figura 2.65 (b).*
- **Arcos Triarticulados:** estos arcos liberan los esfuerzos internos a través de rotulas o juntas articuladas, útil para luces medianas. *Figura 2.65 (c).*

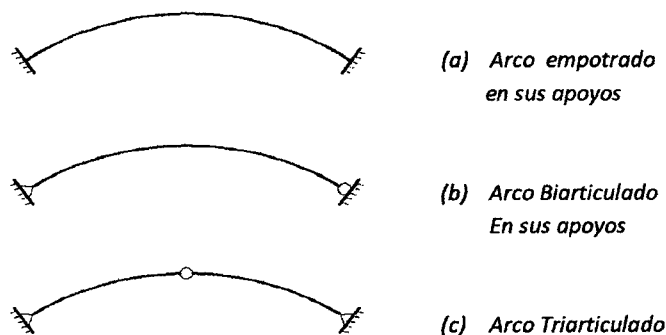


Figura 2. 65: Clasificación de arcos según sus apoyos

Las recomendaciones para el pre-dimensionamiento son:

$$r \geq L \quad ; \quad h = \frac{L}{40} \text{ a } \frac{L}{45} \quad ; \quad f = \frac{L}{4} \text{ a } \frac{L}{10}$$

Siendo:

r = Radio del eje del arco de la armadura

L = Longitud horizontal entre apoyos del arco.

h = Peralte de la viga en arco.



f = Flecha de la viga-arco. Siendo la relación óptima de 1/6.

Otras celosías en Arco:

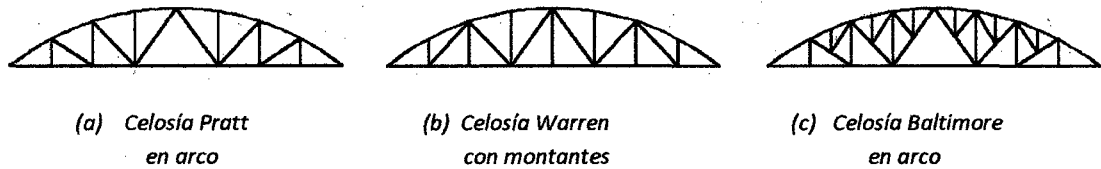


Figura 2. 66: Otras celosías en Arco.

2.14.6. RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE CELOSÍAS

A continuación se establecen algunos principios simplificadorios para el cálculo de celosías triangulares.

1.- Los ejes (líneas de centros de gravedad) de los perfiles deben concurrir en un nudo común.

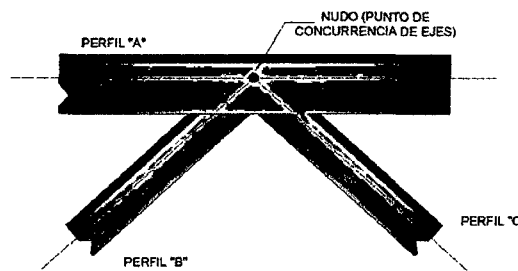


Figura 2. 67: Detalle de concurrencia en Nudo

2.- Las cargas deben estar contenidas en el plano de la viga. Además de estar aplicadas en los nudos

3.- La colocación de los perfiles debe ser simétrica respecto al plano de la cercha.

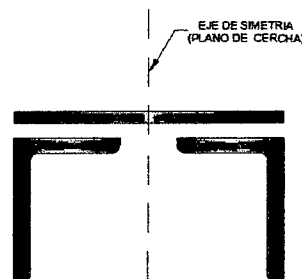


Figura 2. 68: Simetría de perfiles según el plano de la cercha.

4.- Se recomienda realizar el cálculo como si todos los nudos fuesen articulados y se desprecia la variación de la longitud de las barras.

2.14.7. MÉTODOS PARA EL CALCULO DE CELOSÍAS



Para el cálculo de celosías se estima seguir las siguientes etapas

1. Determinación de cargas sobre los nudos
2. Determinación de los esfuerzos de las barras y comprobación de las secciones traccionadas y comprimidas.
3. Comprobación de las soldaduras de los nudos, en caso de que en lugar de articulaciones se usen soldaduras.

Las celosías planas, estáticamente determinadas, pueden ser calculadas con suficiente aproximación, sin considerar las deformaciones, usando únicamente ecuaciones de estática. En este tipo de celosías se puede estimar que los nudos son articulados, por lo que no se tiene en cuenta el momento flector, ni el esfuerzo cortante, sólo se considera el esfuerzo axial, constante a lo largo de la barra. Existen diversos métodos basados en aplicar las ecuaciones de la estática de manera eficiente y rápida, para una celosía de " n " nudos:

- **Método de los nudos.**- Consistente en estimar que cada uno de los nudos está en equilibrio, lo que implica que la suma vectorial de las fuerzas actuantes sobre cada barra se equilibran. Al existir " n " nudos es necesario resolver $2n$ ecuaciones lineales. Este método sólo funciona para celosías estáticamente determinadas (internamente isostáticas) con $2n-3$ barras, siendo n el número de nudos.
- **Método de Cremona-Maxwell.**- Es un sencillo método gráfico basado en el método de los nudos, usando una operación de dualidad geométrica, por la cual, a cada estructura reticular se le asigna un diagrama de puntos, en donde cada punto representa una retícula de la estructura, y cada segmento, entre estos puntos dados, representa la magnitud del esfuerzo de la barra situada entre dos retículos. La suma vectorial de las fuerzas actuantes sobre cada barra se equilibra gráficamente.
- **Método de Ritter o de las secciones.**- Este método consiste en realizar cortes en una armadura con el fin de encontrar las fuerzas internas en una armadura, tomando en cuenta la sección cortada en equilibrio y utilizando las 3 ecuaciones de equilibrio determinar las fuerzas internas. Este método únicamente permite realizar un corte en el cual se corten 3 barras (al menos una de las cuales no sea paralela a las otras dos).
- **Método matricial.**- que requiere resolver un sistema de $2n-3$ ecuaciones para los desplazamientos desconocidos, a partir del cual se calculan fácilmente las reacciones y los esfuerzos sobre las barras. En general resulta algorítmicamente más trabajoso que los otros dos, pero es fácilmente programable.

Si las celosías no están determinadas estáticamente, cosa que sucede siempre que $b > 2n-3$ los tres primeros métodos anteriores no funcionan y debe emplearse el método de Henneberg o el método matricial de la rigidez. En el caso de que $b > 2n-3$ las celosías se denominan complejas.



- **Método de los elementos finitos.**- La aplicación de los métodos clásicos y de los métodos matriciales requiere inicialmente que la estructura analizada sea divisible en elementos de comportamiento conocido y unidos entre sí en puntos o nodos sobre los cuales se polariza el planteamiento analítico del método; este hecho reduce la aplicabilidad inmediata de estos métodos a estructuras constituidas por piezas con realidad física individualizable (vigas, pilares,...), es decir a las estructuras formadas por elementos lineales. Un modelo o sistema ficticio constituido por elementos lineales conectados entre sí, refleja bien el comportamiento global de la estructura y los esfuerzos y movimientos que se obtienen de su análisis pueden ser razonablemente utilizados en el diseño de detalle de ésta. Un sistema de estas características se califica de discreto y puede considerarse como una razonable aproximación a la realidad continua de la estructura a la que modeliza. La realidad física de las estructuras no las hace siempre modelizables con elementos lineales simples de comportamiento deducible a partir de los planteamientos clásicos de la Resistencia de Materiales. La discretización de las estructuras implica, generalmente, una pérdida del soporte intuitivo que proporciona la similitud física modelo-estructura. Incluso aunque esta similitud se mantenga, el comportamiento de los elementos o porciones de la estructura que constituyen el modelo, requiere planteamientos matemáticos generalmente complejos.

El método de los elementos finitos es un "procedimiento general de discretización de los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente". Ha sido en el campo de las estructuras elásticas en el que se ha avanzado más y más deprisa, aunque, en la actualidad, la aplicación del método de los elementos finitos está enormemente extendido en todas las ramas de la técnica. El Ingeniero que diseña una estructura divide (discretiza) ésta en elementos para cada uno de los cuales establece, en primer lugar, las relaciones entre fuerzas y desplazamientos en base al conocimiento de las ecuaciones que describen su comportamiento. Planteando el equilibrio de cada nudo del modelo (punto real o ficticio de la estructura) sometido a las acciones que le transmiten los elementos que en él confluyen, obtiene las ecuaciones de comportamiento global del sistema. La resolución de estas ecuaciones le permite obtener los desplazamientos globales del modelo a partir de las acciones o cargas actuantes.

Desde el planteamiento amplio del cálculo variacional debido a Euler a su aplicación a la minimización de la energía elástica de un continuo (Rayleigh, 1870), el estudio de funciones de interpolación cuasicontinuas de Courant (1943) o las múltiples aplicaciones del método obtenidas por Zienkiewicz y su escuela, el Método de los Elementos Finitos se ha convertido en una herramienta imprescindible para el quehacer del ingeniero.

2.15. TECHOS

2.15.1. DEFINICIÓN

Un techo o cubierta es básicamente la superficie entramada que cubre la parte superior de una edificación, con el objetivo principal de proteger el interior de posibles fenómenos climatológicos (precipitaciones, vientos, etc.) además de proporcionar un adecuado aislamiento térmico y acústico del conjunto. En cuanto al material, los techos pueden construirse de madera, plástico, concreto, acero, etc., de acuerdo a las prestaciones o a la economía del proyecto. La geometría de los techos suelen ser horizontales, inclinados o curvos.

Según la clase de sistema constructivo las cubiertas o techos pueden ser simples o compuestas:

- **Cubiertas simples.**- son autoportantes están conformadas por elementos sustentantes de una sola clase, como podría ser las losas de techo de concreto armado donde las vigas y losa resisten y conforman la cubierta.
- **Cubiertas compuestas.**- para este caso los elementos de las cubiertas o techos no son resistentes por sí para su sustentación, siendo necesario el empleo de cerchas o armaduras.

Según la rigidez de su diafragma los techos pueden ser rígidos o flexibles:

2.15.2. RIGIDEZ DE DIAFRAGMAS EN TECHOS

Como ya es sabido en una edificación ocurren fuerzas laterales producto de las aceleraciones de los sismos, o por acción de los vientos. Ante estos fenómenos los techos o cubiertas poseen cierta rigidez que sirve para distribuir estas fuerzas a los elementos resistentes de la planta y estos transmitirlos al terreno de fundación. Sin embargo la transmisión no es igual para todos los casos, ya que en una edificación se puede contar con dos tipos de diafragmas que pueden ser rígidos o flexibles, estos dos tipos se diferencian por el material que los compone o por la geometría de los mismos. Ver Figura 2.69:

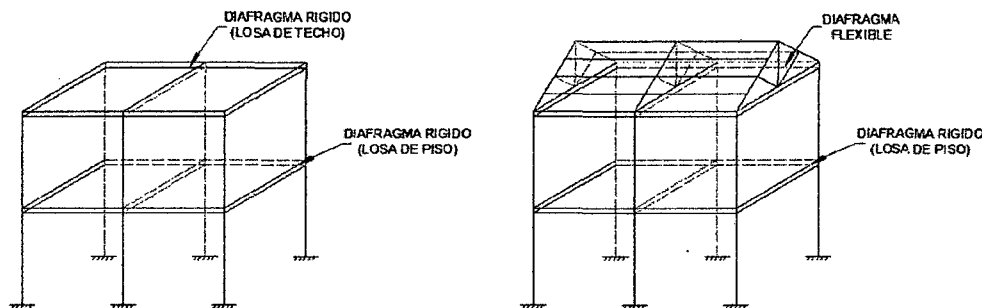
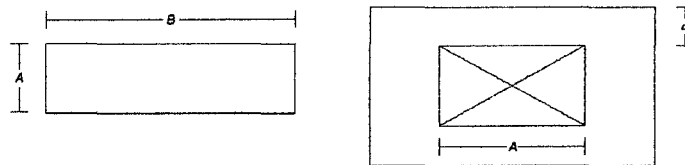


Figura 2. 69: Tipos de diafragmas Rígidos y Flexibles.



- **Diafragmas rígidos.**- la mayoría de los diafragmas son rígidos puesto que pueden ser losas de concreto que experimentan pequeñas deformaciones ante acciones sísmicas o de viento. En resumen las acciones que soportan los elementos están en función de sus propias rigideces. Ver Figura 2.71.
- **Diafragmas flexibles.**- como su mismo nombre lo dice, son diafragmas que son deformables y que su transmisión de fuerzas no se realiza de forma rígida (uniforme). Por consiguiente la transmisión de fuerzas no está en función de las rigideces de los elementos. En estas construcciones las acciones originadas se distribuyen a los elementos o planos resistentes mediante áreas de influencia y estos a su vez transmiten las fuerzas al terreno de fundación. Por lo general todo techo a base de acero o madera representa un diafragma flexible. Si es otro tipo de sistema tendrá que cumplir con una de las siguientes condiciones:

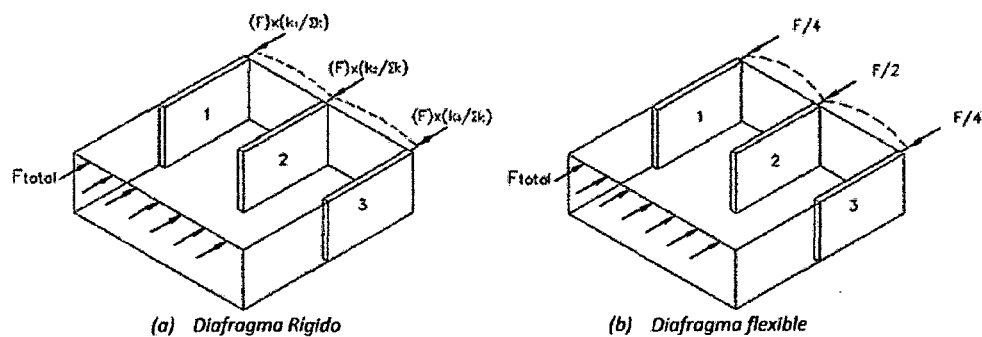


Es diafragma flexible si cumple

alguna de las siguientes condiciones: $\frac{B}{A} > 4$; $\frac{A}{a} > 1$; $\frac{\text{Área vano}}{\text{Área planta}} > 0.25$

Figura 2. 70: Condición para diafragma Flexible

San Bartolomé en sus comentarios a la Norma E.070 dice: si suponemos una planta rectangular con 3 elementos de iguales dimensiones y materiales ubicados uno en cada extremo y el tercero en el centro de la planta, en el caso de diafragma rígido, y obviando efectos de torsión, el elemento central recibe 1/3 del corte total, al igual que los laterales, debido a que las rigideces de los 3 elementos son iguales. Ver Figura 2.71 (a). Sin embargo, si el diafragma es flexible, el elemento central recibirá 1/2 del corte total y los laterales 1/4 cada uno. Ver Figura 2.71 (b), debido a que el área de influencia del elemento central es el doble del área de influencia de los elementos laterales.



(a) Diafragma Rígido

(b) Diafragma flexible

Figura 2. 71: Distribución de fuerzas horizontales en diafragmas



2.15.3. TECHOS AUTOPORTANTES Y SOPORTADOS

En función de las condiciones de apoyo de un techo se pueden clasificar en *Techos autoportantes* o *Techos con estructura de soporte*. Tal y como sus nombres lo indican los primeros pueden soportarse a sí mismos transmitiendo las cargas directamente a la estructura principal, mientras el segundo grupo el elemento de cubierta requiere una estructura auxiliar para transmitir las cargas a la estructura principal.

El siguiente diagrama muestra la clasificación de los techos según su rigidez y si son autoportantes (también llamado Auto-soportante) o no.

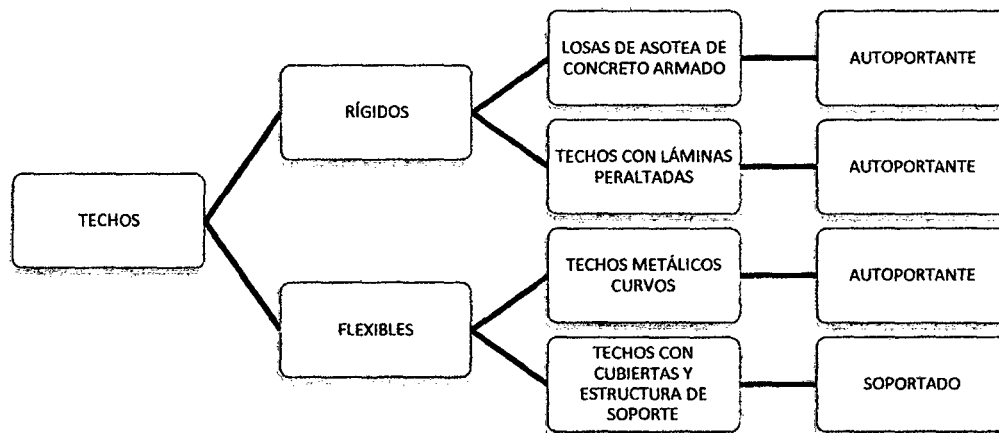


Diagrama 2. 1: Clasificación de techos según su rigidez.

La presente tesis se enfoca en estudiar los techos con cubierta y estructura de soporte, el siguiente diagrama muestra los componentes principales (cubierta, estructura y apoyos) y sus diferentes tipos en los que se subdividen.

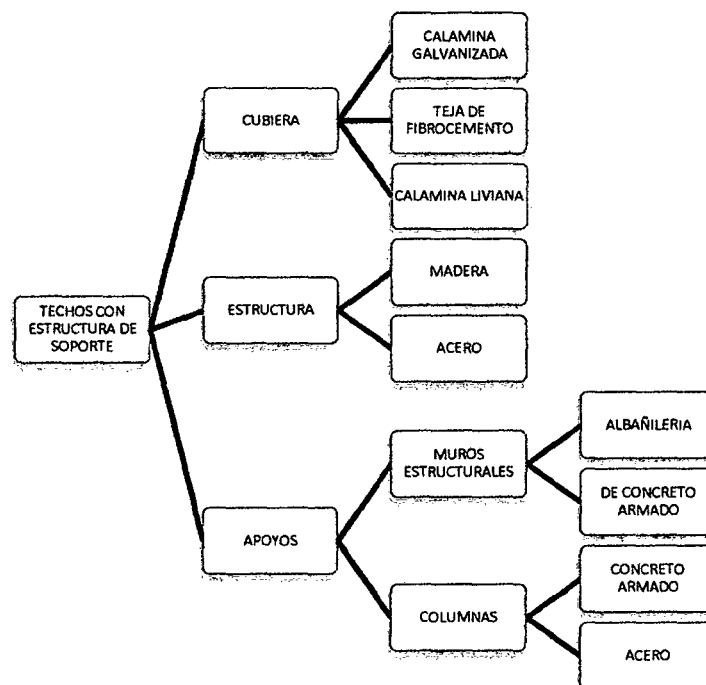



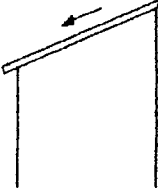
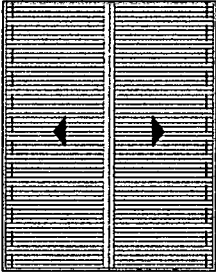
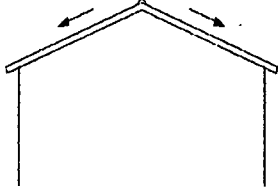
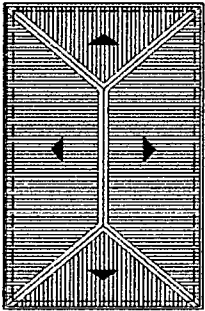
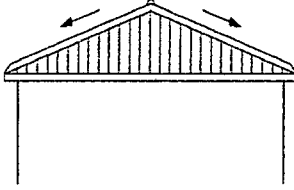
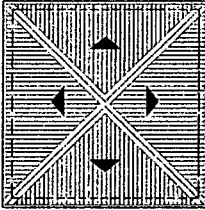
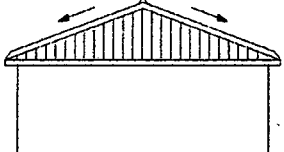
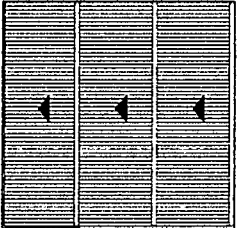
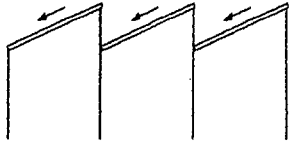
Diagrama 2. 2: Tipos de componentes en techos con estructura de soporte.



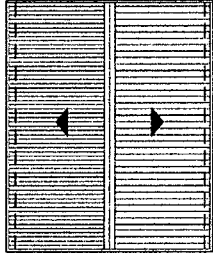
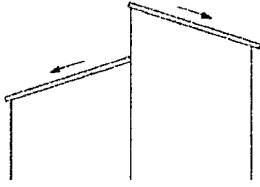
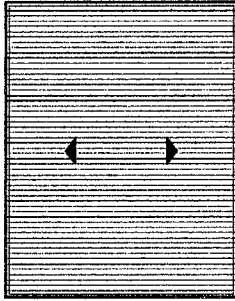
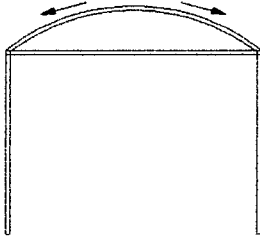
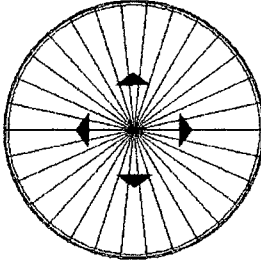
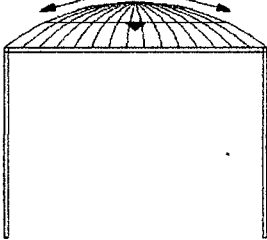
2.15.4. TIPOS DE CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE TECHO

La configuración geométrica consiste en establecer la forma geométrica en planta, elevación y pendiente de los techos, considerando los principios arquitectónicos, estructurales hasta económicos dependiendo de la envergadura del proyecto. El siguiente cuadro muestra algunas configuraciones las más utilizadas en el medio local.

Cuadro 2. 7: Geometrías comunes de techos (Cruz, Figueroa Y Hernandez, 2012).

NOMBRE	DESCRIPCIÓN	PLANTA	ELEVACIÓN
Techo a un agua	Su geometría es la más simple, vierte el agua en un solo sentido apoyada en ambos extremos en pórticos o muros.		
Techo a dos aguas	Cubre superficies más anchas, evacua el agua a ambos lados de sus apoyos.		
Techo a cuatro aguas	Drena el agua a sus cuatro frentes, de uso en zonas rurales para viviendas por su mayor protección ante la intemperie.		
Techo de agujas o flechas	También llamados techos piramidales, se forman mayormente cuando la planta a cubrir es cuadrada.		
Techo en diente de sierra	Útiles para transmisión de luz natural se caracteriza por tener cubrimientos de distinta pendiente.		



<p style="text-align: center;">Techo con pendiente a dos aguas discontinuas</p>	<p>Es similar al techo a dos aguas con la diferencia de tener discontinuidad en altura de cumbrera.</p>		
<p style="text-align: center;">Techo semicilíndrico a dos aguas</p>	<p>Techo a dos aguas de superficie curva aplico a recintos industriales, coliseos, teatros, almacenes, etc.</p>		
<p style="text-align: center;">Techo semiesférico</p>	<p>La geometría de este sistema es aplicado preferentemente en coliseos, auditorios, museos, teatros, etc.</p>		

2.15.5. PENDIENTE DE TECHO

Este parámetro es muy importante para la protección del interior del recinto. La pendiente depende de los dos siguientes aspectos: **El clima de la zona a techar.**- la zona costeña por lo general no necesita de mayor pendiente ya que las precipitaciones son bastante infrecuentes. **La permeabilidad del material de cubierta.**- se tiene en consideración que mientras menos es la permeabilidad del material de cubierta, menor es la pendiente requerida. A continuación se presentan las ventajas y desventajas del tipo de pendiente que se puede proyectar en techos.

a). Pendiente grande:

Ventajas

- ✓ Mayor seguridad contra filtraciones. Para la parte sierra con fuerte incidencia de lluvias se recomienda mayor a 30%.

Desventajas

- ✓ Mayor costo de mano de obra, materiales, pintado y montaje.
- ✓ Mayor fuerza de Presión del viento, de acuerdo a la norma E.020 si el Angulo de pendiente supera a los 30° la presión será positiva, siendo máxima al ser perpendicular al sentido del viento.



b). Pendiente pequeña:

Ventajas

- ✓ Menor costo de mano de obra, materiales, pintado y montaje.
- ✓ Menor fuerza de Succión del viento, de acuerdo a la norma E.020 si el Angulo de pendiente es menor a los 30° la presión será negativa.

Desventajas

- ✓ Posibles filtraciones.

2.15.6. CUBIERTAS DE TECHO

La cubierta de techo es la superficie superior de la estructura cuyo propósito es brindar protección contra todo tipo de agentes climáticos externos. Por su exposición directa a la intemperie necesita estar formada por materiales de gran resistencia a altas y bajas temperaturas, además de ser impermeable y evitar ruidos provenientes del exterior.

En el Perú existen una extensa variedad de productos compuestos por distintos materiales que le proporcionan diversas propiedades para cada tipo de requerimientos el tipo de la edificación.

Las cubiertas más utilizadas en nuestro medio se describen a continuación:

- **Laminas galvanizadas.**- más conocidas como calaminas, son planchas onduladas de acero de distintos espesores a las que se le aplica un baño de zinc para evitar su oxidación.
- **Cubierta de fibrocemento.**- en este grupo están las tejas andinas muy utilizadas en techos a varias aguas, tiene la propiedad de ser resistentes a la intemperie y al fuego con un óptimo comportamiento mecánico, sus desventajas son: frágiles y pesadas.
- **Cubierta termo acústica.**- compuestas por láminas galvanizadas con núcleo de espuma de poliuretano que disminuye la transferencia de calor.

2.16. ESTRUCTURA DE TECHOS

Es el esqueleto encargado de transmitir las cargas provenientes de la cubierta a los elementos de apoyo y estos a la estructura principal. La estructura de techo está compuesta por dos tipos de elementos primarios y secundarios: **I) Elementos primarios.**- son las vigas principales conformadas por estructuras de alma llena o alma abierta (cerchas) ya vistas anteriormente, su función es recibir las cargas de los largueros y transmitir las hacia los apoyos funcionan a esfuerzos de tracción y compresión. **II) Elementos Secundarios.**- son vigas secundarias también llamadas largueros o correas, su función es brindar apoyo a la cubierta y transmitir las cargas provenientes de estos a los elementos primarios, usualmente están sujetos a flexión.

La estructura del techo también está compuesta por elementos auxiliares: ganchos, conexiones, tensores. Además de accesorios de protección como: canaletas, cumbreras, etc. ver siguiente figura:

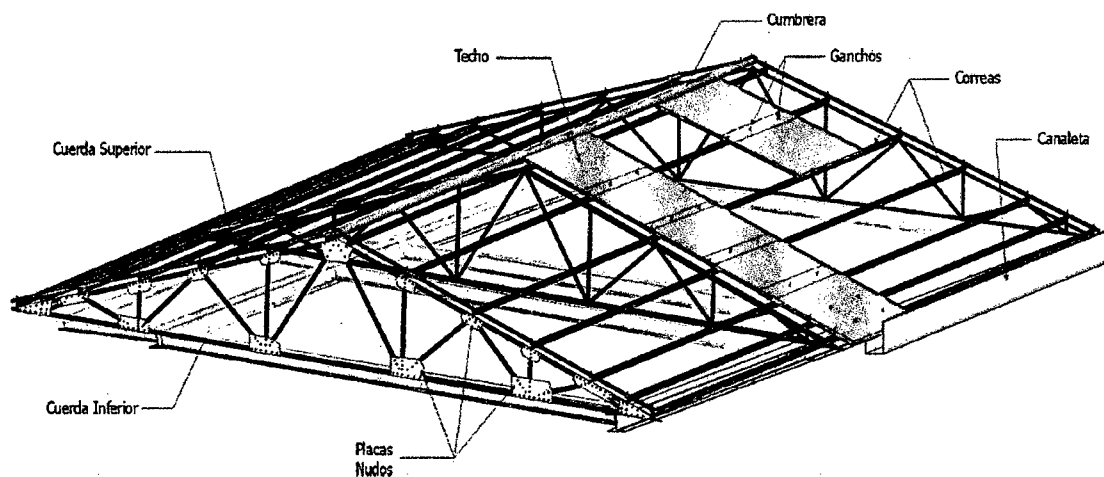


Figura 2. 72: Partes de la Estructura de techo.

2.17.1 LARGUEROS (CORREAS)

También llamados correas son elementos sometidos a flexión cuya función principal es ser soporte de la cubierta de techo y transmitir su carga a la viga principal que pueden ser armaduras, vigas de alma abierta o vigas de alma llena.

- **Largueros laminados.**- Estos elementos pueden ser de acero laminado en caliente o formado en frío, resistentes a efectos de flexión los perfiles más recomendados son los C, I o L siendo el primero el más utilizado. El espaciamiento depende de las condiciones de carga por lo general oscila entre 0.6 a 1.8 metros, la relación peralte/claro mínima recomendable es de: $h/L = (1/30 \text{ a } 1/24)$. En caso de apoyarse en armaduras se debe evitar que se apoyen entre nudos ya que esto ocasionaría efectos de flexión en esta.
- **Polines espaciales.**- Están sometidos a flexión, como ya se ha visto anteriormente constan de una cuerda superior e inferior unidas entre sí por una celosía. Las cuerdas superiores absorben los efectos de compresión inducidos por el momento flector y la cuerda inferior los de tensión; la celosía superior tiene la función de mantener la geometría del elemento; la celosía lateral absorbe y transmite la cortante a los apoyos. La luz para formas planas es 6 metros máximo y rectangulares para luces mayores a 15 m. la relación $h/L = (1/20 \text{ a } 1/21)$. Estos elementos se construyen en su mayoría con varillas lisas.

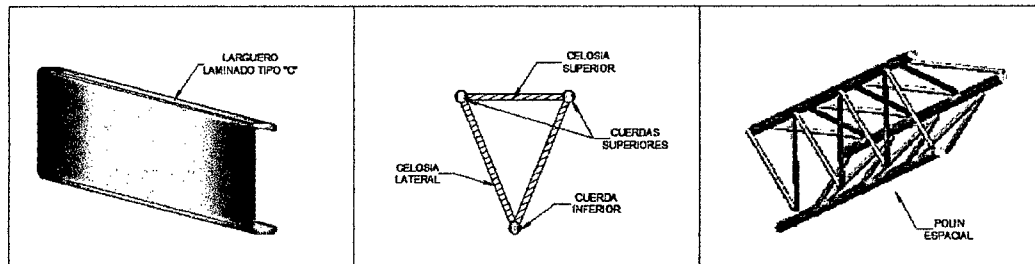


Figura 2. 73: Tipos de largueros laminados y polines espaciales.

(Cruz, Figueroa Y Hernandez, 2012).

2.17.2 CONEXIONES

Las conexiones en estructuras de acero son de vital importancia en un sistema de techo, su adecuada conformación libra a la estructura de posibles fallas en las juntas o apoyos. Las especificaciones AISC (1969) en su momento clasificó los "tipos de construcción" como tipos 1, 2 o 3. Cuya distinción es por el tipo de conexión de vigas y columnas. La construcción Tipo 1 incluía "marcos rígidos", denominados ahora marcos resistentes a momento (FR), con conexiones capaces de transmitir momentos. La construcción Tipo 2 incluía "marcos simples" en los cuales no había transferencia de momentos entre vigas y columnas. La construcción Tipo 3 incluía "marcos semi-rígidos", que usaba conexiones parcialmente restringidas y estas eran permitidas si era posible predecir en forma confiable tanto la flexibilidad de la conexión como su capacidad de transmitir momento.

La versión de 1986 del AISC cambió la designación de Tipo 1, 2 y 3 a la designación FR (Completamente Restringida) y PR (Parcialmente Restringida), el término "restringida" se refiere al grado de transferencia de momento y a la deformación asociada en las conexiones. La especificación 1986 acuña también la denominación "marco simple" para referirse a estructuras con "conexiones simples", es decir, su transferencia de momento es despreciable. La construcción Tipo 2 de las primeras especificaciones (AISC, 1969) y los "marcos simples" de la segunda (AISC, 1986) tenían disposiciones adicionales que permitían que las cargas de viento fueran tomadas mediante uniones seleccionadas del marco, resistentes a momento, de manera que:

1. Las conexiones y miembros conectados tienen capacidad para resistir los momentos producto del viento;
2. Las vigas son adecuadas para tomar totalmente las cargas gravitacionales actuando como "vigas simples"; y
3. Las conexiones poseen una adecuada capacidad de rotación inelástica para evitar someter a sobretensiones a los conectores o soldaduras bajo combinación de cargas gravitacionales y de viento. (Uniones de viento).



El capítulo B y la sección J1 de las especificaciones AISC (2010) respecto a los tipos de construcción reconocen que el sistema estructural es una combinación de miembros conectados de manera tal que la estructura puede responder de diferentes maneras para satisfacer objetivos de diseño diferentes cuando son sometidas a cargas diferentes. Esta especificación está orientada a edificios de marcos, con cargas gravitacionales tomadas por vigas y cargas laterales tomadas por marcos de momento, marcos arriostrados o muros de corte, entre otros. Argumentando dos tipos principales de conexiones cuyas características son:

Conexiones Simples:

- ✓ Transmiten momentos de magnitud despreciable.
- ✓ Suponen rotación relativa.
- ✓ Respecto a vigas o enrejados deben ser diseñados como flexibles dimensionándose solo para reacciones de corte.
- ✓ Se permite que la conexión desarrolle algo de deformación inelástica, pero auto-limitante para acomodar rotaciones de una viga simple en sus extremos (Sección J1-2).
- ✓ Debe ser capaz de soportar rotaciones de las vigas en sus extremos.

Conexiones de Momento:

- ✓ Las conexiones en sus extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de Fuerzas de Momento y Corte inducidos por la rigidez de las conexiones (Sección J1-3).
- ✓ Se permiten dos tipos de conexiones de momento:
 - **Conexiones de Momento, Completamente Restringidas (FR):** Transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados en el Análisis Estructural se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una FR deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo que forman los miembros conectados.
 - **Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas (PR):** Transmite momento pero la rotación entre miembros conectados no es despreciable. En el Análisis Estructural la relación fuerza-deformación de la conexión debe ser incluida. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia (rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resultantes. (Comentarios ANSI/AISC 360 – 10, 2012)

Existen dos tipos básicos de conexiones: con soldadura o con tornillos.



2.17.2.1 CONEXIÓN CON SOLDADURA.- Zapata (2004) expresa que: este tipo de conexión consta de la fundición del acero producto de la aplicación de calor intenso a las piezas a soldar por medio de un arco eléctrico y un alambre o varilla de acero (electrodo). La fuente de calor es la energía eléctrica que produce el arco eléctrico, por lo que se le denomina *Soldadura al Arco*. Como recomendación menciona que las piezas a las que se les aplica este calor deben tener un espesor mínimo de 2 mm. para que no se quemen, para piezas de menor espesor se deben usar *Soldadura de Resistencia Eléctrica*, que a través de puntos, con un alto amperaje, produce una fusión localizada del material uniéndose las piezas como una costura. A continuación se presenta una tabla de los rangos de elementos que debe poseer un acero soldable.

Cuadro 2. 8: Composición química del acero soldable (Zapata, 2004).

Elemento	Rango Normal (%)	Porcentaje que requiere cuidado especial
Carbono	0.06 - 0.25	0.35
Manganeso	0.35 - 0.80	1.40
Silicio	0.100 máx.	0.30
Sulfuro	0.035 máx.	0.05
Fósforo	0.030 máx.	0.04

La soldadura en arco se divide en *Soldadura al Arco Protegido* y *Soldadura al Arco Sumergido*, la diferencia entre ambos esta relacionada con la forma como se funde el electrodo para formar el material de relleno del cordón.

Ventajas de la Soldadura: actualmente la falla de la soldadura frente a efectos de fatiga se ha descartado casi por completo, algunas ventajas que presenta esta técnica de unión son (McCormac y Csernak, 2012):

- ✓ Proporciona grandes ahorros en el peso del acero utilizado (elimina placas de unión y empalme, cabezas de remaches o tornillos y ahorra hasta 15% de peso en puestas)
- ✓ Los miembros soldados son más rígidos al no requerir de angulos de conexión.
- ✓ El proceso de fusión de la soldadura hace a las estructuras realmente continuas puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base.
- ✓ Los cambios en el proceso de montaje son más fáciles (menor tiempo y costo).
- ✓ No causa contaminación acústica por ser un acto silencioso.

Sociedad Americana de Soldadura (AWS): el "Código de soldadura estructural" de la Sociedad Americana de Soldadura (*American Welding Society, AWS, 2006*) es la norma



reconocida generalmente para el uso de soldadura en los estados unidos. la especificación AISC-2010 establece claramente que las disposiciones del código AWS se aplican bajo la especificación AISC, con sólo unas pocas excepciones menores, y éstos se enumeran en la especificación AISC J2. Tanto la AWS y las especificaciones AASHTO cubren las estructuras cargadas dinámicamente: en general, la especificación AWS se utiliza para el diseño de las soldaduras para la construcción sujetas a cargas dinámicas

2.17.2.2 TIPOS DE SOLDADURA.- En 1801, Sir Humphry Davy descubrió cómo crear un arco eléctrico al acercar dos terminales de un circuito eléctrico de voltaje relativamente alto, es por lo que se le atribuye el descubrimiento de la soldadura moderna. Sin embargo no fue hasta 1889 que en Estados Unidos se da la primera patente de soldadura a favor de Charles Coffin, de Detroit. El proceso de soldadura con arco eléctrico consiste principalmente en fundir una barra metálica llamada "electrodo" en una junta de unión (Cuando se utiliza soldadura por gas, que comúnmente es acetileno con oxígeno, se necesita de una barra metálica conocida como *llenador o barra de soldar*), formándose un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan, el arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando el efecto de *fusión*. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor, produciéndose en el arco una temperatura de 3200 a 5500° C. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. Cabe señalar que el tipo de electrodo usado es muy importante ya que le proporciona a la soldadura propiedades como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión (McCormac y Csernak, 2012).

Cada tipo de electrodo depende del tipo de metal a usar siendo los más comunes los "*electrodos con recubrimiento ligero*" y los "*electrodos con recubrimiento pesado*":

Electrodos con Recubrimiento Ligero: No se intenta prevenir la oxidación y no se forma escoria. Los electrodos se recubren ligeramente con algún estabilizador químico del arco, tal como la cal.

Electrodos con Recubrimiento Pesado: Se utilizan normalmente en soldadura estructural, porque al fundirse sus recubrimientos se produce una protección de vapor o atmósfera muy satisfactoria en la zona de trabajo, así como escoria de protección, resultando más fuertes, más resistentes a la corrosión y más dúctiles que las de recubrimiento ligero

Los tipos de soldadura por arco son generalmente dos: "Soldadura al Arco con Electrodo Protegido" y "Soldadura al Arco Sumergido":

Soldadura al Arco con Electrodo Protegido (SMAW): Es el proceso mas antiguo y mas simple. La varilla de acero protegido con un recubrimiento que rodea al electrodo es fundida al contacto con los miembros a soldar, este recubrimiento al ser quemado protege con CO al material recién soldado de oxidarse, lo que ocasiona CO₂. El recubrimiento del electrodo es una mezcla de celulosa, carbonatos y aleaciones que se muelen y cocinan para secarlos y aderirlos al electrodo, en general el recubrimiento evita la oxidación del material proporcionándole una atmosfera de CO y también proporciona una costra que protege al cordón del oxígeno hasta que se enfrie totalmente (Zapata, 2004).

Soldadura al Arco Sumergido (SAW): Aquí no se cuenta con el recubrimiento de protección del electrodo, ya que el arco se da dentro de una capa gruesa de fundente que viene a ser un polvo inerte que aísla la soldadura de la atmósfera para que no se oxide. El polvo se retira con una aspiradora y se puede reutilizar posteriormente. Solo puede utilizarse en soldaduras planas (horizontalmente), ya que el fundente es susceptible a derramarse. Las soldaduras SAW se hacen rápida y eficientemente y son de alta calidad al impacto, buena ductilidad y resistentes a la corrosión, proporcionan penetración más profunda por lo que requiere que el área efectiva sea mayor, son usadas mayormente en la construcción de puentes y permite utilizar múltiples electrodos (Zapata, 2004).

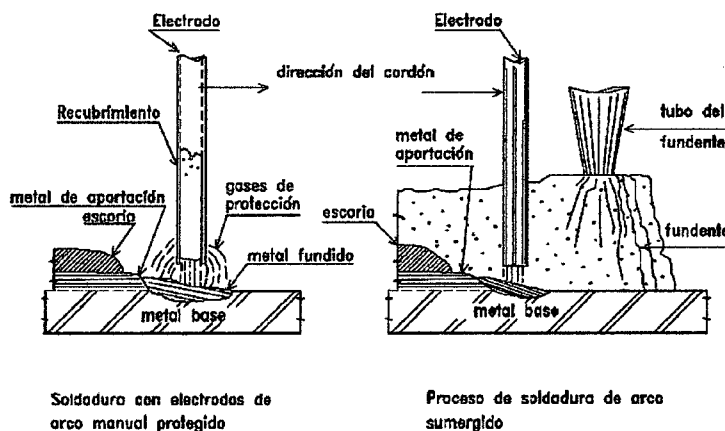


Figura 2. 74: Tipos de Soldadura al Arco (Zapata, 2004).

Soldadura por Resistencia: Es un proceso de calentamiento y presión, en el que las partes a soldar se calientan hasta la temperatura de fusión por medio de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada. La presión mecánica debe hacer llegar a la temperatura de fusión.



NOTA: La AWS acepta cuatro procesos de soldar como precalificados (procesos aceptados sin necesidad de pruebas posteriores sobre su adecuabilidad) los cuales son : 1) Soldadura por Arco Metálico Protegido (SMAW), 2) Soldadura por Arco Sumergido (SAW), 3) Soldadura de Arco Metálico con Gas (GMAW), y 4) Soldadura de Arco con Núcleo Fundente (FCAW). Siendo el proceso SMAW el más usado para soldadura manual, ya que los otros tres son automáticos o semi-automáticos.

2.17.2.3 INSPECCIÓN DE SOLDADURAS.- Los pasos recomendados por la AWS y el AISC que determinan un buen trabajo de soldadura son: 1) Establecer buenos procedimientos de soldadura, 2) Usar soldadores calificados, y 3) Supervisar constantemente los procesos en taller y obra. Los investigadores McCormac y Csernak (2012) conceptualizan los siguientes criterios de inspección:

Inspección Visual: La constante inspección por parte de un inspector calificado y de mucha experiencia es importante para determinar si los procesos se dan convenientemente (por ejemplo verificar si un soldador logra la fusión y penetración deseada). Este factor solo es bueno para detectar imperfecciones superficiales, existiendo otros métodos de detección interna o sanidad de una soldadura como son: tinturas penetrantes y partículas magnéticas, ensayos con ultrasonido y procedimientos radiográficos, los cuales ayudan a descubrir imperfecciones como porosidades, falta de fusión o presencia de escorias.

Líquidos Penetrantes: Es un proceso de inspección, que consta de utilizar tinturas sobre las superficies de soldadura; estos líquidos penetrarán en cualquier defecto como grietas que se encuentran en la superficie y sean poco visibles; después que la tinta haya penetrado en las grietas, se limpia el exceso de ésta y se aplica un polvo absorbente, el cual hará que la tintura salga a la superficie y revelará la existencia de la grieta, permitiendo ser visualizada por el ojo humano. Otra variante consta de la utilización de líquidos fluorescentes.

Partículas Magnéticas: En este proceso, la soldadura por inspeccionar se magnetiza eléctricamente, los bordes de las grietas superficiales o cercanas a la superficie se vuelven polos magnéticos (norte y sur a cada lado de la grieta) y si se esparce polvo seco de hierro u otro metal magnetizable, el fantasma magnético es tal que queda detectada la ubicación, forma y tamaño de la grieta.

Prueba Ultrasónica: Es el proceso que consta de la aplicación de ondas sónicas al material soldado el cual es reflejado del lado opuesto de la aplicación (la onda reflejada se detecta en un tubo de rayos catódicos) los defectos en la soldadura afectan el tiempo de

transmisión del sonido y el operador puede leer el cuadro del tubo, localizar las fallas y conocer que tan importantes son. Esta prueba es eficiente en aceros de baja aleación.

Procesos Radiográficos: Son métodos muy costosos utilizado para verificar soldaduras ocasionales en estructuras importantes. La utilización de máquinas de rayos-X portátiles y de elementos como radio y cobalto (representan peligro de radioactividad) son efectivos en soldaduras a tope e imprecisos en soldaduras tipo filete ya que las fotografías son difíciles de interpretar.

NOTA: Una conexión bien soldada, puede resultar 11/2 o 2 veces mucho más resistente que las partes conectadas. Siendo la resistencia real mucho mayor que la requerida.

2.17.2.4 POSICIÓN DE SOLDADO: El trabajo de soldado ejecutado por un operario calificado, la calidad así como la velocidad de avance, dependen de la posición de soldado, se conocen cuatro posiciones típicas las que determinan una mayor o menor dificultad para ejecutar los cordones:

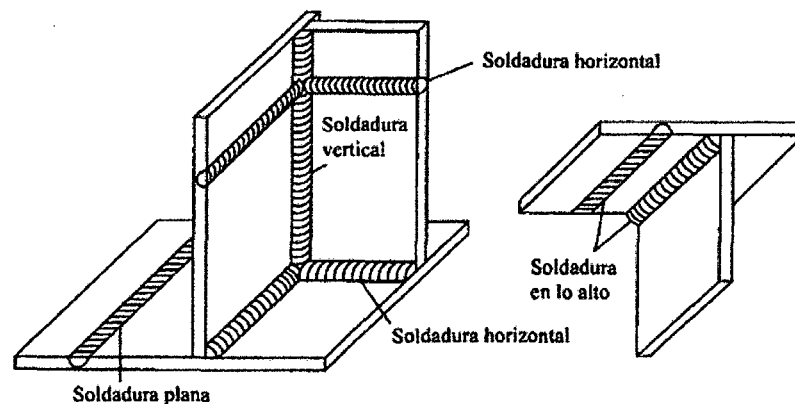


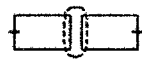

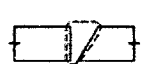
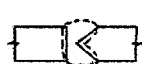


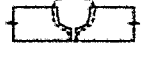

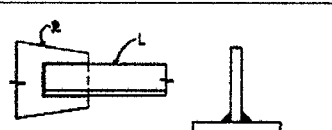
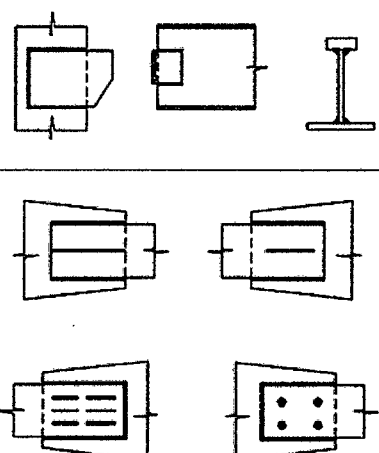
Figura 2. 75: Tipos de Posición de Soldadura (McCormac y Csernak, 2012).

- 1) **Soldadura Plana:** es la posición más fácil y la que asegura rapidez y calidad.
- 2) **Soldadura Horizontal:** asegura buenos resultados pero a menor velocidad.
- 3) **Soldadura Vertical:** similar a la soldadura Horizontal.
- 4) **Soldadura en lo alto:** también llamada de sobrecabeza, es la más difícil y solo es ejecutada por soldadores calificados en ocasiones especiales.

2.17.2.5 TIPO DE SOLDADURAS.- Existen una variedad de tipos de soldadura (soldadura de tarugo, de muestra, etc), pero las más utilizadas son las *Soldaduras de Filete* y *de Ranura*, ambas preferidas en diferentes trabajos, de estas dos en un 80% la más utilizada es la de tipo filete ya que taslaparlas en el momento del montaje es mas facil para el operario (a diferencia de colocarlas a tope para la soldadura de ranura). Sin embargo, las soldaduras de Ranura son bastante comunes en conexiones de empalmes en vigas y columnas. El siguiente cuadro resume los tipos de juntas y soldaduras más utilizadas en el medio.



Cuadro 2. 9: Tipos de juntas para soldadura estructural (Zapata, 2004)

TIPO DE JUNTAS		TIPOS DE SOLDADURAS ESTRUCTURALES			
TIPO	DESCRIPCION	TIPO	DESCRIPCION	ESQUEMA	
Juntas A Tope	Sirven para dar continuidad a dos piezas a través de sus bordes, en muchos casos se preparan biseles para que la soldadura penetre.	Soldadura De Ranura (Acanalada)	Son soldaduras a tope que conectan dos piezas que se encuentran en el mismo plano. Pueden transmitir el total de la fuerza de un miembro al otro por lo que se pueden preparar biseles o canaletas para una penetración total de la soldadura.	 sin bisel	 bisel en V
				 bisel simple	 bisel doble
				 bisel V doble	 bisel J doble
				 bisel U	 bisel J simple
Juntas Traslapadas	Sirven para unir piezas a través de sus costados, se utilizan en su mayoría para soldaduras de angulos con planchas. No requieren preparación especial de sus bordes.	Soldadura De Filete	No requieren de preparación de bordes y son faciles de ejecutar en el sitio de la obra. Especiales para soldar perfiles de angulos con planchas		
		Soldadura De Tarugo	Se pueden convinar con la soldadura filete, son adecuadas para prevenir que las piezas en la conexión se distorsionen entre cordones muy separados.		

2.17.2.6 SÍMBOLOS PARA SOLDADURA.- La *Sociedad Americana de Soldadura (AWS 2.4 - 98)* y el *Instituto Nacional Americano de Estandares (ANSI)* proporcionan un método de identificación de soldaduras mediante símbolos, los cuales son facilmente utilizados en planos y dibujos debido a que ocupan pequeños espacios por su simplicidad simbólica e interpretativa. Ver Cuadro 2.10:



Cuadro 2. 10: Simbología básica de Soldadura (AISC, 1994: 8-135)

SIMBOLOS BASICOS DE SOLDADURA										
POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	RANURA O A TOPE						ENSANCHA-MIENTO	ENSANCHAMI-ENTO BISEL
			CUADRADO	V	BISEL	U	J			
SIMBOLOS COMPLEMENTARIOS										
RESPALDO	ESPACI-ADO	S. TODO ALREDEDOR	S. DE CAMPO	CONTORNO		Revisar las Especificaciones AWS A.2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura.				
				NIVELADO	CONVEXO					
LOCALIZACIÓN ESTANDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA										
Acabado Contorno Abertura en la raíz, Profundidad del relleno en muecas y tapones. Garganta efectiva Profundidad de la Preparación o tamaño En pulgadas. Línea de referencia. Especificación, proceso u otras referencias. Cola (se omite cuando no hay referencias). Símbolo básico o referencia de detalle.							Ángulo de ranura o ángulo incluido en soldaduras de tapón. Longitud de soldadura en pulgadas. Paso (espaciamiento entre centros) de soldadura en pulgadas. Soldadura de campo Soldadura todo alrededor			
	Los elementos en esta área indican cuando la cola y la flecha son contrarias						La flecha conecta la línea de referencia al lado cercano de la junta. Use un quiebre como en A o B para significar que la flecha señala al elemento de la junta que debe prepararse con algún tipo de bisel.			

(AISC, 1994: 8-135)

2.17.2.7 SOLDADURA DE RANURA.- La soldadura de ranura proporciona ventajas desde el punto de vista de la solidez, resistencia al impacto, a esfuerzos repetitivos, y de la cantidad de metal de aporte requerido. El criterio de resistencia de la soldadura de ranura cuando la penetración es completa, es que el esfuerzo en la soldadura sea el mismo que en el

material soldado sometido a compresión o a tracción. En la Figura 2.76 se muestran tres tipos de soldadura de ranura:

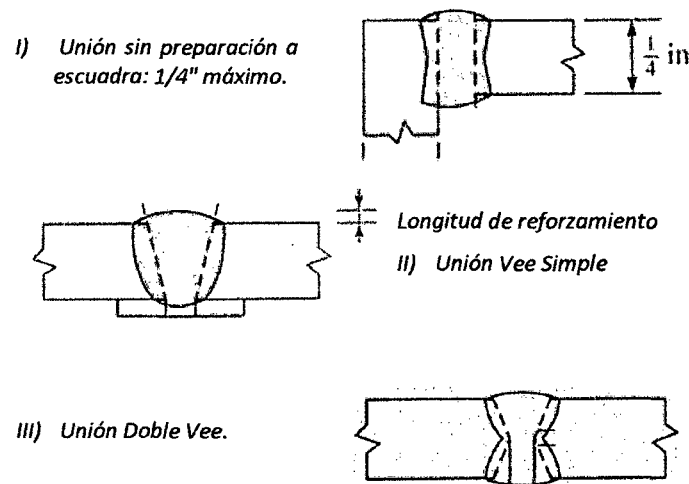


Figura 2. 76: Tipos de Soldadura de Ranura (McCormac y Csernak, 2012).

El tipo I) unión sin preparación se utiliza para unir material relativamente delgado, de hasta 1/4" de espesor. A medida que el material es más grueso se recomienda utilizar soldaduras de ranura V y hasta doble V como en los tipos II) y III) de la anterior figura respectivamente. Esta figura también muestra como el refuerzo (metal de aportación) hace mayor la dimensión de la garganta que la del espesor natural del material, este ensanchamiento varía desde el 125% hasta 150% del espesor del material soldado. Las razones por las que se refuerza así son: 1) dar una mayor sección de refuerzo para compensar los poros y otras irregularidades de la soldadura, y 2) al operador se le es más fácil realizar una soldadura un poco más gruesa que el material soldado.

NOTA: La sección 10.34.2.1 de la AASHTO recomienda enrasar el refuerzo con el material soldado para evitar concentraciones de esfuerzos en esa zona ante cargas repetidas y vibratorias.

2.17.2.8 SOLDADURA DE FILETE.- Es el tipo de soldadura más utilizado, una de sus características principales es que posee mayor resistencia a la tensión y a la compresión que al corte, siendo éste el esfuerzo determinante en su diseño. Cuando se usa soldadura de filete es recomendable arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión, o corte y compresión. La falla debido al corte en soldaduras tipo filete se da críticamente en ángulos de 45° a través de la garganta. Por lo que, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura (área de garganta es igual al grueso teórico de

ésta por la longitud de soldadura), y la falla se produce en el punto de intersección de los elementos a soldar (Raíz). Ver Figura 2.77:

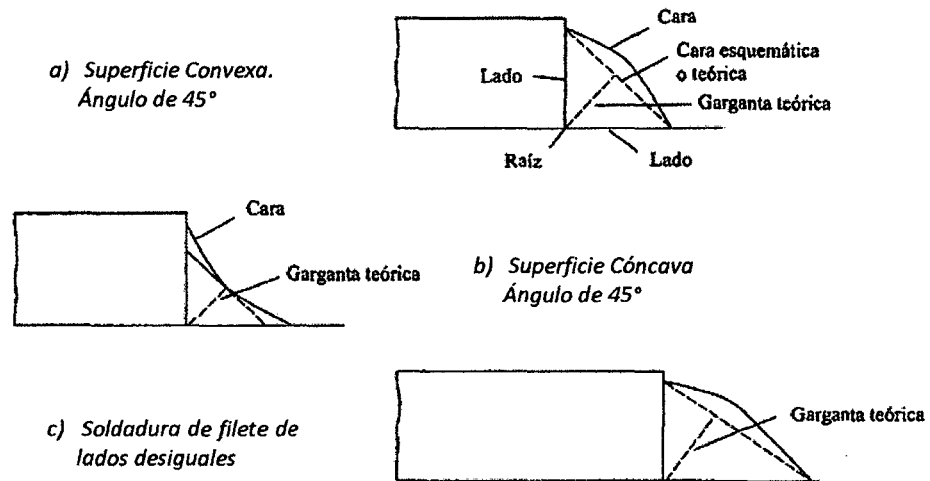


Figura 2. 77: Tipos de Soldadura de Filete (McCormac y Csernak, 2012).

Para la soldadura filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. La soldadura de filete se recomienda que debe tener una superficie plana o ligeramente convexa, aunque su convexidad no sea necesaria para su diseño. Sin embargo el caso a) de la figura anterior es el tipo de filete que mejor se comporta de acuerdo a la experiencia de muchos expertos. Ya que la forma cóncava b) tiene efectos de agrietamiento al enfriar la soldadura (tensiones y contracción).

El ángulo más conveniente que deben formar las piezas a soldar es de 45° , entonces la soldadura filete se conoce por el lado de la pieza (ejemplo soldadura filete de $1/4$ pulg). si las dimensiones de los lados son distintas, como el caso c) de la figura anterior entonces se dan las dimensiones de ambos lados (ejemplo soldadura filete de $3/8$ por $1/2$ pulg)

La resistencia de las soldaduras como se puede observar en la siguiente figura, pueden ser transversales o longitudinales, siendo el esfuerzo de un filete igual a la carga entre el área efectiva de la garganta de la soldadura (sin tomar en cuenta la dirección de la carga, procedimiento planteado por el AISC 1993 con el objeto de simplificar los cálculos). Se ha demostrado que las soldaduras filete cargadas transversalmente son más resistentes que las cargadas de forma paralela al eje longitudinal de la soldadura. Esto se debe a que los esfuerzos en la zona transversal se distribuyen de forma más uniforme en toda su longitud, mientras que la soldadura filete longitudinal queda sometida a esfuerzos no uniformes por la variación de deformaciones a lo largo de ésta.

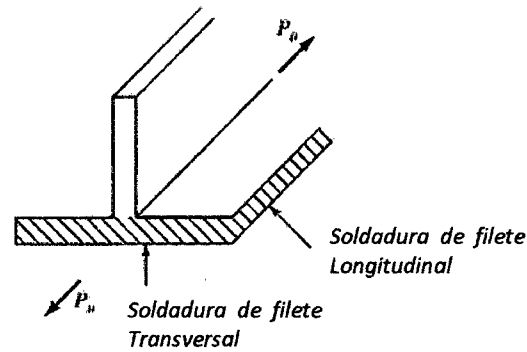


Figura 2. 78: Tipos de esfuerzo en Soldadura de Filete (McCormac y Csernak, 2012).

NOTA: El proceso de soldadura por arco sumergido (SAW) proporciona una mayor penetración que el proceso usual de arco protegido; por lo que las especificaciones AISC -2010 en su sección J2.2a establece que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos por procesos SAW con lados 3/8" o menores, será igual al lado del filete, para filetes mayores, el espesor de la garganta efectiva será igual al espesor teórico más 0.11".

2.17.2.9 DISPOSICIONES GENERALES PARA SOLDADURA DEL AISC -2010.- En el capítulo J de las especificaciones AISC -2010 se enuncian las disposiciones generales para el diseño de soldadura, establece que:

Para miembros en compresión y juntas de aplastamiento deben cumplir:

- (1) Cuando las columnas se apoyan sobre planchas de aplastamiento o son interrumpidas para apoyarse sobre empalmes, debe haber suficientes conectores de manera de asegurar todas las partes en su lugar.
- (2) Cuando los miembros en compresión que no sean columnas se interrumpen para ser empalmados, el material de empalme y sus conectores deben ser distribuidos para mantener alineadas todas las partes y su resistencia debe ser el menor valor de:
 - (i) Una tracción axial de 50% de la resistencia de compresión requerida del miembro; o
 - (ii) El momento y corte resultantes de una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida del miembro en compresión. Dicha carga debe ser aplicada en la ubicación del empalme independientemente de otras cargas que actúan en el miembro. El miembro debe considerarse como rotulado para el cálculo de cortes y momentos en el empalme.



Respecto a la Ubicación de Soldadura:

- (1) Los grupos de soldaduras de cualquier miembro que transmite carga axial debe ser dimensionado de manera tal que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro, a no ser que se considere su excentricidad en el diseño. No aplica a conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles, y miembros similares cargados estáticamente.

2.17.2.10 REQUISITOS DE DISEÑO PARA SOLDADURA.- Cuando se realizan soldaduras, el material del electrodo debe tener propiedades del material base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base (de resistencias nominales similares) la siguiente Tabla (Tabla J2.5 del AISC – 2010) ofrece las resistencias nominales para varios tipos de soldaduras, incluyendo soldaduras de filete, de tapón, de muesca y las de ranura con penetración completa y parcial. La resistencia de diseño de una soldadura específica (ϕR_n) se toma como el menor de los valores de la resistencia del material base determinado según los estados límite de ruptura a la tracción, rotura de cizallamiento, y la resistencia del metal de soldadura de acuerdo con el estado límite de rotura por las expresiones:

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 2 del AISC – 2010)}$$

- Para el Metal de Soldadura, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

Donde:

F_{nBM} = Tensión nominal del metal base, kgf/cm²

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura, Kgf/cm²

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base, cm²

A_{we} = Área efectiva de la soldadura, cm²

Los valores de ϕ , F_{nBM} y F_{nw} y sus limitaciones respectivas se pueden observar en el Cuadro 2.11 (Tabla J2.5 AISC -2010) Alternativamente, para soldaduras de filete se permite determinar la resistencia disponible de la siguiente forma:

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

Para un grupo lineal de soldaduras con un tamaño de ala uniforme, cargado a través del centro de gravedad:



$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 4 del AISC – 2010)}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.6F_{EXX}(1.0 + 0.50 \text{ sen}^{1.5} \theta)$$

F_{EXX} = Resistencia de clasificación del material de relleno, kgf/cm²

θ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados.

Cuadro 2. 11: Resistencias Disponibles de Juntas Soldadas del AISC (2020).

TABLA J2.5 DEL AISC 2010					
RESISTENCIA DISPONIBLE DE JUNTAS SOLDADAS, T(kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	Φ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nw}) $\frac{kgf}{cm^2}$ (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) cm^2 (mm ²)	Nivel de Resistencia del Metal de Aporte ^[a] [b]
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN COMPLETA					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver Sección J2.6	
Compresión Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que el metal de aporte compatible con el metal base	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes			Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base	
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base	
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SURCOS V Y BISEL ACAMPANADOS					
Tracción Normal al eje de soldadura	Base	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver J2.1a	



Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en la Sección J1.4 (b)	Base	$\Phi = 0.90$ $\Omega = 1.69$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\Phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\Phi = 0.90$ $\Omega = 1.69$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\Phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver J2.1a	
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS ESVIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver J2.2a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver J2.3a	

[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la sección 3.3 del AWS D1.1.

[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con el metal base.

[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con el metal base para soldaduras a tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricciones una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser



detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0.80$ y $0.60F_{EXX}$ como resistencia nominal.

[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4 (a) del AISC cuando se considera la compatibilidad de deformaciones de los variados elementos de soldadura. Las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de la Sección J2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.

(AISC, 2010: 190)

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos (60, 70, 80, 90, 100 o 110) indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi. Los dígitos restantes especifican el tipo de recubrimiento. Para el diseño solo será necesario interpretar los electrodos como E70XX, E80XX o también E70, E80, etc. para la situación usual, los electrodos E70 se usan para aceros con $f_y = 36$ y 60 ksi, mientras los E80 se usan cuando $f_y = 65$ ksi..

2.17.2.11 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO.

1. **Soldaduras a Tope o acanaladas:** considerar el área efectiva de las soldaduras a tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva. Para *Juntas de Penetración Completa (CJP)* dicho espesor de la soldadura debe ser el espesor de la parte más delgada conectada. Para *Juntas de Penetración Parcial (PJP)* el espesor de garganta efectiva se obtiene del Cuadro 2.12: (Tabla J2.1 AISC-2010).

Cuadro 2. 12: Garganta efectiva de Soldaduras a Tope con PJP (AISC, 2010).

TABLA J2.1 DEL AISC -2010			
GARGANTA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN PARCIAL			
PROCESO DE SOLDADO	POSICIÓN DE SOLDADO <i>F (Plano)</i> <i>H (Horizontal)</i> <i>V (Vertical)</i> <i>OH (Sobre cabeza)</i>	TIPO DE SURCO <i>(Fig. 3.3 AWS D1.1)</i>	GARGANTA EFECTIVA
Arco de electrodo revestido (SMAW) Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos	Bisel J o U 60° V	Profundidad de bisel
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60° o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45°	Profundidad de bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad de bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45°	



El tamaño de la soldadura efectiva para soldaduras de tope con bisel convexo llenado al nivel de la superficie de una barra redonda, del dobléz de 90° en una sección conformada, o en un tubo rectangular, debe ser como se muestra en el siguiente Cuadro 2.13: (Tabla J2.2 del AISC -2010).

Cuadro 2. 13: Tamaño de Soldadura Efectiva de Tope Biselada Curva (AISC, 2010).

TABLA J2.2 DEL AISC -2010		
TAMAÑO DE SOLDADURA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE TOPE BISELADA CURVA		
PROCESO DE SOLDADO	SURCO DE BISEL CURVO ^[a]	SURCO V CURVO
GMAW Y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW Y FCAW-G	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R
<p>[a] Para surcos de bisel curvo con $R < 10$ mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenas a tope.</p> <p>NOTA: R= Radio de la superficie de junta (Se puede suponer igual a 2t para secciones tubulares), mm</p>		

El espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial (PJP) no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni el tamaño mostrado en el Cuadro 2.14. (Tabla J2.3 del AISC-2010). El tamaño de soldadura mínimo se determina como la mas delgada de las dos partes unidas.

Cuadro 2. 14: Espesor Mínimo de Garganta Efectiva de Soldadura a Tope (AISC, 2010).

TABLA J2.3 DEL AISC -2010	
ESPEJOR MÍNIMO DE GARGANTA EFECTIVA	
Espesor de la parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

- Soldaduras de Filete:** considerar el área efectiva de las soldaduras de filete como la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una



soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura. Se permite un aumento de la garganta efectiva si se demuestra una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura mediante ensayos.

Respecto al tamaño mínimo de soldadura de filete, éste no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en el Cuadro 2.15. (Tabla J2.4 del AISC -2010)

Cuadro 2. 15: Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete (AISC, 2010).

TABLA J2.4 DEL AISC -2010	
TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE	
<i>Espesor de la parte unida más delgada, mm (pulg)</i>	<i>Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm (pulg)</i>
Hasta 6 (1/4) inclusive	3 (1/8)
Entre 6 (1/4) y 13 (1/2)	5 (3/16)
Entre 13 (1/2) y 19 (3/4)	6 (1/4)
Mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)
<p><i>[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.</i></p> <p><i>NOTA: La soldadura de 5/16" es apróx. La máxima que se puede hacer en una sola pasada en el proceso (SMAW), y de 1/2" con el proceso (SAW)</i></p>	

Respecto al tamaño máximo el AISC – 2010 en su sección J2.2b recomienda:

- ✓ A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6 mm (1/4"), no mayor que el espesor del material.
- ✓ A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6 mm, no mayor que el espesor del material menos 2 mm (1/16"), a no ser que la soldadura sea designada especialmente en los panos para ser ejecutada de manera de obtener el espesor de la garganta completa

Respecto a la longitud efectiva mínima el AISC – 2010 en su sección J2.2b recomienda:

- ✓ No debe ser menor que 4 veces el tamaño nominal del lado de la soldadura, en caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no exceda 1/4 de su longitud efectiva.

Para soldaduras de filete de carga extrema con una longitud de hasta 100 veces la dimensión del pie, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real cuando

la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe ser determinada multiplicando la longitud real por el factor de reducción, β , determinado a continuación:

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{L}{w} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{ (Ecuación J2 - 1 del AISC - 2010)}$$

Así mismo cuando la longitud de la soldadura excede 300 veces el tamaño de la soldadura, la longitud efectiva debe ser tomada como $180w$.

Donde:

L = Longitud existente de la soldadura en los extremos cargados, mm

w = Tamaño de la soldadura, mm

En juntas de traslape, la cantidad mínima de traslape debe ser de 5 veces el espesor de la parte unida más delgada, perno no menor que 25 mm. Las juntas de traslape que unen planchas o barras solicitadas por tracción axial, y que solamente utilizan soldaduras de filete transversal, deben ser soldadas a lo largo del extremo de ambas partes traslapadas, excepto donde la flexión de las partes traslapadas este suficientemente restringida para prevenir una apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

2.17.2.12 CONEXIÓN CON TORNILLOS.- También llamados conexiones de punto, ya que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar. Un tornillo es básicamente una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro para recibir una tuerca, en ocasiones es necesario añadir un accesorio al sistema de tornillo para asegurar la conexión, con la idea de aportar una superficie no abrasiva bajo el elemento atornillado. Su resistencia esta normada por las especificaciones **ASTM A325** para tornillos de resistencia mínima a la tensión de 120 a 105 ksi o las **ASTM A490** para 150 ksi para cargas más grandes.

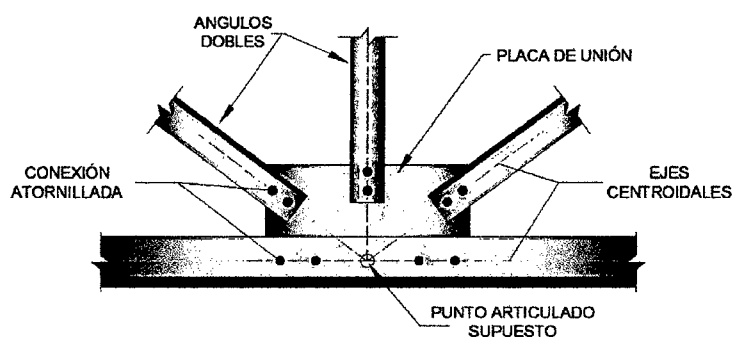


Figura 2. 79: Conexión atornillada con ángulos y placa de unión.



2.17.3 APOYOS

Los apoyos tienen la función principal de brindar el soporte a la estructura de techo manteniendo su estabilidad y transmisión de cargas a la estructura principal. La estructura principal determina el tipo de apoyo del sistema de techo, siendo su configuración estructural y el tipo de material lo que predisponen al uso de diversos modos de apoyo. La forma más utilizada es el apoyo en columnas de concreto armado con pernos embebidos en ella, con el objeto de colocar planchas niveladas como base del apoyo que pueden ser fijos o móviles soldadas o emperradas de acuerdo al proyectista.

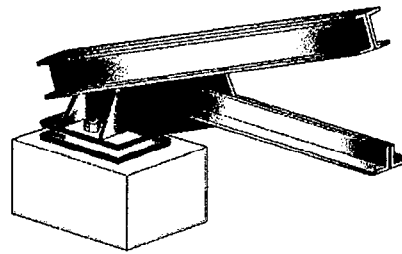


Figura 2. 80: Apoyo anclado en columna de concreto, caso más común.

El asiento también puede ser atiesado o no atiesado, para el segundo caso se utilizan cuando la carga proveniente del techo no es muy significativa por lo que puede ser apoyada en un perfil. Para solicitaciones mayores se pueden utilizar conexiones de asiento atiesada que consta de una placa de asiento, ángulo superior y un elemento rigidizante el cual es mucho más rígido que el lado sobresaliente del asiento y por lo tanto soporta cargas mayores. Ver Figura 2.81:

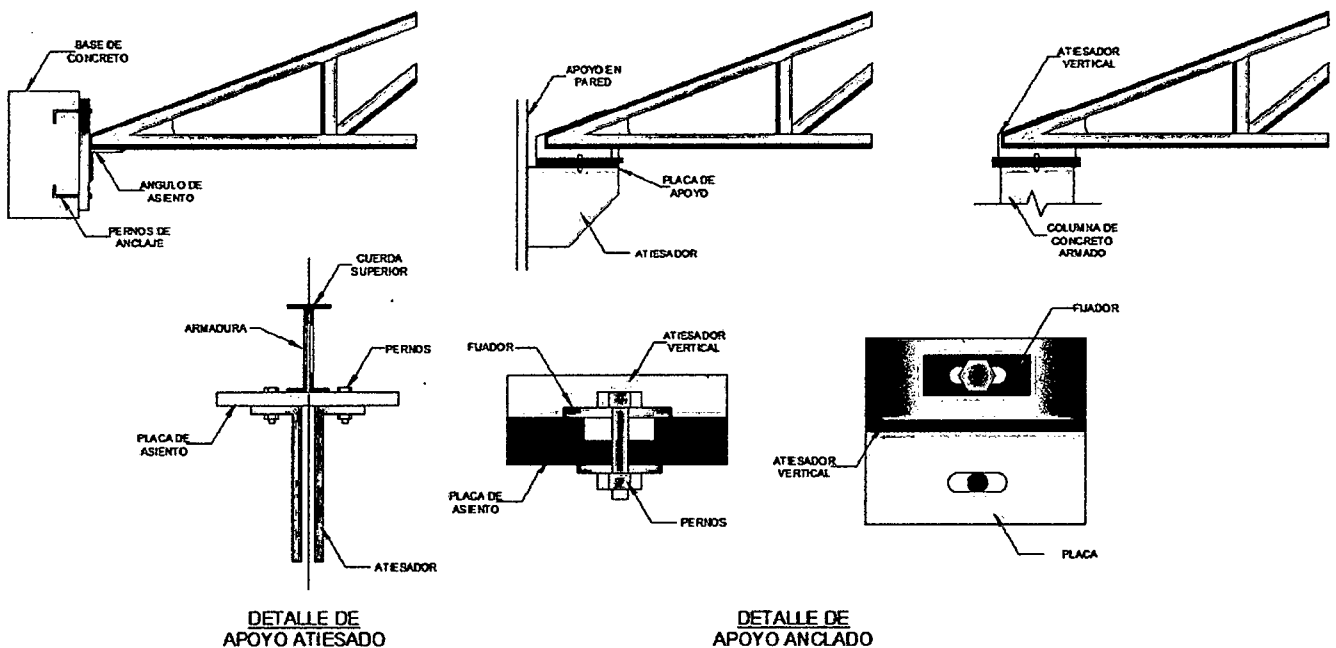


Figura 2. 81: Tipos de apoyos anclado y atiesado en concreto y acero.



2.17.4 ARRIOSTRAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Como ya se sabe los sistemas estructurales y cada uno de los elementos de acero son susceptibles al pandeo, lo que amerita un diseño adecuado que garantice la estabilidad de los mismos. Las vigas de techo principalmente son elementos sometidos a flexión y en algunos casos a flexo-compresión (para el caso de armaduras y vigas de alma abierta la cuerda superior y para vigas de alma llena del patín superior) el típico modo de pandeo lateral es como se muestra en la siguiente *Figura 2.82*:

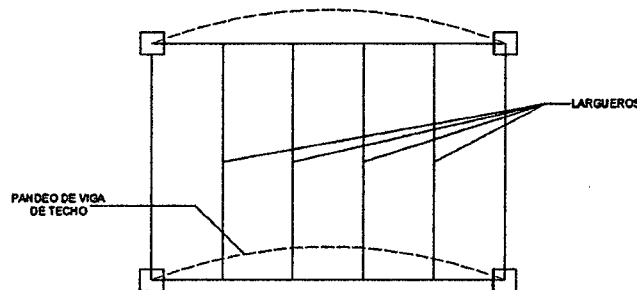


Figura 2.82: Tipos de apoyos anclado y atiesado en concreto y acero.

Cuando la rigidez de la unión viga-soporte no está garantizada debe recurrirse al arriostramiento. Usualmente se considera a los largueros de techo efectivos como soportes laterales (si están correctamente conectados a los miembros en compresión al patín superior en caso de viga de alma llena o a la cuerda superior en caso de una viga de alma abierta), o incluso a los muros de albañilería como rigidizadores del sistema. Sin embargo existen métodos más eficaces de controlar el efecto de pandeo de flexo-compresión en los miembros, como es el caso de arriostramientos. Entre los tipos más utilizados de arriostramientos están las pantallas macizas de concreto armado o acero, los arriostramientos tipo K y las cruces de San Andrés. Ver *Figura 2.83*.

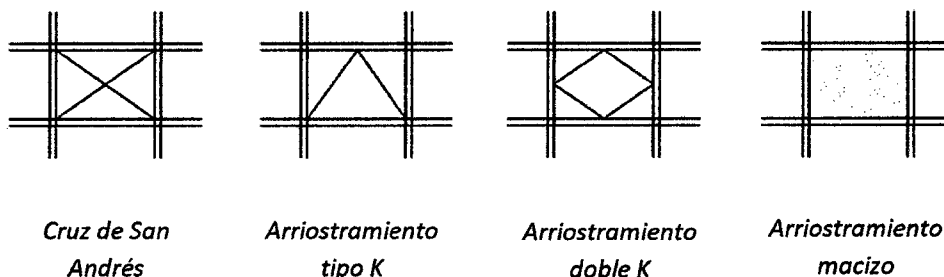


Figura 2.83: Tipos de arriostramientos en vigas y columnas.

Cruz de San Andrés. Es el arriostramiento más simple que consiste en 2 tirantes que pueden trabajar alternativamente en tracción o en compresión (Aroca, 2006: 19).

Como se puede observar en la siguiente figura no es necesario comolar los arriostramientos en todas las conexiones del larguero y viga, ya que el desplazamiento acial de un larguero depende de los demas largueros adyacentes y por lo tanto se induce una reducción del desplazamiento.

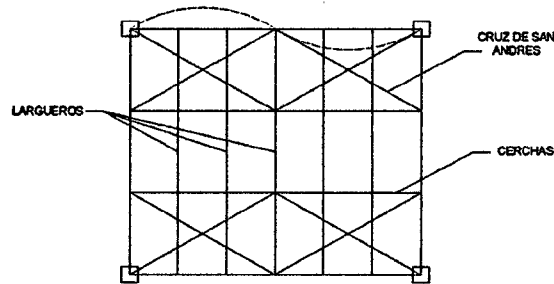


Figura 2. 84: Arrostramiento con cruces de san Andrés y largueros no conectados.

2.17.5 TENSORES

Los tensores son miembros a tensión que proporcionan soporte lateral a los largueros. Las cargas que actúan sobre los largueros son aplicadas de forma vertical, y para el caso de techos los largueros tienen una inclinación producida por el apoyo inclinado de la cuerda superior (o del patín superior), por lo que habrá una componente paralela al techo inclinado P_x , que genera en los largueros una flexión en ese plano.

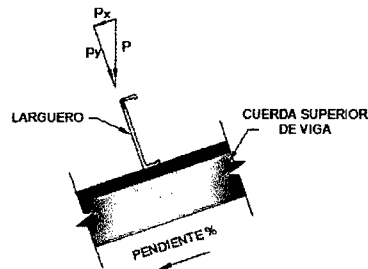


Figura 2. 85: Cargas sobre larguero de alma llena.

La Figura 2.86 muestra como los tensores proporcionan la restricción a la fuerza P_x , que genera pandeo en los largueros que comúnmente se genera en elementos de alma llena. La ubicación de los tensores se recomienda fijar a $1/3$ del mismo en la zona de compresión.

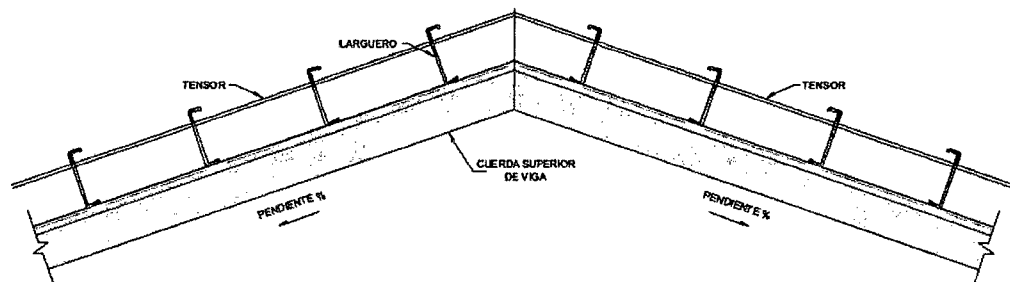


Figura 2. 86: Colocación de tensores en largueros de alma llena tipo C.

CAPITULO III: DISEÑO DE ARMADURAS

3.1. INTRODUCCIÓN

Según las leyes que rigen la estática, una estructura se mantiene en equilibrio cuando las fuerzas externas son contrarrestadas por las fuerzas internas de la misma, de aquí parte el concepto del diseño de armaduras. Los sistemas de techo cumplen a cabalidad con la ley fundamental del equilibrio visto inicialmente. Todo diseño debe partir de una base conceptual esencial para el proyectista estructural, esta etapa difiere de las demás fases de análisis y diseño por ser meramente un tema de estructuración, donde se establece la ubicación de elementos estructurales, se elige que tipos de elementos se van a trabajar y a su vez se procede al pre-dimensionamiento de estos. En conclusión la base conceptual engloba los criterios arquitectónicos y estructurales para una óptima armonía de los componentes del sistema. En techos de geometrías caprichosas conviene muchas veces coordinar con técnicos en arquitectura para obtener una mejor apariencia estética, económica y segura. El proceso de diseño estructural para techos debe de cumplir con la secuencia:

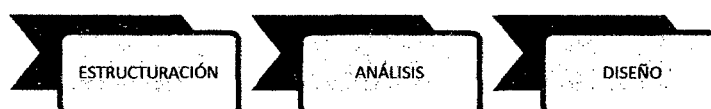


Diagrama 3. 1: Fases del diseño estructural.

En el presente capítulo se desarrollará la etapa de diseño aplicado a estructuras de techo en base a perfiles metálicos según el “*Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú (RNE, 2010)*” Normas E.020, E.030, E.090., las especificaciones del “*American Institute of Steel Construction (AISC, 2010)*” y el método de “*Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)*”. Además de algunos otros compendios u normas que complementen la presente tesis.

3.2. ESTRUCTURACIÓN

Esta fase inicia lo que es el proceso de diseño estructural, la estructuración se encarga de seleccionar el tipo, forma y disposición de los elementos estructurales, su ubicación relativa en la estructura, su luz libre y el pre-dimensionamiento de estos. Para estas etapas es importante ya saber la geometría definida del techo que se presenta en el Capítulo 2. Como ya se mencionó anteriormente esta fase se presenta a un nivel conceptual, sabiendo que la secuencia consecutiva de diseño puede ser o no definitiva si cumple con las condiciones de deformación, desplazamiento y optimización.

Cabe señalar que la presente tesis de investigación estudia el comportamiento de los techos con cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos, por lo que en esta fase se presentan los lineamientos basados en parámetros que conciernen a los elementos en estudio (perfiles metálicos). Estos lineamientos no es una regla general a los que el diseñador debe regirse, mas



bien la experiencia, innovación y creatividad del mismo determinan la solución final al problema de diseño.

Las siguientes consideraciones competen a la etapa de estructuración:

- ✓ **Claro de la cubierta:** El tipo de cubierta así como su variación específica está relacionado con el claro de esta.
- ✓ **Separación de largueros:** Debe coincidir con el claro de la cubierta seleccionada y con los nudos de la viga principal. Está relacionado con la carga que resistirán los mismos (mientras más separados mayor carga deben soportar).
- ✓ **Luz de vigas Principales:** Esta debe cubrir lo proyectado en la geometría del techo prevista. Sus nudos de apoyo de largueros (Correas) estarán conforme a la separación de estos.
- ✓ **Separación de vigas principales:** Determinada por la luz de largueros o vigas secundarias que está relacionada con la estructuración de la estructura principal (columnas, vigas, muros o algún otro elemento de apoyo).

Las anteriores consideraciones descritas están correlacionadas una con la otra por lo que obliga a seguir un proceso interactivo hasta llegar a una armonía entre estas. Las partes de la etapa de estructuración se pueden ordenar de acuerdo a la siguiente secuencia:

- Disposición de elementos estructurales.
- Selección de elementos estructurales.
- Separación de elementos.
- Dimensionamiento preliminar.

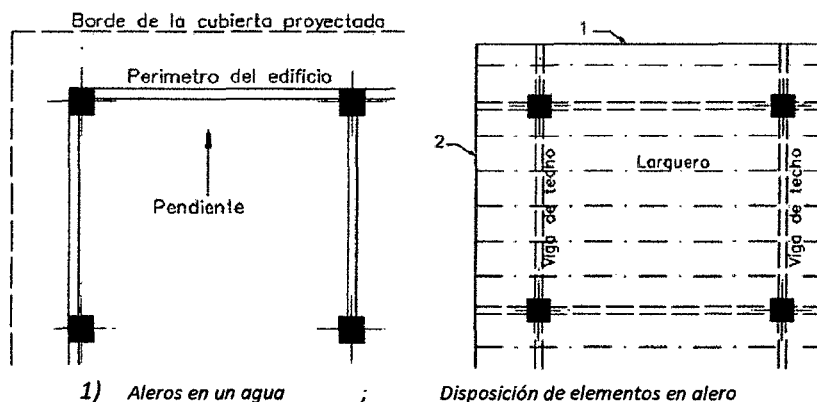
3.2.1. DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En el *Cuadro 2.7* del capítulo anterior se vieron algunas formas geométricas de techos. A partir de estas es posible establecer la posición relativa de los miembros estructurales en la planta de los mismos. En resumen lo mencionado en el capítulo 2 son bases y conceptos constructivos que sirven para la secuencia de los presentes lineamientos en la etapa del diseño óptimo. Las disposiciones de este apartado se verán en dos grupos: *a) Disposiciones Generales*, las que de manera general se pueden cumplir sin mayores dificultades y *b) Disposiciones Específicas*, las cuales requieren mayor detalle en su concepción.

- a) **Disposiciones Generales.**- Estas disposiciones son consideradas como básicas para cualquier estructura de techos que conste de un entramado de vigas principales (cerchas) o secundarias (correas) y que satisfacen formas básicas de techadumbre. A continuación se

presenta una secuencia de lineamientos que se debe tener en cuenta para una buena estructuración.

- 1) Primero es importante localizar donde estarán proyectados de los **apoyos** del sistema de techo, que pueden ser columnas de concreto armado o acero, muros resistentes confinados, marcos estructurales, etc.
 - 2) Se dispone la **ubicación de vigas principales** conectadas a los apoyos previamente establecidos. La pendiente de estos será la establecida según el criterio conforme al capítulo 2, pendiente de cubierta. Si la viga principal consta de una armadura de celosía (Howe, Pratt, Warren, etc) esta deberá llevar la pendiente que se creyó conveniente para el diseño. Se recomienda colocar una viga a lo largo de la cumbrera y en los extremos del entramado a modo de cierre.
 - 3) Las **vigas secundarias o largueros** (correas o polines) se disponen en planta de forma perpendicular a la viga secundaria y paralelas entre sí. Su separación es de acorde al tipo de cobertura y sus apoyos deben coincidir en los nudos de la viga principal para no generar momentos flexionantes en los miembros de la cercha.
 - 4) Se determina la **forma de unión** de los las vigas principales a los apoyos el cual esta relacionado con el tipo de apoyo. Determinar si la estructura de techo dispondra aleros, canaletas, etc.
- b) **Disposiciones Específicas.**- Este tipo de disposiciones requiere de una atención especial, por ejemplo cuando es necesario la implementación de vanos o aberturas en el techo, voladizos o algún detalle particular en el techo. En las siguientes disposiciones específicas se abordará lo referente a vanos, voladizos o aleros.
- 1) **Aleros o voladizos.** Se utilizan aleros en casos donde la edificación a proyectar sea aislada, es decir sin otras edificaciones muy próximas a ésta. El tipo de alero puede ser simplemente extendido (voladizo) o con elementos de apoyo.
 - 2) **Vanos o aberturas.** Cuando la estructura requiere de iluminación natural se la proyecta con vanos que obligan a tener especial consideración en el entramado de la estructura (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012).



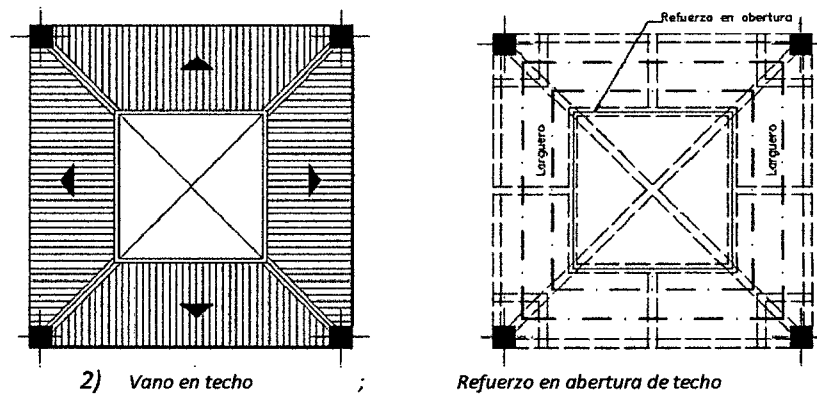


Figura 3. 1: Disposiciones específicas de vanos y aleros (Cruz, Figueroa y Hernández, 2012).

3.2.2. SELECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para establecer que elementos se utilizarán para conformar la estructura de techo, primero es necesario conocer que espacios cubrirá el techo, para determinar las luces de cada tipo de elemento. En esta etapa del diseño se muestran los claros libres más recomendables para cada tipo de elemento y así realizar una selección aceptable.

A continuación se muestra un *Cuadro 3.1* con recomendaciones de luces para diferentes tipos de vigas principales de techos vistas en el capítulo anterior:

Cuadro 3. 1: Luces libres recomendables para techos (Cruz, Figueroa y Hernandez, 2012).

ELEMENTO	LUZ LIBRE "L" (m)	LUZ LIBRE "L" (pies)
Viga de alma llena	$L \leq 10$	$L \leq 32$
Viga de alma abierta	$6 \leq L \leq 18$	$20 \leq L \leq 60$
Armadura triangular	$12 \leq L \leq 38$	$50 \leq L \leq 125$
Armadura en arco	$36 \leq L \leq 100$	$120 \leq L \leq 320$

Las recomendaciones del *Cuadro 3.1* no siempre demuestran una luz definitiva, ya que este criterio esta basado en la seguridad, economía, funcionalidad, estetica, etc. Algunas consideraciones a tomar en cuenta sobre los elementos del cuadro anterior que pueden influir en su selección son:

Vigas de alma llena.- Poseen una elevada resistencia para una variedad muy amplia de secciones de acero, que los hace la más versatil en el diseño que todas las demás opciones. Por ser elementos prefabricados se los prefiere para agilizar el montaje de la estructura de techo; representan una solución confiable en edificios de baja altura a base de marcos de acero estructural. Sin embargo, mientras más grandes sean las luces se requerirá mayor peralte y por lo tanto es necesario aligerar el peso de la viga (ya que estas poseen un gran peso por unidad lineal). Es por eso que a partir de 10 a 15 metros de luz libre es conveniente evaluar la utilización de estas vigas en estructuras de techo.

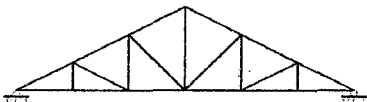
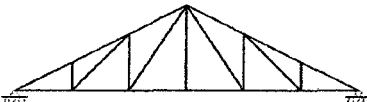
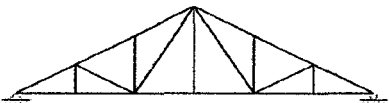
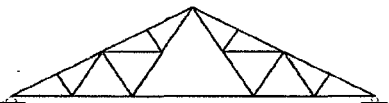

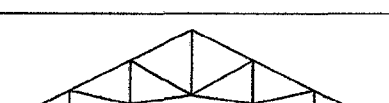


Vigas de alma abierta.- A diferencia de las vigas de alma llena, estas son menos pesadas debido a su sistema de celosía y cuerdas, por consiguiente constituyen una solución fiable para el problema del excesivo peso que representan las vigas de alma llena para claros mayores de 10 metros sin comprometer la capacidad de las solicitaciones. Cabe señalar que una de las ventajas que representa su alma abierta es la utilización de estos espacios para paso de instalaciones. Requiere de mayor tiempo de armado y montaje por ser armadas en el sitio de la obra.

Armaduras.- Para luces mayores de los recomendables para vigas de alma abierta, se puede elegir cualquier variedad de configuraciones desarrolladas en el capítulo 2 para cubrir diversos tipos de luces con ayuda de armaduras. Para luces mayores a 18 ó 20 metros, se recomienda utilizar armaduras por ser más estables y funcionales que las vigas de alma abierta.

El Cuadro 3.2 es un resumen de las diferentes configuraciones de armaduras del capítulo 2 con sus respectivas luces recomendadas por su eficiencia:

Cuadro 3. 2: Luces libres para armaduras triangulares.

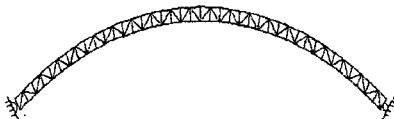
TIPO	ARMADURA	LUZ (L)
HOWE TRIANGULAR		$L \leq 30m$
PRATT TRIANGULAR		$12 \leq L \leq 38m$
WARREN TRIANGULAR		$12 \leq L \leq 38m$
FINK		$L \leq 36.5m$
FRANCESA		$L \leq 24m$
KING		$10 \leq L \leq 35m$



NOTA: Para las Armaduras antes descritas es recomendable que las pendientes de las diagonales oscilen entre un 30 a 45° con la horizontal. La separación de los nudos por lo general no debe exceder una distancia de 2.4 a 3.4 metros (8 y 11 pies).

Armaduras en arco.- Para luces considerables mayores a 36 metros conviene utilizar armaduras en arco, por su economía y practicidad estos sistemas son aptos para techos industriales de almacenamiento o coliceos donde es importante el espacio de la concavidad que esta proporciona. *Ver siguiente Cuadro 3.3:*

Cuadro 3. 3: Luz libre para armaduras en arco.

TIPO	ARMADURA	LUZ (L)
HOWE EN ARCO		$36 \leq L \leq 100$

3.2.3. SEPARACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Los elementos estructurales de techo dependen de la configuración de la estructura principal donde estos se apoyarán, pudiendo ser columnas, muros estructurales, o hasta vigas aunque no es muy recomendable. Hay que tener en cuenta que la separación de los elementos primarios determina la luz de los elementos secundarios ya que estos se apoyan en los nudos de los primeros. Algunas recomendaciones para separación de armaduras y largueros son:

Cuadro 3. 4: Separación recomendable para vigas primarias y secundarias

ELEMENTO	LUZ (L)	SEPARACIÓN
ARMADURAS	$L > 10.00 \text{ m}$	3.60 m
	$L > 18.30 \text{ m}$	5.00 m
	$L > 30.00 \text{ m}$	7.00 m
LARGUEROS	Depende de la separación de las armaduras	0.60 a 1.80 m

(Cruz, Figueroa y Hernández, 2012).

En armaduras para sistemas de techo con cubierta ligera la separación puede ser entre 6.1 a 12.2 metros. En largueros predomina las especificacion de la cubierta para el numero de apoyos donde descansara esta, además de coincidir con los nudos de la viga principal.

3.2.4. DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR.

En esta etapa de la estructuración predomina el criterio y experiencia del diseñador para seleccionar un dimensionamiento previo, con el que se procederá al análisis y comprobaciones



numéricas que determinarán si es que es necesario rediseñar o simplemente aceptar el predimensionado pudiendo resultar elementos no funcionales o elementos altamente reforzados. Es conveniente realizar las iteraciones necesarias para llegar a un elemento óptimo, seguro y funcional.

A continuación se presentan algunas recomendaciones utilizadas por los ingenieros Cruz, Figueroa y Hernandez (2012), relacionadas al peralte de los elementos estructurales de techo que hasta ahora hemos abordado.

- ✓ **Para largueros tipo polín.-** Laminado en caliente o en frío se acepta un peralte de: **$L/30$ a $L/24$** siendo "L" luz entre apoyos.
- ✓ **Para largueros tipo polín espacial.-** El peralte recomendado es: **$L/24$ a $L/20$.**
- ✓ **Para largueros de alma llena.-** No es necesario hacer una selección preliminar del peralte, puesto que en la misma etapa de diseño se determina este en base a la sollicitación sobre el elemento.
- ✓ **Para vigas de alma abierta.-** Se acepta un peralte de **$L/24$.**
- ✓ **Para armaduras.-** Se aceptan peraltes de **$L/10$ a $L/5$** para armaduras tipo cuchilla (tijera o cercha) . y para armaduras cuadrangulares (peraltadas en los extremos) se acepta un peralte de **$L/10$ a $L/8$.**

3.3. FASE DE ANÁLISIS PARA EL CALCULO DE TECHOS

Después de la fase de estructuración y conceptualización geométrica, se procede al cálculo del sistema que consta de tres partes: *Análisis de Cargas*, *Análisis de esfuerzos*, *Análisis de Deformaciones*. Estas partes hacen referencia a las posibles cargas a las que se somete la estructura de techo, su respuesta a estos fenómenos y la evaluación de las deformaciones producidas. Ver siguiente Diagrama 3.2:

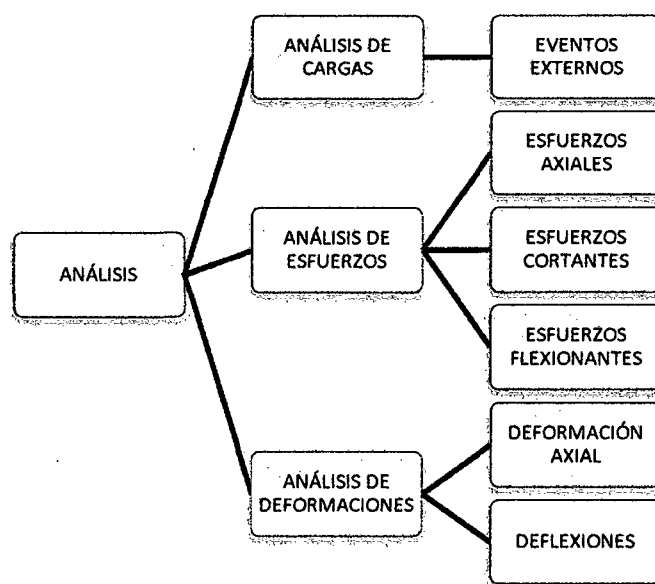


Diagrama 3. 2: Partes de la fase de análisis estructural.



3.3.1. ANÁLISIS DE CARGAS



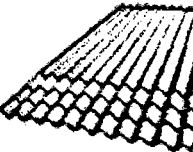

Una estructura durante su vida útil estará siempre sometida a cargas que actúen sobre ella, producto de su propio peso, del uso al que esté expuesto, a los efectos naturales, etc., lo que condiciona al elemento a poseer cierta resistencia más un factor de seguridad para evitar su falla o colapso. En techos las cargas de mayor incidencia son: *Cargas muertas*, *Cargas Vivas*, *Cargas de Viento* y en menor grado las *Cargas de Sismo*.

A. CARGA MUERTA


Representan todas las cargas fijas o con variación en su posición y magnitud, producidas por su peso sobre el elemento, incluye también el peso propio del elemento. En techos los principales miembros que califican como cargas muertas son: los largueros, las vigas de techo o cerchas, los contra-venteos, y la cubierta del techo.

- **Cubiertas:** El siguiente cuadro muestra algunos productos del mercado local referente a cubiertas, los que se pueden expresar en Kg/m² para efectos de diseño.

Cuadro 3. 5 Especificaciones técnicas de algunas cubiertas del mercado local.

PRODUCTO			DIMENSIONES DEL PRODUCTO				
			Ancho (m)	Largo (m)	Área (m ²)	Espesor (mm)	Peso (Kg)
Gran Onda (Eternit)	Útil para obras de gran envergadura, de mayor resistencia ante cualquier clima		1.1	1.83	1.77	5	19.7
			1.1	2.44	2.4	5	26.3
			1.1	3.05	3.05	5	32.9
Supertechalit (Eternit)	Liviano y económico, fácil instalación. útil para viviendas, postas médicas, terrazas, etc.		0.6	1.8	0.83	3.5	6.7
Perfil 4 (Eternit)	Producto versátil de bajo costo, recomendable para obras de autoconstrucción		1.1	1.83	1.69	4	14.8
			1.1	2.44	2.3	4	19.7
			1.1	3.05	2.91	4	24.6
Teja Andina (Eternit)	Plancha de fibrocemento versátil y de fácil instalación		0.72	1.14	0.82	5	8.4
			MEDIDAS ÚTILES				
			Ancho	Largo	Área		
			0.69	1	0.69		



Calamina Galvanizadas onduladas (Siderperu)	Planchas Zincadas acanaladas deformadas en frío, ideal para almacenes, plantas industriales, etc.		0.83	(1.80, 2.4 , 3.6)	Variable	(0.17 , 0.20 , 0.22 , 0.25 , 0.27 , 0.30)	Variable
--	--	---	------	----------------------	----------	--	----------

NOTA: Según el Artículo 3 de la Norma E.020 del RNE (2010) establece que el peso real de los materiales que conforman la estructura, en este caso el techo, deberán determinarse mediante un análisis o usando las especificaciones de catálogo que ofrecen sus fabricantes.

- **Peso propio de Armaduras:** mientras no esté diseñada la armadura no se puede determinar exactamente su peso, por lo que algunos diseñadores recurren a tablas que aproximan su peso a partir de su flecha (f) y luz (L) conforme a la experiencia de varios diseños. Ver el Cuadro 3.6:

Cuadro 3. 6: Pesos aproximados de armaduras en función de la superficie de techo.

PESOS APROXIMADO DE ARMADURAS DE ACEROS EN kg/m ² DE SUPERFICIE DE TECHO				
LUZ (m)	INCLINACIÓN			PLANO
	f/ L= 1/2	f/ L= 1/3	f/ L= 1/4	
Hasta 12	25.62	30.74	33.18	37.08
12 a 15	28.06	32.2	35.13	39.04
15 a 18	32.94	39.04	41.96	46.84
18 a 21	35.38	41.48	44.89	49.77
21 a 24	37.82	43.92	47.33	52.7
24 a 30	41.48	48.8	52.7	58.56
30 a 36	46.36	53.68	58.56	64.41

Una vez terminado el diseño se obtiene la carga muerta total que soporta la estructura.

B. CARGA VIVA

Es la carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando se encuentra ya en servicio y puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura. Como ejemplos comunes serían, los ocupantes, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación. En techos el **Reglamento Nacional de Edificaciones** en su **Norma E.020, Artículo 7; CARGA VIVA DEL TECHO (Lr)** establece las siguientes consideraciones:

- Para techos con una inclinación de hasta 3° con respecto a la horizontal se considera una carga viva de: 1.0 kPa (100 kgf/m²).

- b) Para techos con inclinaciones mayores a 3° con respecto a la horizontal se considera una carga viva de: 1.0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0.05 kPa (5 kgf/m²) por cada grado de pendiente por encima de 3° , hasta un mínimo de 0.50 kPa (50 kgf/m²).
- c) Para techos curvos se considera una carga viva de: 0.50 kPa (50 kgf/m²).
- d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, el valor de la carga viva es: 0.30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo puede haber acumulación de nieve.

C. CARGA DE VIENTO

Viene a ser un tipo de carga lateral, de crucial importancia en puentes y estructuras de alturas propensas a sufrir presiones adicionales causadas por el viento (2 o 3 pisos de altura). La estimación de la fuerza producida por este tipo de carga es incierta, por lo que no se considera una ciencia exacta, variando su magnitud según la zona geográfica, la altura sobre el terreno, tipos de terreno entre otros factores. Para estructuras de acero por su bajo peso y sus grandes superficies expuestas a la acción del viento. Las cargas de viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.

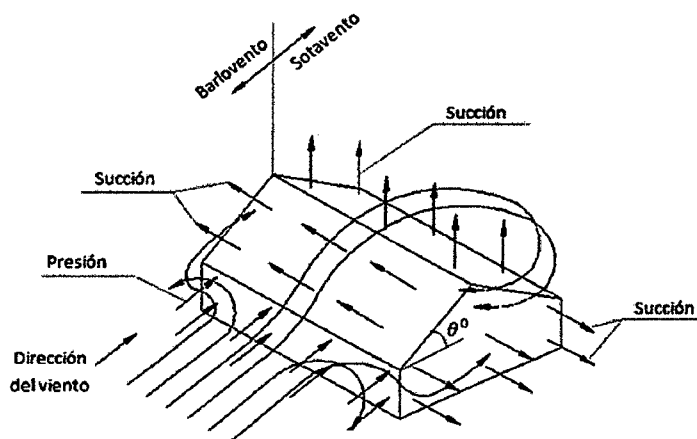


Figura 3. 2: Flujo del viento sobre una estructura a dos aguas (Zapata, 2004).

De la *Figura 3.2* se puede observar la naturaleza típica del viento que es una aproximación al comportamiento real que muchas veces es complejo determinar con exactitud. Los vientos son lentos y desaceleran a medida que se acerca al edificio produciendo una presión positiva en la cara de barlovento (fenómeno de obstrucción por parte del edificio) lo que produce que este escape por las esquinas laterales y parte superior del techo, en estos puntos ocasiona que baje la presión por debajo de la presión atmosférica dando como resultado una presión negativa o succión en los muros extremos y cierta porción en techos de la zona de sotavento. Para



barlovento la inclinación del techo θ determinan la presión en estos, siendo positiva (+) para $\theta \geq 30^\circ$, y negativas (-) para $\theta < 30^\circ$ provocando una severa succión en dicha zona (alcanzando su máxima en 10 grados aprox.).

El **Reglamento Nacional de Edificaciones** en su **Norma E.020, Artículo 12; CARGAS DEBIDAS AL VIENTO** establece una ecuación para calcular la presión del viento para elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del mismo. Señalando que la ocurrencia de presiones y succiones exteriores debidas a la acción del viento serán consideradas simultáneamente.

La acción del viento sobre las estructuras es de naturaleza dinámica, sin embargo para efectos de análisis y diseño se considera como una carga estática mediante la siguiente Ecuación 2.17:

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \dots (3.1)$$

Donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura "h" perpendicular a la superficie. (Kg/m²).

C = Factor de forma adimensional indicado en la **Tabla 4 del RNE**.

V_h = Velocidad de diseño a la altura "h" (Km/h).

Siendo:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22} \dots (3.2)$$

Donde:

V = Velocidad de diseño hasta 10 m de altura, condición $V \geq 75$ Km/h (Km/h).

h = Altura sobre el terreno (m).

Cuadro 3. 7: Factores de forma "C".

FACTORES DE FORMA (C) – TABLA 4 DEL RNE		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
<i>Superficies verticales de edificios</i>	+ 0.8	-0.6
<i>Arcos, cubiertas cilíndricas con $\theta < 45^\circ$</i>	\pm 0.8	-0.5
<i>Superficies inclinadas con $\theta \leq 15^\circ$</i>	+0.3, -0.7	-0.6
<i>Superficies inclinadas con $15^\circ < \theta \leq 60^\circ$</i>	+0.7, -0.3	-0.6
<i>Superficies inclinadas con $60^\circ < \theta < 90^\circ$</i>	\pm 0.8	-0.6
<i>Superficies verticales ó inclinadas planas o curvas paralelas a la dirección del viento</i>	- 0.7	-0.7

Para el diseño de elementos de cierre (paneles, coberturas, alféizares o cualquier elemento de cerramiento), incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, se adicionará al coeficiente: C . siendo las cargas



interiores (presiones o succiones) de coeficientes conforme al RNE – N E.020 Tabla 5.
 Ver Cuadro 3.8:

Cuadro 3. 8: Factores de forma “Ci”.

FACTORES DE FORMA (Ci) PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE – TABLA 5 DEL RNE		
ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
± 0.3	+ 0.8	-0.6

En nuestro país el “*Servicio Nacional de Meteorología e hidrología del Perú*” (SENAMHI) es la entidad encargada de suministrar información correspondiente a vientos. Para uso de las variables de vientos extremos se utiliza la selección de un *intervalo medio de recurrencia* (IMR) donde se recomienda utilizar el mapa eólico adjuntado en Anexos con un IMR de 50 años donde se presentan isotacas elaboradas por la UNI.

D. CARGA POR LLUVIA

El *encharcamiento*, es el principal problema en muchos techos planos, Si en un techo el agua se acumula con más rapidez de lo que puede ser drenada, se llega al encharcamiento debido a que la carga incrementada sobre el techo causa una deflexión por sobrecarga. Por medio de una apropiada selección de cargas y un buen diseño que proporcione una rigidez adecuada del techo, se trata de evitar este último tipo de falla.

Durante una tormenta, el agua se acumula sobre un techo por dos razones. Primera, cuando cae la lluvia se requiere tiempo para que el agua escurra por el techo. Por lo tanto, una parte de esta agua se acumulará. Segunda, los drenes de los techos pueden no estar a nivel con la superficie del techo y/o pueden estar obstruidos. En general, los techos con pendientes de 0.25 pulg. por pie (2.08%) o mayores no son susceptibles al encharcamiento, a menos que los drenes del techo estén obstruidos y permitan que se formen charcos profundos.

Si bien los techos no poseen problemas de encharcamiento se considera un peso por lluvia debido a la absorción de humedad producida por la cubierta, lo que genera un peso adicional al sistema de techo, los porcentajes de absorción los suministra el proveedor de la cubierta y la carga debida a lluvia está dada por la siguiente ecuación:

$$R = \%Abs \cdot w(\text{cubierta}) \dots (3.3)$$

Donde:

$\%Abs$ = Porcentaje de absorción de la cubierta.
 $w(\text{cubierta})$ = Peso de la cubierta en kg/m².

E. CARGA DE SISMO.

La aceleración de ondas producidas por un sismo son propagadas por medio del suelo a las estructuras, estas vibraciones van en una dirección dada hacia las edificaciones, obligando a la masa a oscilar con cierto periodo respondiendo a su inercia por medio de fuerzas producto del sismo. Estas fuerzas inerciales son las que tratan de estabilizar la estructura, por lo que es importante considerarlas en el diseño para este caso de techos.

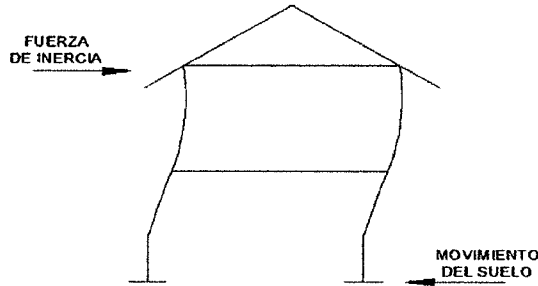


Figura 3. 3: Fuerza de inercia inducida por la vibración sísmica.

Cabe mencionar que la fuerza producida por el sismo en edificios no depende solamente de la aceleración sino también de las propiedades de toda la estructura en conjunto, tales como la masa, la rigidez y la regularidad en su geometría, entre otras, que afectan de forma preponderante la respuesta dinámica de la edificación.

Comportamiento de las estructuras de techos ante fuerzas sísmicas.- Al igual que todos los sistemas estructurales los techos ante una acción sísmica poseen una naturaleza dinámica que depende del tipo de diafragma (rígido o flexible) visto en el capítulo 2. Estos transmiten las fuerzas inducidas por sismo a los elementos verticales resistentes o cargas laterales. Muchos autores definen como diafragma flexible aquel cuya deformación δ_D es más de dos veces que la deriva de entrepiso promedio del sistema resistente a cargas laterales paralelo a la dirección en cuestión δ_B :

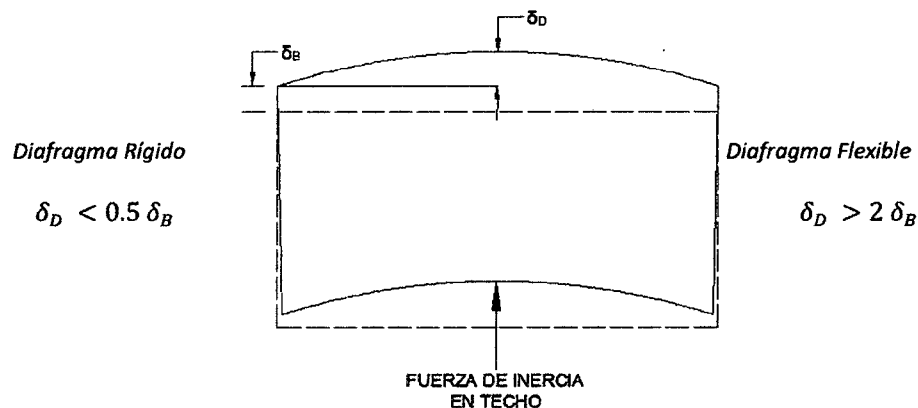


Figura 3. 4: Rigidez de diafragma de acuerdo al desplazamiento.

La **Norma E.030** del **Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)** en el **Artículo 16** exige que deba verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficiente para asegurar la distribución en planta se hará en función a las rigideces de los elementos resistentes. Caso contrario deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas. Además reza, "para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde". Es decir que para la mayoría de techos que conforman un diafragma flexible transmitirán la fuerza sísmica, por así decirlo, en proporción a su área tributaria, es decir, actuará entonces sobre el elemento una carga horizontal, que es proporcional a la suma de las cargas verticales que actúan directamente sobre ella, en este caso el techo, que no otra cosa más que la "masa tributaria".

La fuerza sísmica sobre el diafragma de techo es determinada por el procedimiento *estático lineal* propuesto por el "**Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)** en el **Artículo 17** de su **Norma E.030**"

- **Factores a considerar para un análisis Estático lineal:**

Factor de Zona (Z) : Según el siguiente cuadro corresponde a la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Cuadro 3. 9: Factores de zona "Z".

ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15



Figura 3. 5: Parámetros de sitio "Z" del Perú.



Factor del Suelo (S): Representa un factor para cada tipo de suelo tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte.

Cuadro 3. 10: Factores de suelo "S".

PARÁMETROS DEL SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	T_p (S)	S
S_1	<i>Roca o suelos muy rígidos</i>	0.4	1.0
S_2	<i>Suelos intermedios</i>	0.6	1.2
S_3	<i>Suelos flexibles o con estratos de gran espesor</i>	0.9	1.4
S_4	<i>Condiciones excepcionales</i>	-	-

Factor de Amplificación Sísmica (C): Esta en función del periodo fundamental del suelo T_p y el periodo fundamental de la estructura T , según la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \dots (3.4)$$

Factor de Importancia (U): Este factor depende de la categoría de la edificación: Esenciales, Importantes, Comunes, Menores:

Cuadro 3. 8: Factores de Importancia "U".

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A <i>Edificaciones Esenciales</i>	<i>Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</i>	1.5
B <i>Edificaciones Importantes</i>	<i>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas o archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento</i>	1.3
C <i>Edificaciones Comunes</i>	<i>Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía inmediata como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales, cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.</i>	1.0
D <i>Edificaciones Menores</i>	<i>Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1.50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.</i>	<i>Se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas</i>



Factor de Reducción Sísmica (R): El coeficiente R depende de la estructuración sísmoresistente predominante en cada dirección y de los materiales usados, para la presente tesis de investigación solo se establece el Acero como material usado:

Cuadro 3. 12: Factores de Reducción Sísmica "R".

SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE "R"
<i>Porticos ductiles con uniones resistentes a momentos</i>	9.5
<i>Arriostres Excentricos</i>	6.5
<i>Arriostres en Cruz</i>	6.0

- **Fuerza sísmica estática aplicada en entrepiso o techo.**

La fuerza aplicada al diafragma de techo producto del sismo se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a) \dots (3.5)$$

$$F_a = 0.007TV \leq 0.15V$$

$$F_a = 0, \quad \text{si} \quad T \leq 0.7 \text{ seg}$$

Donde:

F_i = Fuerza sísmica en el nivel "i".

F_a = Fuerza cortante adicional aplicada en la parte superior.

T = Periodo fundamental de la estructura.

P_i = Peso sísmico del nivel "i", de acuerdo a la categoría del sistema el **RNE** establece que para techos se adicionara el 25% de la carga viva a la carga permanente.

h_i = Piso o altura "i" de aplicación de la fuerza sísmica.

V = Fuerza cortante en la base de la estructura:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P ; \quad \frac{c}{R} \geq 0.25. \dots (3.6), (3.7)$$

2.3.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Las acciones externas a las que están sometidos los elementos ocasionan una respuesta interna, por lo que se analiza el elemento a partir de los esfuerzos generados por esta respuesta. En el capítulo 2.13 se desarrolla este análisis para efectos de tracción, compresión, flexión y corte.



2.3.3. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Para estructuras de techos el análisis de sus deformaciones es importante en la parte final de su diseño, debido a diversos factores que afectan tanto la estabilidad de las conexiones y conjunto de miembros, como la apariencia de los mismos. Las limitaciones de deformaciones en techos se presentan debido a:

- Las deformaciones grandes en vigas no generan confianza en los usuarios de la estructura, aunque sea segura desde el punto de vista de la resistencia de la misma.
- Debido a la deformación excesiva de la estructura se pueden producir fallas en otros elementos que componen el sistema de techo, falsos cielos, rasos o incluso la edificación.
- En los techos planos, las estructuras compuestas por vigas de alma abierta o llena, pueden tener deformaciones excesivas que produzcan estancamientos, lo que conlleva al peligro de generar un colapso de la estructura debido a este factor.
- Se puede generar distorsión en las conexiones debido a la deformación excesiva de la estructura de techo.

Uno de los factores bajo los cuales una estructura de techo es más vulnerable a fallas estructurales o a daños por deformaciones, es el empozamiento. La deflexión considerable por este fenómeno es producto del peso creciente sobre la estructura por encharcamiento considerable en el techo. Para evitar este tipo de falla es necesario asegurar que la evacuación de aguas sea más rápida que su acumulación. En techos planos se recomienda una pendiente mínima de 2% .

A. CALCULO DE DEFLEXIÓN EN VIGAS

El sistema estructural de un techo esta compuesto por varios elementos encargados de brindar estabilidad al mismo, como ya se ah mencionado, estos elementos pueden ser elementos primarios (vigas de alma llena, vigas de alma abierta, o armaduras metálicas) , elementos secundarios (polines planos, espaciales o larguros C), dichos elementos funcionan basicamente como vigas y su comportamiento en cuanto a deformaciones puede ser calculado a través de ecuaciones que están en función de: la longitud de la luz entre apoyos, de las restricciones en los extremos, de los módulos de elasticidad del material, del momento de inercia de la sección transversal, y de la carga.

Para vigas de alma llena.- En el caso de una viga de alma llena con sección transversal constante, la máxima deflexión central depende de la carga, como se ve a continuación.

- Cuando la carga es distribuida de forma uniforme (fig 1 en el cuadro 3.12)



$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \dots (3.8)$$

- Cuando la carga está de forma puntual en el centro de luz (fig 2 en el cuadro 3.12)

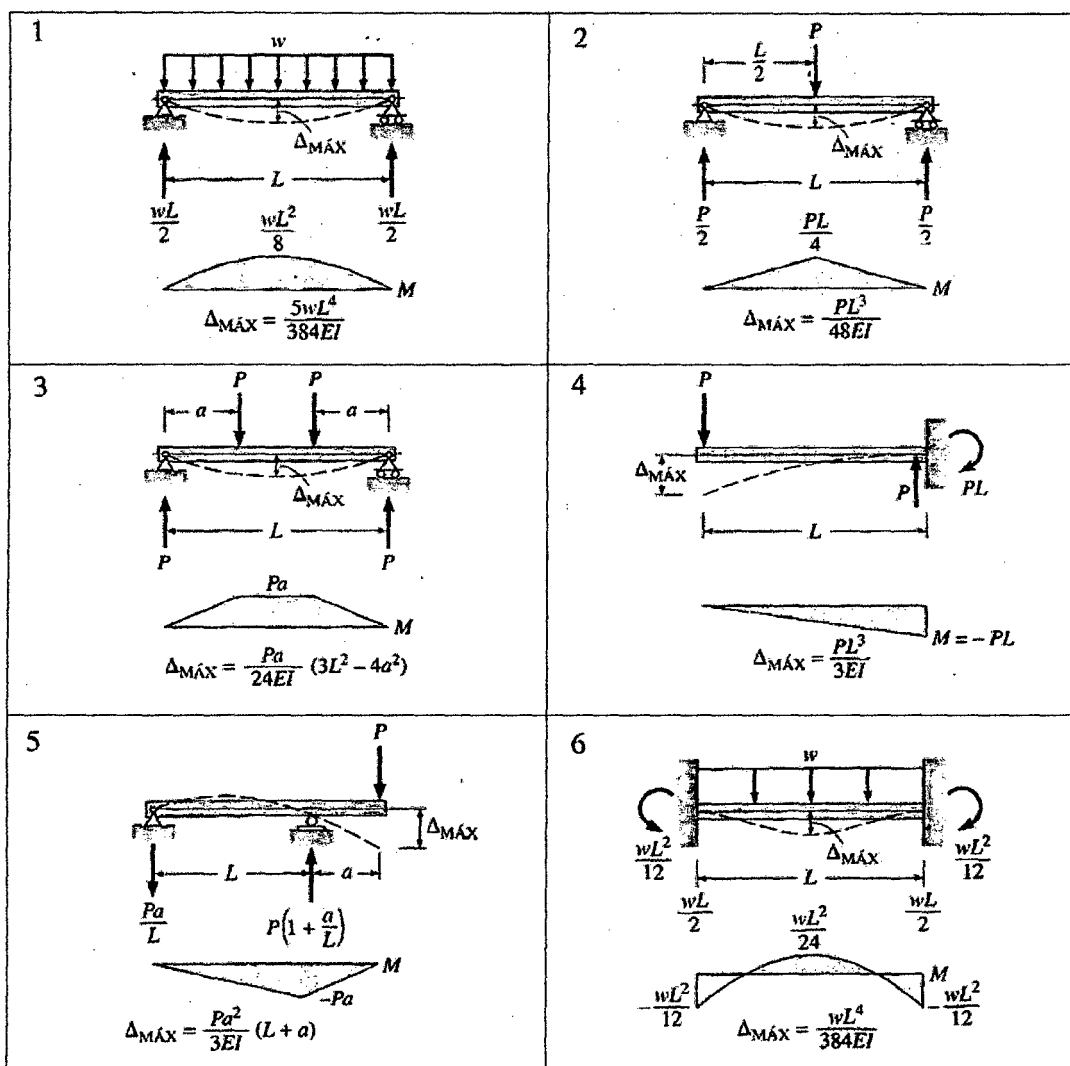
$$\delta = \frac{1}{48} \frac{QL^3}{EI} \dots (3.9)$$

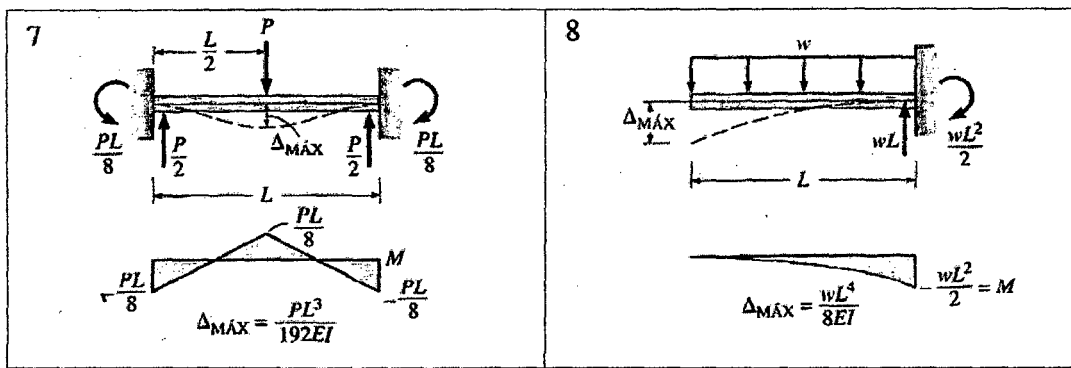
Donde:

- δ = Deflexión central
- L = Luz entre apoyos
- q = Carga uniformemente distribuida
- Q = Carga puntual
- I = Momento de Inercia

Para otro tipo de cargas, apoyos o vigas en voladizo, la deflexión máxima que presenta Hibbeler (2012) se puede calcular en base al siguiente cuadro:

Cuadro 3. 9: Deflexión máxima en vigas de alma llena (Hibbeler, 2012).





Para vigas de alma abierta.- El análisis de la deflexión en este tipo de vigas requiere hacer el cálculo de los momentos de inercia en base a las secciones transversales de sus cuerdas (superior e inferior) ya que la celosía del alma no aporta un momento de inercia considerable con respecto al centroide de la sección total del elemento. A partir de este análisis es posible aplicar las formulas de deflexión en vigas y luego incrementar la deflexión multiplicandola por 1.33.

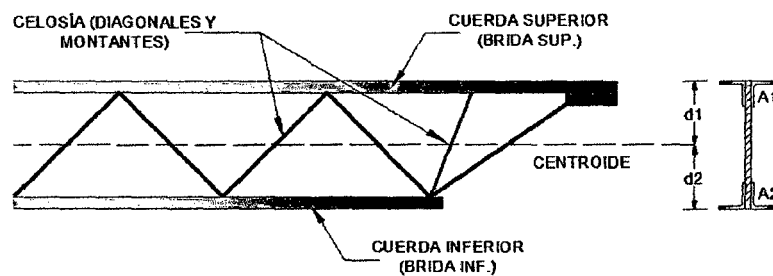


Figura 3. 6: Deflexión máxima en vigas de alma llena.

$$I = A_1 d_1 + A_2 d_2$$

$$\delta_{viga} = 1.33 \delta_{calculada}$$

Donde:

I = Momento de Inercia.

A_1 = Area de la sección transversal de la cuerda superior.

A_2 = Area de la sección transversal de la cuerda inferior.

d_1 = Distancia de la cuerda superior al centroide de la sección transversal de la viga.

d_2 = Distancia de la cuerda inferior al centroide de la sección transversal de la viga.

B. CALCULO DE DEFLEXIÓN EN ARMADURAS

Como ya se ha visto las armaduras poseen un comportamiento distinto al de las vigas por lo que obliga a utilizar otros métodos para su análisis de deformaciones. El método de trabajo virtual es un método energético que se basa fundamentalmente en el principio de la conservación de la energía, es decir que el trabajo que realiza una fuerza externa en una estructura es igual a la deformación acumulada que se almacena en esta.



Este método consiste en la aplicación de una fuerza en el punto y la dirección del desplazamiento deseado. Esta fuerza se conoce como carga virtual, ya que el desplazamiento que desarrolla es generado por otras causas, las cuales pueden incluir: causas reales, cambio de temperatura, asentamientos en los apoyos, etc., frecuentemente se utiliza una fuerza de 1 Klb o de 1KN para calcular los desplazamientos lineales.

$$W_Q = U_Q \dots (3.10)$$

Donde:

W_Q = Trabajo realizado por la fuerza externa.

U_Q = Energía acumulada almacenada en la estructura.

Aplicando este principio y analizando las deformaciones asociadas a las fuerzas internas existentes en la estructura, se puede determinar la ecuación general del trabajo virtual para cualquier tipo de armadura. De tal forma que es posible obtener las deformaciones máximas en cualquier armadura de acero para techos.

$$\sum Q\delta_P = \sum F_Q \frac{F_P L}{AE} \dots (3.11)$$

Donde:

Q = Magnitud de la carga virtual aplicada al sistema.

δ_P = Deformación de la armadura debido a las cargas reales en la estructura.

F_Q = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga virtual

F_P = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga real

L = Longitud del elemento.

A = Area de la sección transversal del elemento.

E = Módulo de elasticidad del elemento.

3.4. ETAPA DE DISEÑO

Después de estructurar y analizar la geometría que tendrá el sistema de techo y los esfuerzos a los que estará sometido, viene la etapa del diseño estructural para cada uno de los elementos que conforman la estructura de techo en sí. Aquí es donde se definirán las dimensiones de los elementos, además de las características específicas de los mismos, con respecto a su composición particular, como en el caso de vigas de alma abierta y de armaduras.

El diseño en acero como todo diseño está basado en que cuando la estructura está sometida a las combinaciones de carga previamente evaluadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

Para lograr un adecuado diseño es necesario definir que método de diseño se va a utilizar, para lo cual es importante conocer la filosofía de diseño bajo el cual se desarrolla dicho método. La filosofía de diseño está relacionada con los estados límites que se aplican para la evaluación estructural. Se define estado límite como:

"El estado límite es la condición que representa un límite de utilidad estructural mas allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada"

(Vinnakota, 2006: 125)

Los estados límite están dictados por requerimientos funcionales de la estructura o pueden ser arbitrarios. Los estados límite pueden ser de dos tipos: **estados límite de resistencia** (o estado límite último) y **estados límite de servicio** (funcionales). En el siguiente diagrama se muestra los tipos de estados límite y los criterios a tomar en cuenta.

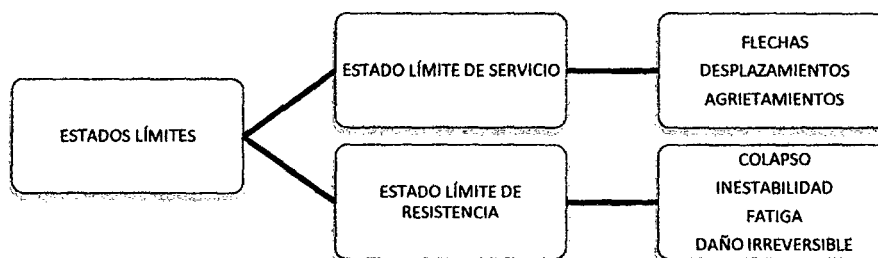


Diagrama 3. 3: Estados límites de Diseño.

Estado límite de servicio.- Estos están relacionados con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio, es decir son formulados con el fin de evitar funcionamientos indebidos en la estructura por el uso diario. No está relacionado con las fallas en la estructura, pero sí tiene implicaciones con elementos no estructurales que pueden sufrir daños o la molestia que puede ocasionarle a los usuarios.

Para elementos estructurales de techo, los estados límite de servicio incluyen principalmente la evaluación de las deflexiones en elementos que funcionan como vigas o largueros. Muchos de los criterios sobre capacidad de servicio son de sentido común o reglas probadas en la práctica relacionadas con las limitaciones de las dimensiones, así como restricciones en el peralte total de una viga. En la sección L3.1 de las especificaciones LRFD estipula que las deformaciones en miembros y sistemas estructurales debidas a cargas de servicio no deben imposibilitar la prestación de servicio de la estructura; sin embargo no se establecen límites específicos. Tampoco estipula el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2010) ningún criterio que establezca límites de deformación en elementos conformados principalmente de Acero.

Algunos autores consideran un desplazamiento vertical limitado entre $L/300$ hasta $L/400$ como valor crítico. Para mayor información revisar "Space Structures - Principles and Practice-Subramanian Narayan" - Volumen 1, 2006. Pág 42.

El libro de William T. menciona que una estructura además de ser segura debe no causar ningún malestar o percepción de inseguridad a sus ocupantes. Para una viga que sufre de deformación, desviación o hundimiento vertical, estos efectos deben ser controlados ya que una deflexión



excesiva es generalmente un indicador de que el elemento es muy flexible y podría ocasionar problemas de vibración. La deflexión puede causar problemas a los elementos conectados a la viga a causa de pequeñas distorsiones en la unión. Además, los usuarios de la estructura pueden ver grandes deflexiones y suponer erróneamente que la estructura no es segura.

Para el cálculo de deflexiones se pueden utilizar métodos analíticos estándar, tales como el método de trabajo virtual. Sin embargo la deflexión es un estado límite de servicio, no una fuerza, por lo que la deflexión siempre se calculará con cargas de servicio. El límite apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la viga y la probabilidad de daño en esta. La Especificación AISC proporciona poca orientación en el Capítulo L, "Diseño para Estados Límites de servicio," mencionando que las desviaciones no deben ser excesivas. Hay, sin embargo, un análisis más detallado en el Comentario al Capítulo L. Los límites indicados en el Código Internacional de la Construcción (**ICC, 2009**) son típicos. La siguiente tabla muestra algunos de los límites de deflexión dados por ese código. Los límites que muestran la deflexión debido a la carga muerta más la carga viva no se aplican a vigas de acero con flecha, debido a la flexión bajo carga muerta es generalmente compensado por algunos medios, la curvatura o flecha.

En la siguiente tabla se muestran algunos límites de deformación compatibles para elementos que conforman sistemas de techo.

Cuadro 3. 10: Límites sugeridos por ICC (2009) de desplazamiento vertical

DESCRIPCIÓN	DEFORMACIÓN MAX. VIVA	DEFORMACIÓN MAX. MUERTA + VIVA	DEFORMACIÓN MAX. NIEVE O VIENTO
<i>Vigas que cargan enyesados u otro acabado quebradizo</i>	<i>L/360</i>	<i>L/240</i>	<i>L/360</i>
<i>Miembros de techo que soportan cielorraso sin yeso</i>	<i>L/240</i>	<i>L/180</i>	<i>L/240</i>
<i>Miembros de techo que no soportan cielorraso</i>	<i>L/180</i>	<i>L/120</i>	<i>L/180</i>
<i>Vigas en Losa</i>	<i>L/360</i>	<i>L/240</i>	-

(Segui, 2013: 225)

Los estados límites de servicio se revisan bajo cargas no factorizadas. Para vigas de techo, la flecha o deflexión máxima se verifica para una combinación de carga: $1.0 D + 1.0 (L, L_r, S \text{ o } R)$ donde L_r , S y R son la carga viva en techo, carga de nieve y carga debido a agua de lluvia o hielo respectivamente.

Para el caso de superar los desplazamientos límite proporcionados, la Norma Colombiana NSR-10 en su capítulo G.8 (*Armaduras*) especifica: "Cuando no sea posible satisfacer los requisitos de deflexiones admisibles podrán construirse las armaduras usando contraflecha. Esta no será menor de $1/300$ de la luz total" (**NSR-10, 2010: 1852**).

Estado límite de resistencia.- También llamados estados límite últimos, están relacionados con la seguridad contra cargas externas durante la vida proyectada de la estructura, estos estados límite dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura.

En base al estado límite de resistencia, existen dos métodos de diseño que se emplean en gran medida; a continuación se definirán los métodos de diseño existentes y con mayor énfasis el Método de resistencia última LRFD, que es el método desarrollado en la presente tesis.

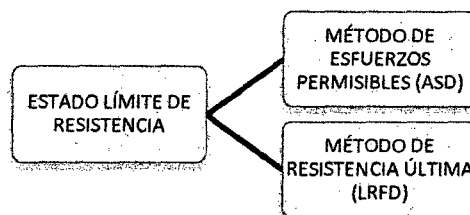


Diagrama 3.4: Estados límites de Resistencia.

3.4.1. MÉTODOS DE DISEÑO.

La finalidad de establecer diversos métodos de diseño es principalmente asegurar todo tipo de estructuras con los estándares mínimos permitidos para su seguridad y buen funcionamiento, por lo que se establecen normativas, especificaciones o códigos proporcionados por instituciones nacionales e internacionales. En el Perú contamos con el *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2010)* y sus normas que potencializan la calidad de estructuras en nuestro medio, sin embargo sus normas están referidas a códigos y normas con más de 20 años de antigüedad como es el caso de la *Norma E.090*. Ante tal motivo la presente tesis de investigación toma como referencia directa la especificación del *AISC (2010)* que desarrolla análisis y diseño de estructuras en acero.

Como ya se ha visto en el *Capítulo 2* El AISC ha establecido dos métodos de Diseño: *a) Método ASD* ("Allowable Stress Design" o "Diseño por esfuerzos permisibles" y *b) Método LRFD* ("Load and Resistance Factor Design" o "Diseño por Factores de Carga y Resistencia").

El método de diseño que se utilizará en adelante será el Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

3.4.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA - LRFD

Este método de diseño a diferencia del método ASD proporciona una fiabilidad uniforme en el diseño de estructuras de acero para distintos estados de carga. Como su nombre lo indica, utiliza los factores por separado para cada carga y para la resistencia, estos factores han sido determinados a través de investigaciones y la experiencia de muchos proyectistas y



constructores. La ecuación 2.30 presentada en el capítulo 2 ($R_u \leq \phi R_n$) Representa una desigualdad donde R_u viene a ser la resistencia última requerida conformada por la suma de los distintos efectos de cargas multiplicados por sus respectivos factores de carga. La resistencia de diseño o resistencia nominal R_n multiplica a un factor de reducción de resistencia ϕ , estos últimos valores están especificados por el método LRFD.

En resumen el método LRFD está desarrollado para diseñar estructuras de tal manera que ningún estado límite posible sea superado cuando la estructura se someta a todas las cargas, incrementadas por el factor apropiado. Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y con la capacidad de carga (por ejemplo, los estados límites de momento plástico y pandeo), en este método para cualquier miembro estructural que se evalúa se han considerado estados límite de servicio para determinar el factor de reducción de resistencia adecuado ϕ (cuadro 2.2).

En el capítulo 2 se desarrollarán los distintos tipos de estados de carga para elementos de alma llena, que siguiendo esta filosofía representada en la ecuación 2.30 es posible diseñar los elementos con el método LRFD.



CAPITULO IV: EJEMPLOS DEL MÉTODO LRFD APLICADO A SISTEMAS DE CUBIERTA

4.1. INTRODUCCIÓN

Partiendo de la hipótesis planteada se procederá a desarrollar cada una de las etapas vistas anteriormente del diseño estructural para un techo metálico, que consiste básicamente en sistemas de: elementos espaciales en arco, elementos espaciales lineales, y largueros espaciales, diseñadas bajo las especificaciones *AISC* y su método *LRFD*, con procedimientos manuales y procedimientos asistidos por computadora, específicamente el software *Sap2000 v16*. Cabe señalar que simultáneamente se calcularán los resultados de las dos alternativas que constituyen otros sistemas (sistema compuesto a base de tubos y sistema compuesto a base de armaduras planas con largueros de alma llena) donde aplica el método elegido de diseño. Estas variables representan una muestra de los casos más usados dentro de la población involucrada al estudio de estructuras metálicas para techos.

La secuencia de la metodología del análisis, diseño, evaluación y optimización que se seguirá en este capítulo partirá de: 1°.- una parte introductoria de la muestra escogida, que incluye la descripción general de sus características más resaltantes, 2°.- se procederá a desarrollar para cada sistema la primera fase conocida como fase de conceptual, del proceso de diseño, donde como ya se ha visto antes se evaluará que estructura de techo es más conveniente para su uso, la ubicación de elementos estructurales, separación de los mismos, en otras palabras su estructuración y pre-dimensionamiento de los componentes que integrarán cada sistema de cubierta, 3°.- se procederá a desarrollar para cada sistema la fase de análisis, con el cálculo de cargas actuantes exteriores y las reacciones internas en respuesta de los elementos y sistema en general, 4°.- conocidas las reacciones internas de cada elemento se da paso al diseño (*con software y procedimiento manual*) de los mismos mediante el método de diseño *LRFD*. 5°.- como complemento de la investigación se diseñará algunas conexiones típicas de soldadura también desarrolladas en el marco de la investigación.

La fase de evaluación del diseño se verá en el capítulo 5, la cual iniciará con una comparación del diseño con Software y el procedimiento manual. Respecto a las deformaciones, se evaluarán de acuerdo al criterio de servicio de los elementos que para este caso son las deflexiones máximas, y de cada sistema en conjunto. Se evaluará que sistema compone los elementos de mayor resistencia (control de resistencia), menor deflexión (control de rigidez), y peso. Finalmente se evaluará si la incidencia sísmica es mandataria en el diseño, o no. Como punto final de hará un comentario sobre la posible optimización referente al mejor comportamiento funcional,



4.2. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA PARA SISTEMAS DE CUBIERTA EN ACERO

Con el fin de lograr una mejor comprensión del proceso del diseño estructural de estructuras metálicas aplicado a cubiertas, se ha creído conveniente tomar como muestra para la presente tesis de investigación la estructura del “*Coliseo del Colegio de Ingenieros de Cajamarca*”, debido a que cuenta con una estructura metálica en su sistema de cubierta y presenta una distribución arquitectónica sencilla que se presta para probar la hipótesis y cumplir con los objetivos propuestos. Cabe señalar que básicamente la muestra soló se lo tomará como un área a cubrir con un sistema adecuado, independientemente de la estructura existente.

4.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA MUESTRA

Entre sus características más relevantes para la etapa de diseño se considera: su ubicación y uso, tipo de sistema estructural, parámetros de terreno y categoría de edificación y zona.

- **Ubicación y Uso.-** La estructura está ubicada en el jirón Alfonso Ugarte Cdra. 9 Cajamarca – Perú. Se trata del “Coliseo del Colegio de Ingenieros de Cajamarca” donde se desarrollan eventos deportivos, recreacionales, etc.



Figura 4. 1: Vista aérea de la muestra

- **Tipo de Sistema Estructural.-** El coliseo presenta una planta irregular *figura 4.2*, los elementos estructurales resistentes a cargas laterales son columnas de concreto armado de 0.30 x 0.65 m. espaciadas entre si cada 7.20 m. están alineadas de forma rectangular con dimensiones en planta de 30.50 x 36.00 m.

Para la presente tesis únicamente se analizará la parte regular de la estructura en planta referente a la cubierta semicilíndrica como se muestra en la *figura 4.3*. Para



cada sistema en evaluación se respetará la ubicación de las columnas y se tendrá en cuenta criterios mínimos para el buen funcionamiento en su conjunto.

Cuadro 4. 1: Sistemas Típicos de Techo

VARIABLE	SISTEMA I	SISTEMA II	SISTEMA III
DESCRIPCIÓN	Estructura espacial reticulada compuesta por elementos primarios y secundarios de sección abierta	Estructura plana reticulada compuesta por elementos primarios y secundarios de sección tubular	Estructura plana reticulada compuesta por elementos primarios de alma abierta y elementos secundarios de sección llena
TIPO DE TECHO	Dos aguas semicilíndrica	Dos Aguas triangular	Dos Aguas triangular

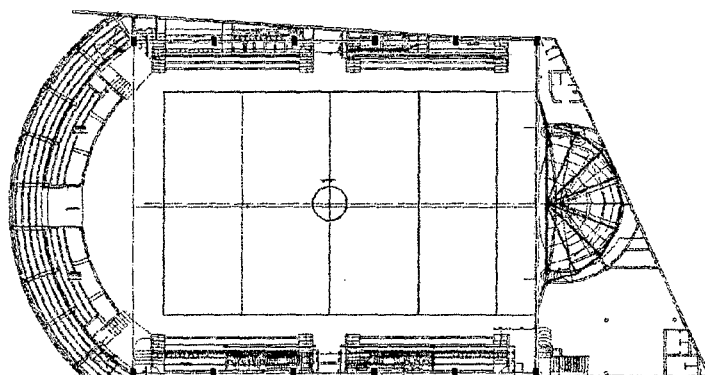


Figura 4. 2: Plano de arquitectura en planta.

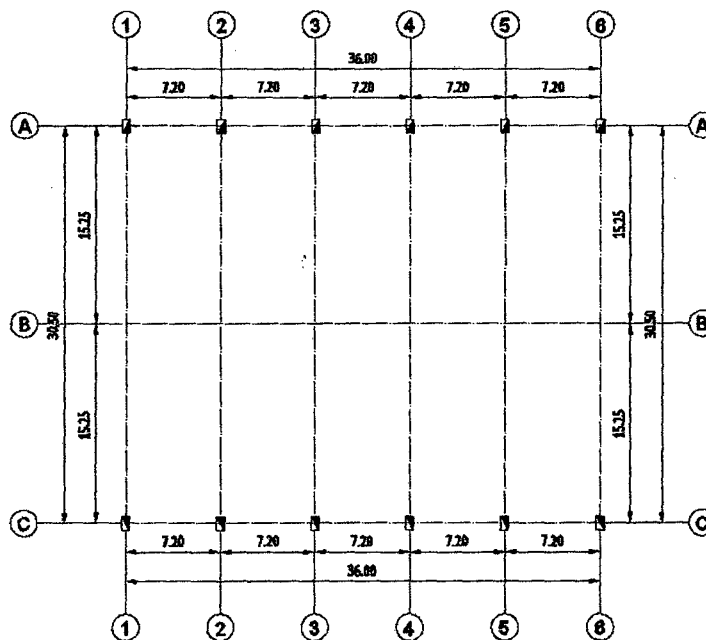


Figura 4. 3: Planta de elementos estructurales base para el proceso de diseño.



- **Parámetros de Terreno.**- La estructura se encuentra emplazada en un terreno plano. La norma técnica para el diseño sismorresistente "**Norma E.030**" del Reglamento Nacional de Edificaciones "**RNE**" establece tres tipos de perfiles de suelos (Ver Cuadro 3.9). Se utilizará un Perfil **tipo S₃** considerando el caso más desfavorable. Para este tipo de perfil se obtiene los parámetros siguientes:

$$T_p = 0.9 \text{ (Periodo fundamental del suelo)}$$

$$S = 1.4 \text{ (Parámetro del suelo)}$$

- **Categoría de Edificación y Zona.**- De acuerdo a lo establecido en la "**Norma E.030**" la categoría corresponde a: Edificios Importantes "**B**" (Ver Cuadro 3.10). De acuerdo a la división territorial propuesta por la norma peruana la estructura se encuentra en la zona 3. Obteniéndose los parámetros siguientes:

$$U = 1.3 \text{ (Categoría de la Edificación "B")}$$

$$Z = 0.4 \text{ (Factor de zona)}$$

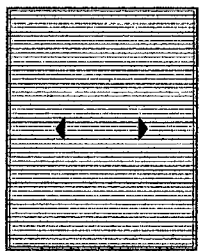
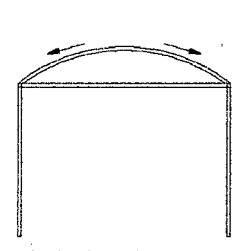
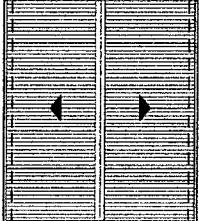
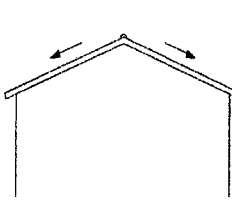
4.2.2. FASE CONCEPTUAL DEL PROCESO DE DISEÑO

Como ya se ha mencionado anteriormente esta fase consta de dos etapas: la de conceptualización geométrica (configuración geométrica del techo) y la conceptualización estructural (estructuración).

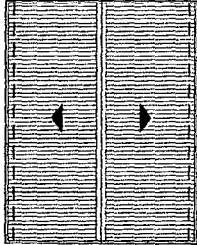
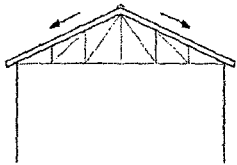
A. ETAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN GEOMÉTRICA

Esta etapa es desarrollada esencialmente por los arquitectos ya que aquí se define la forma geométrica en planta y elevación que adoptará el sistema de techo, además de determinar el tipo de material, pendientes, etc. La configuración geométrica será distinta para los sistemas propuestos.

Cuadro 4. 2: Sistemas Típicos de Techo

SISTEMA I	<i>Techo a dos aguas de superficie curva aplico a recintos industriales, coliseos, teatros, almacenes, etc.</i>		
SISTEMA II	<i>Techo a dos aguas útil en plantas industriales, galpones, almacenes, etc.</i>		




SISTEMA III	<p style="text-align: center;"><i>Techo a dos aguas útil en plantas industriales, galpones, almacenes, locales comunales etc.</i></p>		
--------------------	---	--	---

Otros datos a considerar dentro de la fase de conceptualización geométrica son:

- ✓ **Material de cubierta.**- Se propone la cubierta "Gran Onda" de Eternit para todos los sistemas.

Cuadro 4. 3: Cubierta Gran Onda Eternit.

PRODUCTO			MEDIDAS DEL PRODUCTO				
			Ancho (m)	Largo (m)	Área U (m ²)	Espesor (mm)	Peso (Kg)
Gran Onda (Eternit)	<p style="text-align: center;"><i>Útil para obras de gran envergadura, de mayor resistencia ante cualquier clima</i></p>		1.1	2.44	2.4	5	26.3

- ✓ **Pendiente o radio de Arco.**- La pendiente está condicionada por dos factores: *factores climatológicos*, para la sierra donde las lluvias son frecuentes se recomienda una pendiente mayor o igual a 30% y por el factor de radio del arco (para el caso del sistema I).

$$f = \frac{L}{4} a \frac{L}{10} ; r \geq L$$

Siendo:

r = Radio del eje del arco de la armadura

L = Longitud horizontal entre apoyos del arco.

f = Flecha de la viga-arco. Siendo la relación óptima de 1/6.

Siendo las recomendaciones del capítulo III se obtiene:

$$f = \frac{30.50}{6} = 5.08 \approx 5.00 \text{ m}$$

Para la pendiente se tiene:

$$tg\alpha = \frac{5}{15.25} = 0.328 = 32.8 \%$$

$$\operatorname{tg} \alpha \geq 30\% \dots \text{OK!}$$

NOTA: Sin embargo para la sección semicilíndrica al hacer la pendiente mayor a 30% ya no cumple la condición de $r \geq L$ que optimiza la geometría. Por seguridad se dará preferencia a la pendiente recomendada quedando así la geometría en elevación:

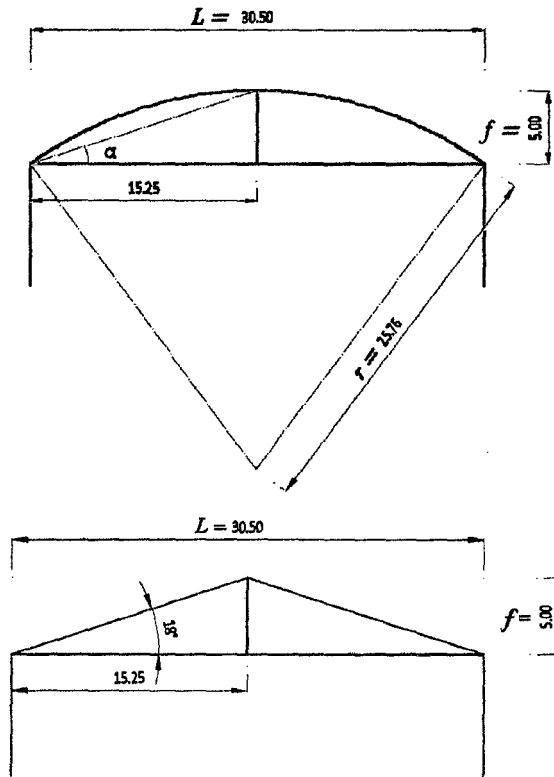


Figura 4. 4: Configuración geométrica de flecha (para el sistema I) y pendiente (para los sistemas II y III).

B. TAPA DE CONCEPTUALIZACIÓN ESTRUCTURAL

La etapa de conceptualización estructural se desarrolla en dos partes: la estructuración y el pre-dimensionamiento de los elementos primarios y secundarios que componen el sistema de cubierta.

1. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de elementos se realiza de acuerdo a la secuencia del capítulo II como sigue:

- **Identificación de apoyos en planta y dirección de las vertientes de la cubierta.**

Los apoyos resistentes del sistema de techo constan de columnas de concreto armado para el sistema I y III, designadas según la siguiente Figura 4.5, mientras que para el sistema II se considerarán columnas de acero tubular. Las vertientes siguen la dirección más corta del Cuadro 4.1 hacia ambos lados del techo semicilíndrico.

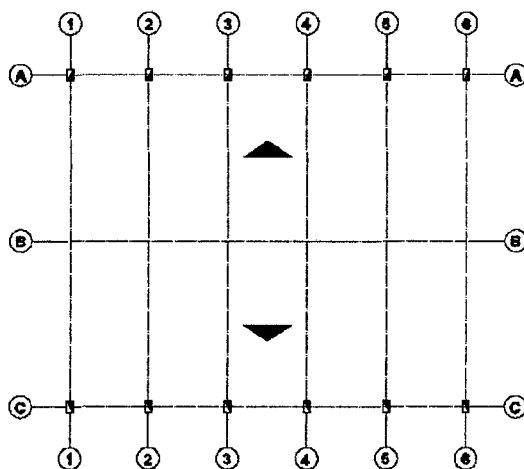


Figura 4. 5: Identificación de apoyos en planta y dirección de vertientes.

- **Ubicación y disposición de elementos estructurales primarios en techo.**

La ubicación de los elementos primarios está condicionada por los elementos de soporte o apoyos, de tal forma que la luz de estos abarque la parte más angosta vista en planta de la estructura a cubrir. Estarán dispuestos de forma paralela entre sí, respetando la pendiente asignada en la etapa de conceptualización geométrica. Además se colocarán elementos primarios en la parte perimetral, como conexión de apoyos para rigidizar el sistema.

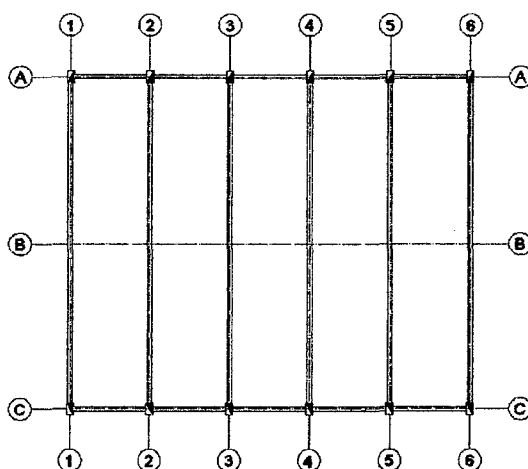


Figura 4. 6: Ubicación de elementos primarios en techo (Color Azul).

- **Verificación de luces libres y selección tentativa de elementos primarios.**

La luz libre que tendrá el elemento primario es primordial para la elección tentativa que se hará para su posterior análisis y diseño. Tomando como recomendaciones lo establecido en el **Cuadro 3.1** y sabiendo que la luz máxima del elemento es de 30.5 metros, se utilizara: una Viga espacial en arco, una Armadura Triangular y una Viga tubular de acero, para los sistemas I, II y III respectivamente. Ver Cuadros 4.4 y 4.5.

Cuadro 4. 4: Luz libre recomendada.

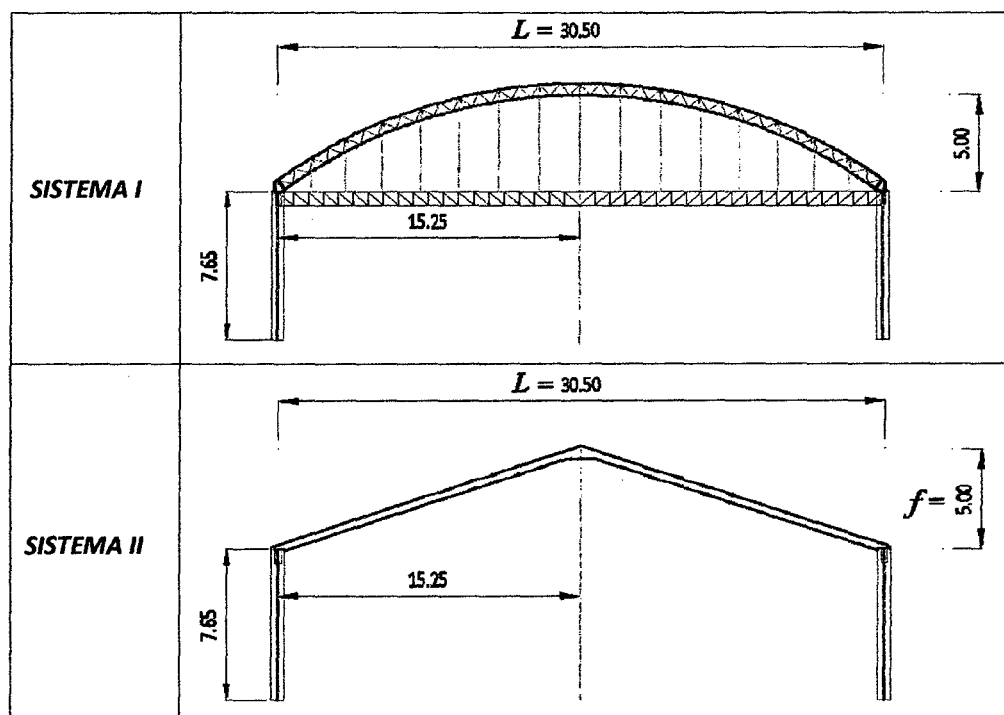
ELEMENTO	LUZ LIBRE "L" (m)	LUZ LIBRE "L" (pies)
<i>Armadura triangular</i>	$12 \leq L \leq 38$	$50 \leq L \leq 125$
<i>Armadura en arco</i>	$36 \leq L \leq 100$	$120 \leq L \leq 320$

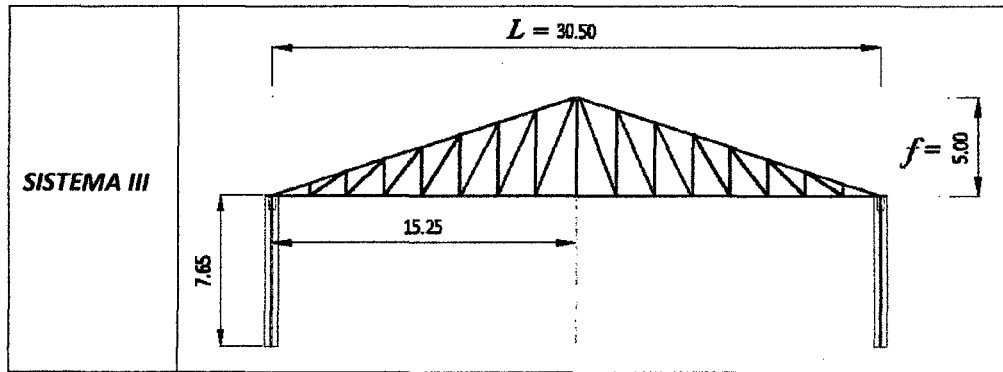
SISTEMA I.- El tipo de *Viga en Arco* que se adoptará para este ejemplo será una *Viga estilo Warren*, ya que los miembros diagonales pueden resistir los efectos de tensión y compresión. Los elementos primarios de la *parte perimetral* serán *Vigas de Alma Abierta tipo Pratt*, cuyo comportamiento de los miembros diagonales están sometidos a tracción y sus montantes a compresión.

SISTEMA II.- La Armadura que se adoptará para este ejemplo será una *Armadura tipo Pratt*, sabiendo que esta distribución de barras es ideal para el acero. Los elementos primarios de la *parte perimetral* serán *Vigas de Alma Llena de sección W*.

SISTEMA III.- La Viga con contra-flecha que se adoptará para este ejemplo será una *Viga Tubular HSS*, como se sabe según las disposiciones generales de las especificaciones AISC la norma aplica a este tipo de secciones (HSS). Los elementos primarios de la *parte perimetral* serán *Vigas Tubulares*, y además este ejemplo contará con columnas de acero se sección tubular.

Cuadro 4. 5: Selección tentativa de elementos primarios





- **Ubicación y disposición de elementos secundarios.**

La disposición de los elementos secundarios o largueros es perpendicular a la pendiente, estos reciben la carga de la cubierta y de las instalaciones que subyacen a partir del techo y transmiten necesariamente a los elementos primarios. Como es obvio su luz depende de la separación de los elementos primarios.

Cuadro 4. 6: Luz de Largueros para cada Sistema

SISTEMA	LUZ DE LARGUEROS (m)
I	7.20
II	7.20
III	7.20

- **Separación de elementos estructurales secundarios.**

Las recomendaciones para la separación de los elementos secundarios oscilan entre 0.60 y 1.80 metros, sin embargo es preferible analizar las dimensiones de la cubierta para obtener una longitud de separación de elementos secundarios que armonice con los apoyos de la cubierta y posteriormente que coincida con los nudos de los elementos primarios donde se apoyarán los largueros.

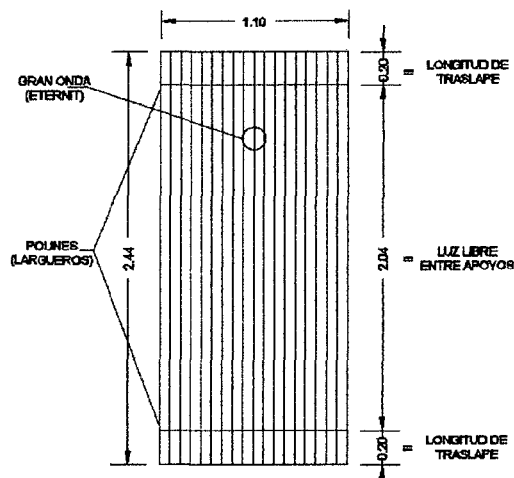


Figura 4. 7: Separación de elementos secundarios de acuerdo a la longitud de cubierta



Cuadro 4. 7: Separación Inclinada entre Largueros para cada Sistema

SISTEMA	SEPARACIÓN INCLINADA ENTRE LARGUEROS (m)
I	2.04
II	1.99
III	1.99

- **Selección de elementos estructurales secundarios.**

El criterio para la elección de los elementos secundarios o largueros consiste en disponer un tipo compatible para cada sistema. Ver siguiente cuadro.

Cuadro 4. 8 Tipo de Larguero para cada Sistema:

SISTEMA	TIPO DE LARGUERO (m)
I	<i>Polín Espacial</i>
II	<i>Tubo rectangular HSS</i>
III	<i>Perfil de alma llena C</i>

2. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales es la última parte de la fase conceptual, el resto de fases correspondientes al cálculo y diseño dependen íntegramente del criterio de pre-dimensionamiento. Por lo que es necesario una adecuada selección de dimensiones óptimas, de tal forma se pueda cumplir con los controles de resistencia y deformación del proceso de diseño estructural. A continuación se proponen las siguientes tipologías de elemento de acuerdo a las recomendaciones anteriormente dadas.

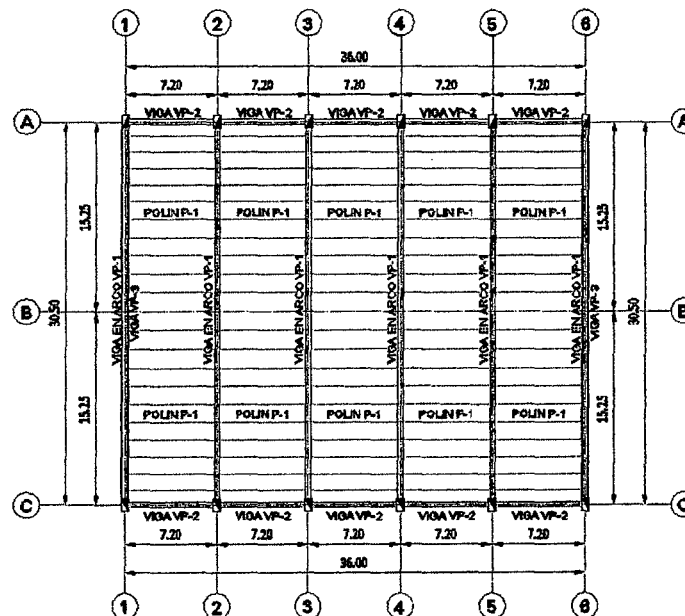


Figura 4. 8: Tipologías de elementos primarios y secundarios del Sistema I.

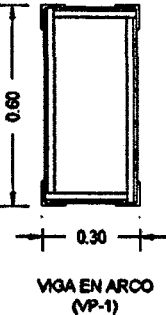
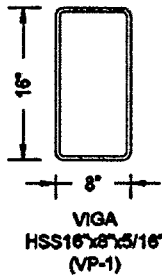
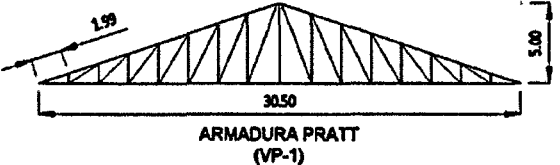
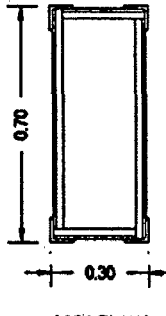
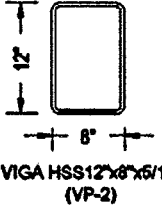



-
- **VIGA VP-1.-** Elemento estructural primario (Color Azul).
 - **VIGA VP-2.-** Elemento estructural primario (Color Rojo).
 - **VIGA VP-3.-** Elemento estructural primario (Color Marrón).
 - **LARGUERO P-1.-** Elemento estructural secundario (Color Amarillo).

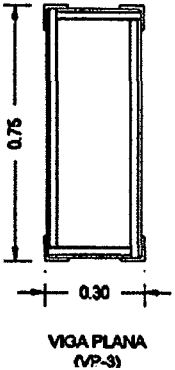
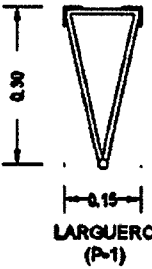
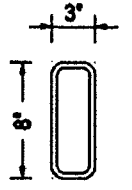
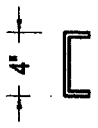
A partir de las tipologías de la figura 4.8 se desarrolla el pre-dimensionamiento de cada uno de los elementos componentes del sistema de cubierta.



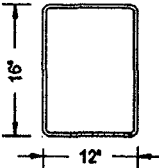
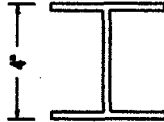
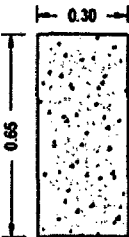
Cuadro 4. 9: Selección tentativa de los componentes estructurales de cada Sistema

ELEMENTO	SISTEMA I	SISTEMA II	SISTEMA III
Viga (VP-1)	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 30.50 \text{ m}$</p> <p>✓ Peralte de viga en arco: $h = \frac{L}{40} \text{ o } \frac{L}{45} = \frac{30.50}{45} = 0.68 \text{ m} \approx 0.60 \text{ m}$,</p> <p>✓ Espaciamiento entre caras: $e = 0.30 \text{ m}$</p> <p>Justificación: Como se puede ver el peralte de la viga está un poco sobrada por lo que asumiremos $h = 0.60 \text{ m}$ dejando en la fase de revisión la conformidad de este criterio.</p> <p>NOTA: La Viga (VP-1) Esta provista de tensores de barras lisas de acero de 1" espaciados cada 2.04 m</p>  <p>VIGA EN ARCO (VP-1)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 30.50 \text{ m}$</p> <p>✓ Peralte de viga tubular: $h = 0.40 \text{ m}$</p> <p>✓ Base: $e = 0.30 \text{ m}$</p> <p>Justificación: No existen fórmulas de pre-dimensionamientos de este tipo de elementos, teniendo en cuenta que la viga posee una contraflecha de 5 m en el centro de luz, se asumirá: $h = 0.40 \text{ m}$ equivalente al peralte comercial de la sección HSS 16"x8"x5/16".</p>  <p>VIGA HSS16"x8"x5/16" (VP-1)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 30.50 \text{ m}$</p> <p>✓ Peralte: $h = 5.00 \text{ m}$</p>  <p>ARMADURA PRATT (VP-1)</p>
Viga (VP-2)	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte de viga: $h = \frac{L}{24} = \frac{7.20}{24} = 0.68 \text{ m}$, se asume $h = 0.70 \text{ m}$</p> <p>✓ Espaciamiento entre caras: $e = 0.30 \text{ m}$</p>  <p>VIGA PLANA (VP-2)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte de viga: $h = 0.30 \text{ m}$</p> <p>✓ Base: $e = 0.20 \text{ m}$</p> <p>Justificación: Se asumirá las dimensiones del elemento según la sección HSS12"x8"x5/16"</p>  <p>VIGA HSS12"x8"x5/16" (VP-2)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte de viga: $h = 0.15 \text{ m}$</p> <p>✓ Base: $e = 0.15 \text{ m}$</p> <p>Justificación: Se asumirá las dimensiones del elemento según la sección del perfil W6"x15.</p>  <p>VIGA W6"x15 (VP-2)</p>



<p>Viga (VP-3)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 30.50$</p> <p>✓ Peralte de viga en arco: $h = \frac{L}{24} = \frac{30.50}{24} = 1.27 \text{ m}$, se asume $h = 0.75 \text{ m}$.</p> <p>Justificación: Esta viga plana de alma abierta no es un elemento de carga, solo funciona como un conector encargado de rigidizar el sistema por lo que se prefiere un peralte $h = 0.75 \text{ m}$, en la fase de revisión se verá que cumpla con los controles de deformación.</p>  <p>VIGA PLANA (VP-3)</p>		
<p>Larguero (P-1)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte del Polín: $h = \frac{L}{24} = \frac{7.20}{24} = 0.30 \text{ m}$</p> <p>✓ Espaciamiento entre bridas sup.: $e = 0.15 \text{ m}$</p>  <p>LARGUERO (P-1)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte del Polín: $h = 0.20 \text{ m}$</p> <p>✓ Base: $e = 0.075 \text{ m}$</p>  <p>LARGUERO HSS8"x3"x3/16" (P-1)</p>	<p>✓ Luz entre apoyos: $L = 7.20$</p> <p>✓ Peralte de viga: $h = 0.15 \text{ m}$</p> <p>✓ Base: $e = 0.15 \text{ m}$</p>  <p>LARGUERO C4"x7.25" (P-1)</p>



<p>Columnas (C-1)</p>	<p>1.- Pre-dimensionamiento criterio ACI 318</p> $A(\text{area col}) = P(\text{servicio})/0.45f'c$ <p>✓ $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>✓ $P(\text{servicio})=CM+CV$</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Carga muerta estimada (CM) = 15 kg/m² ▪ Carga viva según E.030 (CV) = 30 kg/m² ▪ Long. De Arco = 16.33 m ▪ Long. Entre Vigas = 7.20 m ▪ Área Tributaria = 16.33x7.20 = 117.58 m² <p>✓ $P(\text{servicio})= (15 + 30) \times 117.58 = 5292 \text{ kg}$</p> <p>✓ $A(\text{area col}) = \frac{5292}{0.45 \times 210} = 56 \text{ cm}^2$</p> <p>2.- Pre-dimensionamiento Método Practico</p> $\text{Lado de Col.} = (70\% - 80\%)h$ <p>✓ Peralte de la viga (VP-1) h = 0.60 m</p> <p>✓ Lado de col = 75% * 0.60 = 45 cm</p> <p>✓ $A(\text{area col}) = 2025 \text{ cm}^2$</p> <p>∴ Se asumirá una columna de 0.65 x 0.30</p> <p>✓ ARRIOSTRAMIENTOS</p> <p>Se arriostrará la cubierta con cruces de San Andrés en 20 paños con una barra lisa de 1" de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$</p>	<p>✓ Luz entre columnas: $L = 7.20$</p> <p>✓ Lado 1: = 0.40m</p> <p>✓ Lado 2: = 0.30m</p> <p>Justificación: Para facilitar la conexión Viga-Columna se asumirá las dimensiones del elemento según la sección HSS 16"x12"x5/16"</p>  <p>COLUMNA HSS16"x12"x5/16" (C-1)</p>	<p>✓ Luz entre columnas: $L = 7.20$</p> <p>✓ Se utilizará tentativamente el perfil W10"x22</p> <p>Justificación: para facilitar la conexión Viga-Columna se asumirá la sección W10"x22.</p>  <p>COLUMNA W10"22 (C-1)</p>
	<p>∴ Se asumirá una columna de 0.65 x 0.30</p> <p>✓ ARRIOSTRAMIENTOS</p> <p>Se arriostrará la cubierta con cruces de San Andrés en 20 paños con una barra lisa de 1" de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$</p>  <p>COLUMNA DE C*A $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (C-1)</p>	<p>✓ ARRIOSTRAMIENTOS</p> <p>Se arriostrará la cubierta con cruces de San Andrés en 20 paños con una barra lisa de 1" de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Se arriostrarán las columnas de los extremos con cruces de San Andrés con tubos estructurales HSS6"x6"x1/4"</p>	<p>✓ ARRIOSTRAMIENTOS</p> <p>Se arriostrará la cubierta con cruces de San Andrés en 20 paños con una barra lisa de 1" de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Se arriostrarán las columnas de los extremos con cruces de San Andrés con perfiles estructurales W4"x13.</p>



Hasta aquí se finaliza la fase conceptual del proceso del diseño y puede continuar con la fase analítica. Cabe mencionar que lo establecido en esta fase es propenso a cambiar según los resultados de los controles desarrollados en las siguientes fases.

Cuadro 4. 10: Elevaciones Frontal y Lateral de cada Sistema

SISTEMA	ELEVACIÓN FRONTAL	ELEVACIÓN LATERAL
I	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE 1-1</p>	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE C-C</p>
II	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE 1-1</p>	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE C-C</p>
III	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE 1-1</p>	<p style="text-align: center;">DETALLE DE ELEVACIÓN EJE C-C</p>

4.2.3. FASE ANALÍTICA DEL PROCESO DEL DISEÑO UTILIZANDO SOFTWARE SAP 2000 V16

Esta fase está dividida en tres etapas de cálculo del proyecto estructural, que parte del **análisis de cargas** en cada uno de los elementos que componen el sistema de cubierta, seguido del **análisis de esfuerzos** necesario para conocer los efectos internos que ocasiona las cargas de servicio. Finalmente se evalúa el **análisis de deformaciones** cerrando la fase analítica para el diseño del sistema de techos.

Para esta fase, al igual que para el diseño, se ha previsto utilizar el software **Sap2000 v16** en el modelamiento completo en tres dimensiones de todo el sistema estructural de techo, además



de los apoyos representados por la estructura principal resistente. Aprovechando su práctica interface de trabajo y su método de análisis el "*método de elementos finitos*" (**MEF**) para lograr un óptimo diseño por resistencia.

Se inicia definiendo los materiales a utilizar para el análisis y diseño, el cual se trabajará con el acero **ASTM A36 36ksi** y **ASTM A572 50ksi**, seguido de la asignación de secciones transversales provenientes de la biblioteca que lleva por defecto el programa, a estas secciones preliminares se asignarán las cargas actuantes gravitacionales y accidentales sacadas previo a un *análisis de cargas* estas permitirán analizar la respuesta interna de los miembros estructurales que serán evaluadas a partir de su deformación con las recomendaciones pre-establecidas en el capítulo anterior.

A. EVALUACIÓN DE CARGAS EXTERNAS

El proceso de evaluación de cargas externas se inicia a partir de los elementos que tienen menor capacidad de carga, posteriormente se procede con los elementos que cargan a los primeros, los cuales tienen mayor capacidad de carga. En resumen el análisis para cada elemento parte desde el de menor capacidad de carga (que para el ejemplo vendrían a ser los polines), hasta los de mayor capacidad de carga (elementos primarios, vigas principales, etc.), y consiste en determinar todas las cargas que actúan en los diferentes elementos, para después analizarlos en los casos más desfavorables.

1. CARGAS EXTERNAS EN LARGUEROS (P -1)

El análisis de cargas externas se inicia por los elementos secundarios, polines o largueros, ya que estos son los que reciben las cargas directamente de la cubierta de techo. Para este ejemplo se tomará en cuenta los efectos de las *cargas* debidas a la *cubierta e instalaciones eléctricas*, el peso propio del elemento es calculado por el software.

Carga Muerta (D): Los materiales y accesorios utilizados para este sistema de techo son: cubierta (**Gran Onda**), instalaciones eléctricas (incluye todo tipo de posibles instalaciones en cubiertas de coliseos) y el peso propio del larguero o polín (para un análisis manual se estimaría un 10% adicional del peso muerto por unidad de área previamente calculada) que el software metra por defecto cuando se designa previamente esta condición. Cabe señalar que la carga muerta se considerará uniformemente distribuida para todos los polines existentes en el sistema de techo. El ancho tributario es de 2.04 metros para el sistema I y 1.99 para el sistema II y III, como los tres tipos de sistemas poseen largueros de igual luz se asumirá un ancho tributario de 2.04 m. con el propósito de comparar los tres elementos de cada sistema ante luces y cargas iguales.



- ✓ *Cubierta:* = $9.80 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow \text{Gran Onda (Eternit)}$
- ✓ *Instalaciones Eléctricas y otros:* = 15.00 Kg/m^2
- ✓ *Peso por unidad de Área:* = 24.80 Kg/m^2
- ✓ *Carga Muerta (D):* = $(24.80 \text{ Kg/m}^2 \times 2.04 \text{ m})$
- ✓ *Carga Muerta (D):* = 50.59 Kg/m
- ✓ *Carga Muerta por brida (D):* = 25.30 Kg/m (solo para el sistema I)

NOTA: Las secciones consideradas para el análisis y diseño de todos los elementos con dicho software (incluido apoyos) son en sumo tentativas, dejando para la fase de diseño las secciones definitivas.

Carga Viva (Lr): Para el cálculo de las cargas vivas en techo nos regiremos a la **Norma E.20** del **Reglamenta Nacional de Edificaciones RNE** la cual reza en su Artículo 7 para cargas vivas en techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente el valor de la carga viva será de 30 Kg/m^2 , excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve.

- ✓ *Carga viva (Lr) según RNE:* = 30 Kg/m^2
- ✓ *Carga viva (Lr) distribuida /m:* = $30 \text{ Kg/m}^2 \times 2.04 \text{ m}$ (Ancho tributario)
- ✓ *Carga Viva (Lr):* = 61.2 Kg/m
- ✓ *Carga Viva por brida (Lr):* = 30.6 Kg/m (solo para el sistema I)

Carga de Viento (W): Además de las cargas por gravedad, los largueros reciben cargas provenientes de la presión o succión generada por el viento, que estos a su vez transmiten dicha carga a los elementos primarios del sistema de techo. El área tributaria para cargas de viento en techo es igual al utilizado para cargas gravitacionales por lo tanto su ancho tributario es igual a 2.04 metros. Mientras que para la presión ejercida por el viento en columnas se aplicará según el área tributaria de muros y con los factores de forma de superficies verticales. El cálculo de la presión o succión se realizará de acuerdo al **Artículo 12 de la Norma E.020 del RNE** en los ejes X-X y Y-Y.

El sistema I presenta la mayor altura de techo que es de 13.25 m. Para la provincia de Cajamarca según el Anexo 2 de la Norma E.20 la velocidad de diseño hasta 10 m de altura (V) es de 40 Km/h sin embargo no puede estar por debajo de 75 km/h por lo que se asume este valor.

NOTA: La presión y succión provenientes de los efectos de Barlovento y Sotavento son esfuerzos que actúan perpendicularmente a la superficie de la cubierta, como los sistemas



II y III poseen una pendiente de 32.8% se utilizarán factores de forma distintos a al sistema I que corresponde a arcos y cubiertas cilíndricas con $\theta < 45^\circ$.

- ✓ Velocidad de Diseño hasta 10m = 75 Km/h
- ✓ Velocidad de Diseño: $V_h = 75 \left(\frac{13.25}{10} \right)^{0.22}$
 $V_{13.25} = 79.79 \text{ Km/h}$
- ✓ Presión o Succión del Viento a 13.25 m de altura:
 - $P_{13.25} = 0.005 C \times V_{13.25}^2$
 - $P_{13.25} = 0.005 C \times V_{13.25}^2$
 - $P_{13.25} = 31.83 C$

1.-DIRECCIÓN DEL VIENTO EJE X-X

Cuadro 4. 11: Factores de forma "C" Ejes X-X.

FACTORES DE FORMA (C) EJES X-X		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+ 0.8	-0.6
Arcos, cubiertas cilíndricas con $\theta < 45^\circ$	± 0.8	-0.5
Superficies inclinadas con $15^\circ < \theta \leq 60^\circ$	+0.7, -0.3	-0.6

➤ SISTEMA I:

BARLOVENTO:

- ✓ Considerando Presión (+): $C = +0.8 \rightarrow P_{13.25} = 25.47 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Presión (+) por ancho tributario: $P_{13.25} = 25.47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$
 $W(P-B) = 51.96 \text{ Kg/m}$
- ✓ Carga de Presión (+) por brida: $W(P-B) = 25.98 \text{ Kg/m}$

- ✓ Considerando Succión (-): $C = -0.8 \rightarrow P_{13.25} = -25.47 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Succión (-) por ancho tributario: $P_{13.25} = -25.47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$
 $W(S-B) = -51.96 \text{ Kg/m}$
- ✓ Carga de Succión (-) por brida: $W(S-B) = -25.98 \text{ Kg/m}$

SOTAVENTO:

- ✓ Considerando solo Succión (-): $C = -0.5 \rightarrow P_{13.25} = -15.92 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Succión (-) por ancho tributario: $P_{13.25} = -15.92 \text{ Kg/m}^2 \times 2.04\text{m}$
 $W(S-S) = -32.48 \text{ Kg/m}$



✓ Carga de Succión (-) por brida: $W(S-S) = -16.24 \text{ Kg/m}$

➤ SISTEMA II y III:

BARLOVENTO:

✓ Considerando Presión (+): $C = +0.7 \rightarrow P_{13.25} = 22.21 \text{ Kg/m}^2$

✓ Presión (+) por ancho tributario: $P_{13.25} = 22.21 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$

$W(P-B) = 45.45 \text{ Kg/m}$

✓ Presión (+) por ancho tributario: $W(P-B) = 22.73 \text{ Kg/m (en extremos)}$

✓ Considerando Succión (-): $C = -0.3 \rightarrow P_{13.25} = -9.55 \text{ Kg/m}^2$

✓ Succión (-) por ancho tributario: $P_{13.25} = -9.55 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$

$W(S-B) = -19.48 \text{ Kg/m}$

✓ Succión (-) por ancho tributario: $W(S-B) = -9.74 \text{ Kg/m (en extremos)}$

SOTAVENTO:

✓ Considerando solo Succión (-): $C = -0.6 \rightarrow P_{13.25} = -19.09 \text{ Kg/m}^2$

✓ Succión (-) por ancho tributario: $P_{13.25} = -19.09 \text{ Kg/m}^2 \times 2.04\text{m}$

$W(S-S) = -38.96 \text{ Kg/m}$

✓ Succión (-) por ancho tributario: $W(S-S) = -19.48 \text{ Kg/m (en extremos)}$

➤ MUROS DE CERRAMIENTO:

BARLOVENTO:

✓ Considerando Presión (+): $C = +0.8 \rightarrow P_{13.25} = 25.47 \text{ Kg/m}^2$

✓ Presión (+) por ancho tributario: $P_{13.25} = 25.47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 7.20\text{m}$

$W(P-B) = 183.38 \text{ Kg/m}$

✓ Presión (+) por ancho tributario: $W(P-B) = 91.69 \text{ Kg/m (columnas de borde)}$

SOTAVENTO:

✓ Considerando solo Succión (-): $C = -0.6 \rightarrow P_{13.25} = -19.09 \text{ Kg/m}^2$

✓ Succión (-) por ancho tributario: $P_{13.25} = -19.09 \text{ Kg/m}^2 \times 7.20\text{m}$

$W(S-S) = -137.45 \text{ Kg/m}$

✓ Presión (+) por ancho tributario: $W(S-S) = -68.72 \text{ Kg/m (columnas de borde)}$



2.-DIRECCIÓN DEL VIENTO EJE Y-Y

Cuadro 4. 12: Factores de forma "C" Ejes Y-Y.

FACTORES DE FORMA (C) EJES Y-Y		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
<i>Superficies verticales ó inclinadas planas o curvas paralelas a la dirección del viento</i>	- 0.7	-0.7

➤ **SISTEMA I,II y III:**

BARLOVENTO:

- ✓ *Considerando solo Succión (-):* $C = -0.7 \rightarrow P_{13.25} = -22.28 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ *Succión (-) por ancho tributario:* $P_{13.25} = -22.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$
 $W(S-B) = -45.45 \text{ Kg/m}$
- ✓ *Carga de Succión (-) por brida:* $W(S-B) = -22.73 \text{ Kg/m}$ (solo para el sistema I)

SOTAVENTO:

- ✓ *Considerando solo Succión (-):* $C = -0.7 \rightarrow P_{13.25} = -22.28 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ *Succión (-) por ancho tributario:* $P_{13.25} = -22.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 2.04\text{m}$
 $W(S-S) = -45.45 \text{ Kg/m}$
- ✓ *Carga de Succión (-) por brida:* $W(S-S) = -22.73 \text{ Kg/m}$ (solo para el sistema I)

➤ **MUROS DE CERRAMIENTO:**

BARLOVENTO:

- ✓ *Considerando solo Succión (-):* $C = -0.7 \rightarrow P_{13.25} = -22.28 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ *Succión (-) por ancho tributario:* $P_{13.25} = -22.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 7.20\text{m}$
 $W(S-B) = -160.42 \text{ Kg/m}$
- ✓ *Presión (+) por ancho tributario:* $W(S-B) = -80.21 \text{ Kg/m}$ (columnas de borde)

SOTAVENTO:

- ✓ *Considerando solo Succión (-):* $C = -0.7 \rightarrow P_{13.25} = -22.28 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ *Succión (-) por ancho tributario:* $P_{13.25} = -22.28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 7.20\text{m}$
 $W(S-S) = -160.42 \text{ Kg/m}$



- ✓ **Presión (+) por ancho tributario: $W(S-S) = -80.21 \text{ Kg/m}$ (columnas de borde)**

NOTA: Como lo establece la Norma E.020 las cargas de viento serán analizadas simultáneamente por lo que se tomarán los efectos de presión-succión o succión-succión según corresponda:

$$\begin{aligned} \text{Aplicación sap2000: } W(P-B) + W(S-S) &\rightarrow W(P-B)x \\ W(S-B) + W(S-S) &\rightarrow W(S-B)x \\ W(S-B) + W(S-S) &\rightarrow W(S-S/B)y \end{aligned}$$

Carga por Lluvia (R): Como la pendiente promedio del sistema de cubierta es mayor a 2.1% no habrá problemas de encharcamiento. Por lo que solo se considera una carga de lluvia por absorción de la cubierta.

- ✓ **Peso de Cubierta: $W(\text{cubierta}) = 9.80 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow \text{Gran Onda (Eternit)}$**
- ✓ **% de absorción: %Abs = 25% $\rightarrow \text{Gran Onda (Eternit)}$**
- ✓ **Carga por Lluvia: $R = 2.45 \text{ Kg/m}^2$**
- ✓ **Carga R/m: $= 2.45 \text{ Kg/m}^2 \times 2.04 \text{ m}$ (Ancho tributario)**
- ✓ **Carga por Lluvia (R): $= 5 \text{ Kg/m}$**
- ✓ **Carga (R) por brida: $= 2.5 \text{ Kg/m}$ (solo para el sistema I)**

2. CARGAS EXTERNAS EN VIGAS (VP-1)

De acuerdo a los tipos de elementos primarios las vigas (VP-1) de cada sistema, se analizan considerando: carga muerta, carga viva, carga de viento y además incluye la carga debida a los efectos sísmicos que produce la masa que soporta y el peso propio del sistema de cubierta.

Carga Muerta (D): El software Sap2000 proporciona una serie de elementos en su biblioteca de acorde con las normas americanas AISC (*American Institute of Steel Construction*) y CISC (*Canadian Institute of Steel Construction*), además de otros códigos europeos y asiáticos. Que facilitan la selección de estos, con el material requerido que para el caso es el acero A36 y A50, previendo por supuesto que éste se disponga en el mercado local. Para estos elementos el programa metra su peso propio automáticamente y adhiere a las combinaciones de carga, como carga muerta, por lo que no es necesario realizar este proceso. También las cargas muertas provenientes del peso propio de los elementos secundarios, cubierta y otros, son interpretadas como carga muerta con la correcta definición y transmisión a los elementos secundarios. El Cuadro 4.13 muestra los perfiles tentativos que conforman los elementos de cada sistema.



Cuadro 4. 13: Perfiles Tentativos para el elemento VP-1

SISTEMA I VP-1	Se utiliza para el modelado de la viga en arco perfiles tipo Angulo de 1" (Arriostres) de 1 ½" (Diagonales) y de 2" (Brida superior e inferior) con espesores de 1/8" y 3/16" y material de acero A36.
SISTEMA II VP-1	Se utiliza para el modelado de la viga Tubular el perfil HSS16"x8"x5/16" y material de acero A36.
SISTEMA III VP-1	Se utiliza para el modelado de la Armadura tipo Pratt perfiles tipo Angulo de 1 ½" (Montantes) de 1 ½" (Diagonales) y de 2 ½" (Brida superior e inferior) con espesores de 1/8" y 3/16" y material de acero A36.

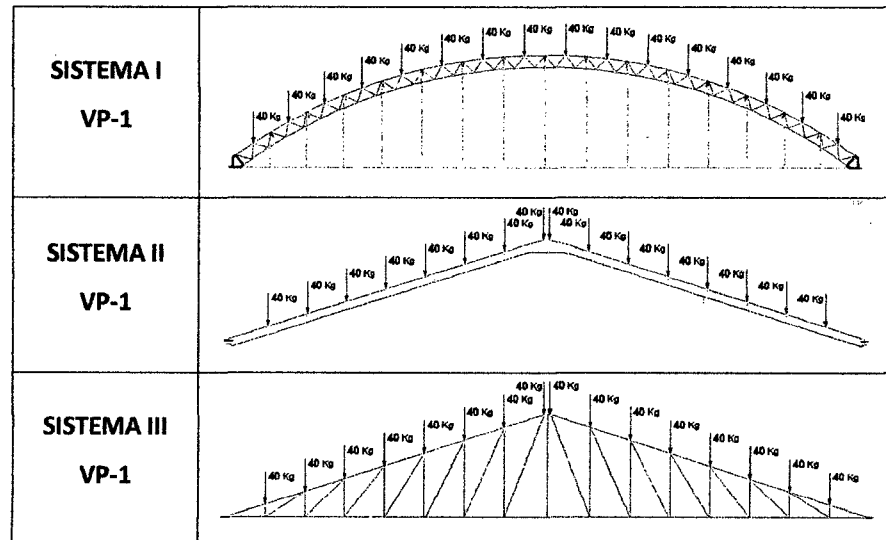
Carga Viva (L_r) y (L): las cargas vivas derivadas a los elementos primarios resultan de la transmisión de las cargas consideradas a nivel de cubierta que se encuentran por encima del elemento de apoyo.

Adicionalmente a las cargas vivas en techo (L_r) transmitidas por los largueros se considerará una carga viva (L) de montaje, en los elementos primarios. Tomando en cuenta que para su debido montaje las vigas (VP-1) tienen que resistir el peso de una persona con un peso promedio de 80 kg para acomodar y soldar los largueros. Por lo que el criterio recomendado es aplicar una carga puntual en los nudos intermedios, entre los largueros, dicha carga representa el peso promedio del operario.

- ✓ *Carga viva puntual (L)* = 80 Kg
- ✓ *Carga Viva por brida (L):* = 40Kg



Cuadro 4. 14: Carga viva en VP-1



Carga de Viento (W): las cargas de viento al igual que las anteriores son producto de la transmisión de los elementos de superficie. El software interpreta estas acciones como influencia de áreas tributarias en cada uno de los elementos primarios.

3. CARGAS EXTERNAS EN VIGAS (VP-2), (VP-3).

Los elementos primarios VP-2 y VP-3 (*solo para el sistema I*) tienen como función principal rigidizar el sistema de techo a nivel de apoyos, por lo que solo se considerará su propia carga muerta y una carga viva de montaje.

Carga Muerta (D): Se utiliza para el modelado de la viga de alma abierta perfiles tipo Angulo de $\frac{3}{4}$ " (arriostres y montantes) de 1" (diagonales) y de 1 $\frac{1}{2}$ " (brida superior e inferior) y con material de acero A36.

Cuadro 4. 15: Perfiles Tentativos para el elemento VP-2

SISTEMA I	Se utiliza para el modelado de la viga de alma abierta VP-2 y VP-3 perfiles tipo Angulo de $\frac{3}{4}$ " (Arriostres y montantes) de 1" (Diagonales) y de 1 $\frac{1}{2}$ " (Brida superior e inferior) y con material de acero A36.
SISTEMA II	Se utiliza para el modelado de la viga tubular VP-1 el perfil HSS12"x8"x5/16" y material de acero A36.
SISTEMA III	Se utiliza para el modelado de la viga de alma llena el perfil W6"x15 y material de acero A36.



Carga Viva (L): Se considerará una carga viva (L) de montaje, en los elementos primarios (VP-2) y (VP-3). Teniendo que resistir el peso de una persona promedio de 80 kg. Por lo que el criterio recomendado es aplicar una carga puntual equivalente al peso del operario.

- ✓ Carga viva puntual (L) = 80 Kg
- ✓ Carga Viva por brida (L): = 40 Kg (sistema I)
- ✓ Carga Viva Distribuida (L): = 33.3 Kg ≈ 35 Kg
- ✓ Carga Viva Distribuida (L): = 35 Kg/m (sistema II y III)

Cuadro 4. 16: Carga viva en VP-2

SISTEMA I VP-2 , VP-3	
SISTEMA II VP-2	
SISTEMA III VP-2	

Carga producida por Sismo: Como ya se ha visto anteriormente los diafragmas que componen los techos livianos en acero son de comportamiento flexible, en este tipo de diafragmas flexibles la acción sísmica no se aplica en el centro de masas sino en cada elemento resistente a fuerzas horizontales, la fuerza sísmica en cada uno de estos elementos es proporcional al peso de los elementos en cada sentido de corte. En el diseño de los sistemas de cubiertas se considerará un análisis sísmico estático y un análisis sísmico dinámico espectral, sobre todo para saber si es mandatorio en el diseño; los pórticos en Y-Y serán con uniones dúctiles a momentos ($R=9.5$) y en el eje X-X serán articulados ($R=6.0$) por poseer cruces de san Andrés conformados por perfiles metálicos. Para el sistema I el coeficiente de reducción sísmica en ambos ejes es de ($R=8$) por tener como elementos resistentes al corte sísmico a columnas de concreto armado, de acuerdo a los coeficientes establecidos por el *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*.

- $T_p = 0.9$ (Periodo fundamental del suelo)
- $S = 1.4$ (Parámetro del suelo)
- $U = 1.3$ (Categoría de la Edificación "B")
- $Z = 0.4$ (Factor de zona)



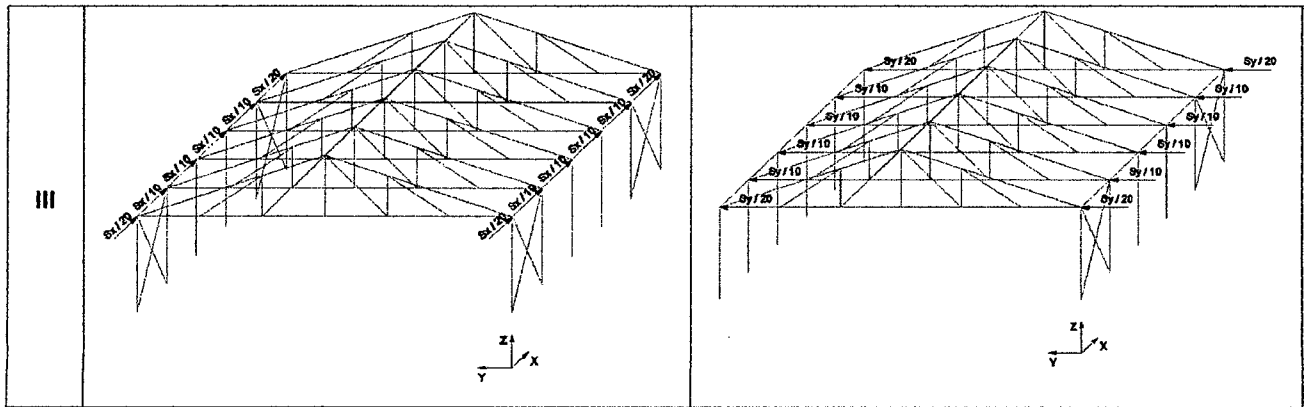
- $R_y = 9.5$ (Sistema II y III, eje Y-Y)
- $R_x = 6.0$ (Sistema II y III, eje X-X)
- $R_y = 8.0$ (Sistema I, eje Y-Y)
- $R_x = 8.0$ (Sistema I, eje X-X)

➤ **Análisis Sísmico Estático (S):**

El análisis sísmico estático viene a ser la acción del peso sísmico (entiéndase por peso sísmico la sumatoria total de las cargas muertas de la edificación más un porcentaje de la carga viva, en el caso de techos es 25%, según la **Norma E.030 Artículo 16.3**) por el coeficiente basal aplicado en los elementos resistentes a corte (columnas) por ser un diafragma flexible como se muestra en el Cuadro 4.17:

Cuadro 4.17: Acción Sísmica estática en cada Sistema

SISTEMA	Sx	Sy
I		
II		



Sin embargo el software Sap2000 aplica las cargas sísmicas debidamente configuradas adicionando la condición de peso sísmico y el coeficiente basal C_b :

Coeficiente basal:

$$C_b = ZUSC/R$$

Factor de amplificación sísmica:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 ; C/R \geq 0.125$$

Periodo fundamental:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$C_T = 35$ pórticos como unicos elementos resistentes

$h_n = 13.25$ altura del edificio

$$T = \frac{35}{13.25} = 2.64 \text{ seg}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.9}{2.64} \right) = 0.85 \leq 2.5 \dots \text{Ok!}$$

1.-DIRECCIÓN DEL SISMO EJE X-X

$$\frac{C}{R_x} = \frac{0.85}{9.5} = 0.089 < 0.125 \dots \text{Asumir } \frac{C}{R_x} = 0.125$$

$$C_b = 0.4 \cdot 1.3 \cdot 1.4 \cdot 0.125$$

$$C_b = 0.091$$

$$\text{Carga de sismo: } V_x = 0.091 P_{\text{sismico}}$$

2.-DIRECCIÓN DEL SISMO EJE Y-Y

$$\frac{C}{R_y} = \frac{0.85}{6} = 0.142 \geq 0.125 \dots \text{Ok!}$$

$$C_b = \frac{0.4 \cdot 1.3 \cdot 1.4 \cdot 0.85}{6}$$



$$C_b = 0.103$$

$$\text{Carga de sismo: } V_y = 0.103P_{\text{sismico}}$$

➤ **Análisis Sísmico Dinámico Espectral (SD):**

Según la Norma E.030 del RNE, considerando que para los sistemas II y III por poseer arriostramiento y de acuerdo con el cuadro 3.12 el valor de R_x tendrá el valor de 6. Para un análisis sísmico dinámico espectral se usan las siguientes ecuaciones:

$$C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$$

$$S_a = ZUSC g/R$$

Cuadro 4. 18: Parámetros Sísmicos de Diseño

Coefficientes	Sistema I	Sistema II y III
Z	0.40	0.40
U	1.30	1.30
S	1.40	1.40
R_x	8.00	6.00
R_y	8.00	9.50
g	9.81	9.81
T_p	0.90	0.90

Cuadro 4. 19: Pseudo-aceleraciones en el Eje X y Y

T	C=2.5(Tp/T)≤2.5	Corrección	SISTEMA I		SISTEMA II y III	
			SaX	Say	SaX	Say
0.30	7.500	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.40	5.625	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.50	4.500	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.60	3.750	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.70	3.214	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.80	2.813	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
0.90	2.500	2.500	1.678	1.678	2.976	1.879
1.00	2.250	2.250	1.510	1.510	2.678	1.691
1.10	2.045	2.045	1.373	1.373	2.435	1.538
1.20	1.875	1.875	1.258	1.258	2.232	1.410
1.30	1.731	1.731	1.162	1.162	2.060	1.301
1.40	1.607	1.607	1.079	1.079	1.913	1.208
1.50	1.500	1.500	1.007	1.007	1.785	1.128
1.60	1.406	1.406	0.944	0.944	1.674	1.057
1.70	1.324	1.324	0.888	0.888	1.575	0.995
1.80	1.250	1.250	0.839	0.839	1.488	0.940



1.90	1.184	1.184	0.795	0.795	1.410	0.890
2.00	1.125	1.125	0.755	0.755	1.339	0.846
2.10	1.071	1.071	0.719	0.719	1.275	0.805
2.20	1.023	1.023	0.686	0.686	1.217	0.769
2.30	0.978	0.978	0.657	0.657	1.164	0.735
2.40	0.938	0.938	0.629	0.629	1.116	0.705
2.50	0.900	0.900	0.604	0.604	1.071	0.677
2.60	0.865	0.865	0.581	0.581	1.030	0.651
2.70	0.833	0.833	0.559	0.559	0.992	0.626
2.80	0.804	0.804	0.539	0.539	0.956	0.604
2.90	0.776	0.776	0.521	0.521	0.923	0.583
3.00	0.750	0.750	0.503	0.503	0.893	0.564

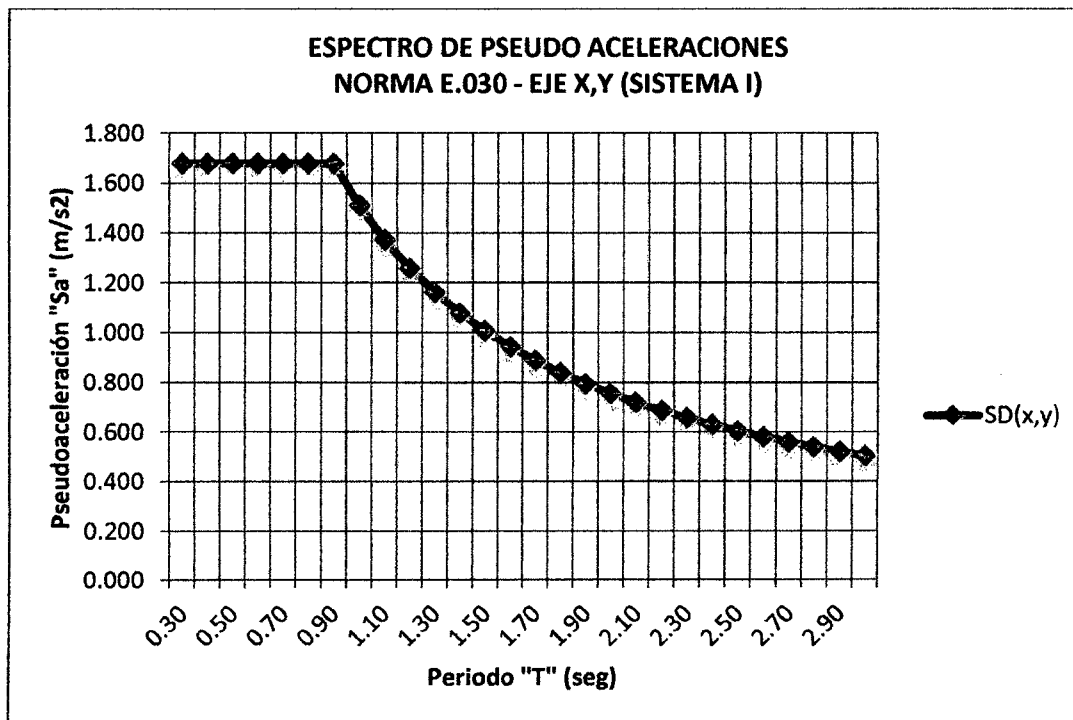


Figura 4. 9: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje X y Y del Sistema I

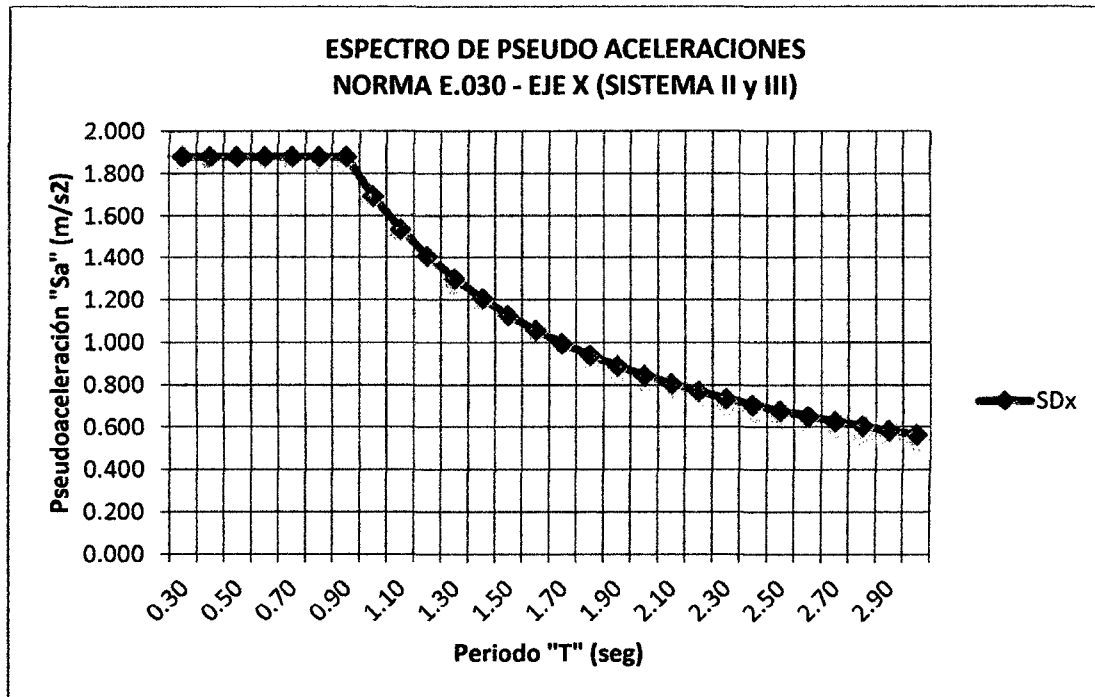


Figura 4. 10: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje X del Sistema II y III

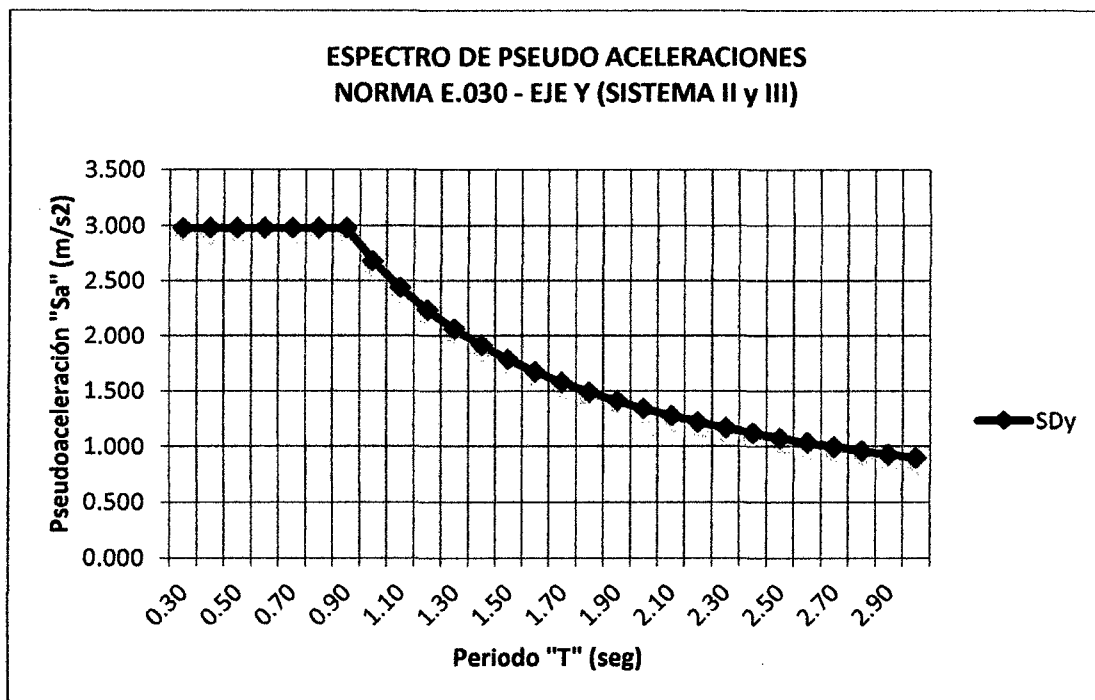


Figura 4. 11: Espectro de Pseudo-aceleraciones en el Eje Y del Sistema II y III

B. EVALUACIÓN DE CARGAS INTERNAS

Después de analizar las acciones externas sobre los elementos primarios y secundarios queda determinar las acciones internas en los miembros de la estructura para todos los casos de carga aplicadas, esperando que todos los sistemas se comporten de acuerdo a las leyes de la mecánica. Cabe señalar que el análisis será estático, pudiendo incursionar en deformaciones inelásticas. Para dicho análisis se procederá al modelamiento con el programa Sap2000 v16.

1. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRE-DIMENSIONADA EN SAP2000 V16

El modelamiento en el software principalmente consiste en cumplir cabalmente la forma establecida en la etapa de conceptualización geométrica, que parte de un buen manejo del programa y a su vez de una correcta interpretación de los conceptos teóricos que permiten aproximar la idealización de la estructura a un posterior comportamiento real de la misma. Esta etapa parte de la definición de grillas auxiliares para facilitar el dibujo del elementos frame y la definición de las unidades que se utilizarán en la presente muestra que para el caso son Kg, m, C.

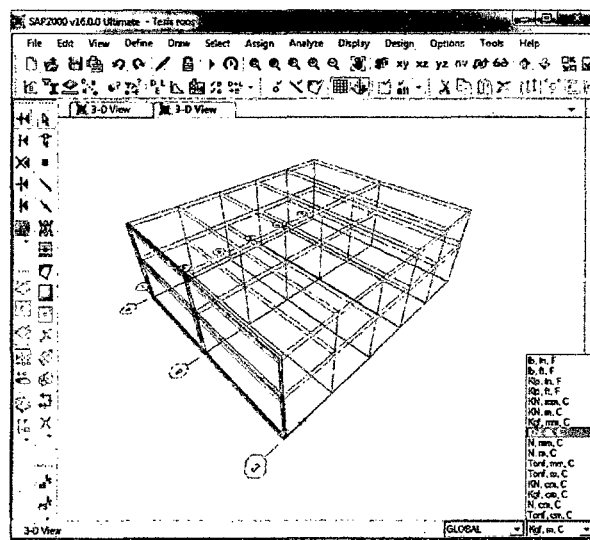


Figura 4. 12: Definición de grillas y unidades de trabajo.

El modelamiento engloba también los conceptos de unión entre miembros que son definidos con las herramientas *Releases* que el software proporciona. De acuerdo a los conceptos del capítulo 2 para las celosías en vigas de alma abierta y polines se restringirá los momentos en los ejes locales 2-2 y 3-3 además de la torsión. Los pórticos de los sistemas II y III en el sentido Y son de unión rígida por lo que no es necesario las restricciones anteriores porque hay transmisión de momentos y torsión.

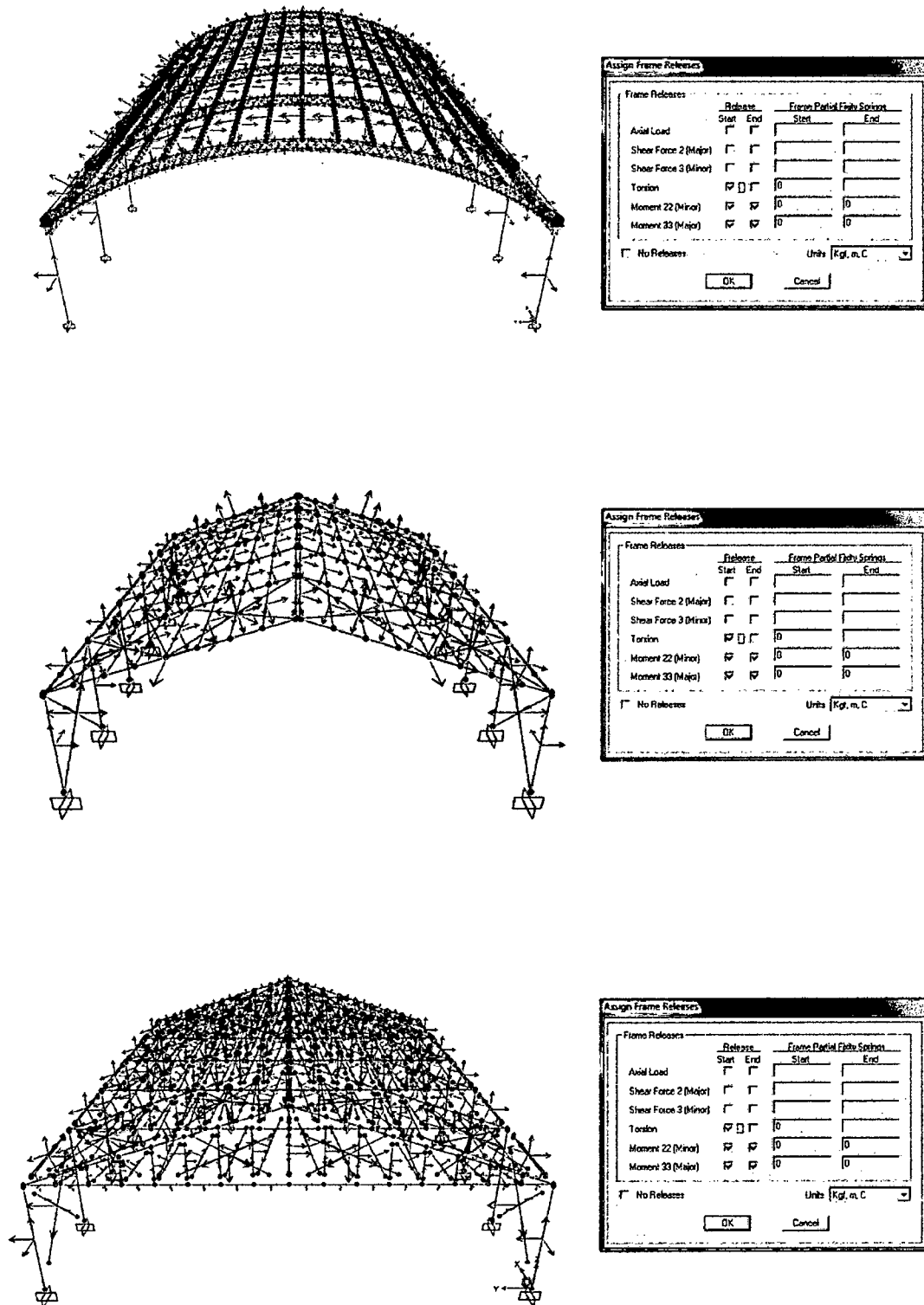


Figura 4. 13: Tipo de Restricciones en Juntas.



2. DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES TRANSVERSALES

Esta etapa corresponde a la definición de materiales que le darán las propiedades mecánicas específicas a los elementos que conforman todo el sistema de techo, para su posterior evaluación en la etapa de diseño. El software tiene definida en su biblioteca de códigos y tablas las características geométricas, físicas y mecánicas de todo elemento estructural. Los materiales utilizados para el análisis y diseño en Sap2000 poseen dimensiones comerciales correspondientes al mercado local. Las siguientes especificaciones son descritas por el catálogo de aceros Arequipa (Ver Anexos) y por las normas ASTM (American Society for Testing and Materials).

Acero:

✓ Acero liso ASTM A36

Límite de fluencia mínimo	$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a la Tracción	$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$\lambda_c = 7.85 \text{ Kg/ m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.30$
Módulo de Elasticidad	$E = 2100000 \text{ Kg/ cm}^2$

✓ Acero liso ASTM A50

Límite de fluencia mínimo	$f_y = 3520 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a la Tracción	$f_u = 4580 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$\lambda_c = 7.85 \text{ Kg/ m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0.30$
Módulo de Elasticidad	$E = 2100000 \text{ Kg/ cm}^2$

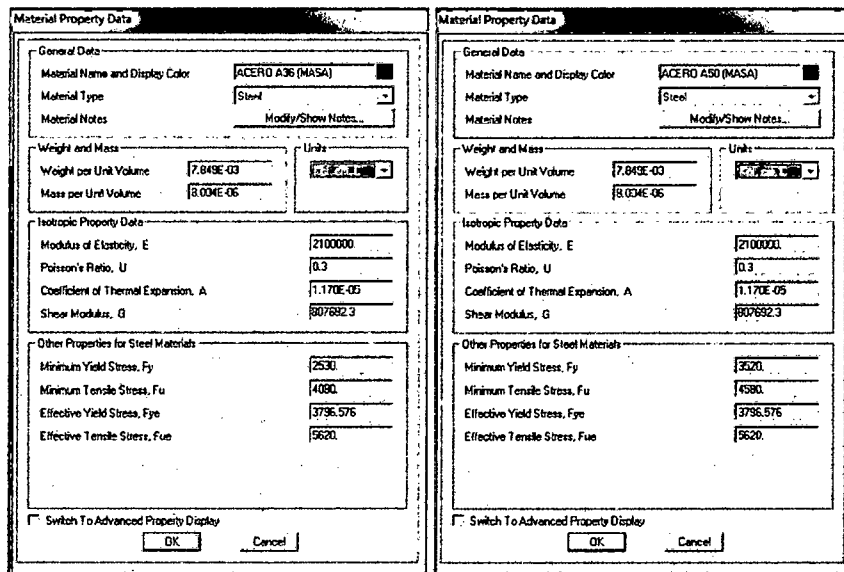


Figura 4. 14: Definición de propiedades mecánicas de materiales



Las barras de acero liso son varillas de 6 m con propiedades mecánicas conforme al material estandarizado por las normas ASTM –A36 de comercialización local. Los siguientes cuadros muestran las dimensiones y denominaciones propuestas para el modelamiento de los miembros de celosía que conforman los polines, vigas de alma abierta carguero de alma llena, y placas de ¼" A36 en los apoyos.

Cuadro 4. 20: Barras de acero liso estructural

VARILLAS DE ACERO ESTRUCTURAL A-36					
NUMERO	DIÁMETRO		PESO (kg/m)	ÁREA (cm ²)	PERÍMETRO (cm)
	Barra	Pulg.			
# 2	1/4"	0.64	0.2483	0.32	1.99
# 3	3/8"	0.95	0.5586	0.71	2.99
# 4	1/2"	1.27	0.9931	1.27	3.99
# 5	5/8"	1.59	1.5518	1.98	4.99
# 6	3/4"	1.91	2.2346	2.85	5.98
# 7	7/8"	2.22	3.0415	3.88	6.98
# 8	1"	2.54	3.9726	5.07	7.98
# 9	1 1/8"	2.86	5.0278	6.41	8.98
# 10	1 1/4"	3.18	6.2072	7.92	9.97

Cuadro 4. 21: Perfiles comerciales

PERFILES ANGULARES Y CANALES								
SISTEMA I			SISTEMA II			SISTEMA III		
PERFIL	DENOMINACIÓN	fy Kg/c m ²	PERFIL	DENOMINACIÓN	fy Kg/c m ²	PERFIL	DENOMINACIÓN	fy Kg/c m ²
L	L 1"x1"x1/8" L25x25x3.2	2530	W	W4"x13	2530	HSS	HSS4"x4"x1/4" HSS101.6x101.6x6.4	2530
L	L 1 1/2"x1 1/2"x1/8" L38x38x3.2	2530	W	W5"x16	2530	HSS	HSS7"x3"x3/16" HSS177.8x76.2x4.8	2530
L	L 1 1/2"x1 1/2"x3/16" L38x38x4.8	2530	W	W5"x19	2530	HSS	HSS8"x3"x3/16" HSS203.2x76.2x4.8	2530
L	L 1 1/2"x1 1/2"x1/4" L38x38x6.4	2530	W	W6"x12	2530	HSS	HSS8"x8"x3/16" HSS203.2x203.2x4.8	2530
L	L 2"x2"x1/8" L51x51x3.2	2530	W	W6"x16	2530	HSS	HSS12"x8"x5/16" HSS304.8x203.2x7.9	2530
L	L 2"x2"x3/16" L51x51x4.8	2530	W	W6"x20	2530	HSS	HSS16"x8"x5/16" HSS406.4x203.2x7.9	2530
L	L 2"x2"x1/4" L51x51x6.4	2530	W	W8"x15	2530	HSS	HSS16"x12"x1/2" HSS406.4x304.8x12.7	2530
L	L 2"x2"x5/16" L51x51x7.9	2530	W	W8"x21	2530	HSS	HSS16"x12"x5/16" HSS406.4x304.8x7.9	2530
L	L 2"x2"x3/8" L51x51x9.5	2530	W	W10"x15	2530	HSS	HSS16"x12"x1/2" HSS406.4x304.8x12.7	2530
L	L 2 1/2"x2 1/2"x3/16" L64x64x4.8	2530	W	W16"x40	2530	-	-	-
L	L 2 1/2"x2 1/2"x1/4" L64x64x6.4	2530	C	C4"x7.25	2530	-	-	-
L	L 2 1/2"x2 1/2"x5/16" L64x64x7.9	2530	C	C6"x8.2	2530	-	-	-
C	C3"x5	2530	C	C7"x12.5	2530	-	-	-
C	C4"x7.25	2530	2L	2L2 1/2"x2 1/2"x1/8" 2 L64x64x4.8	2530	-	-	-



❖ **Definición de perfiles:** A continuación se definen los perfiles a utilizar preliminarmente.

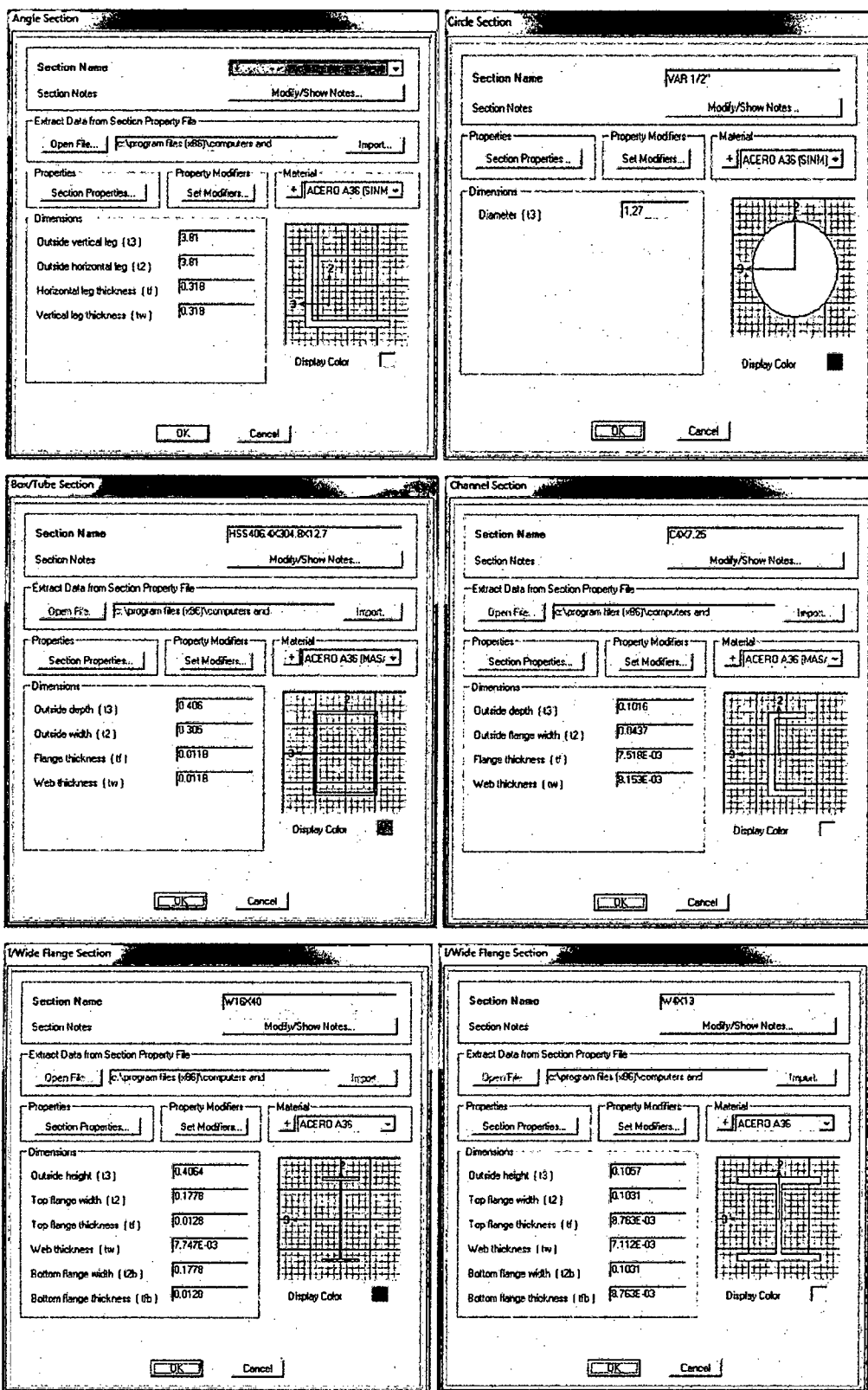


Figura 4. 15: Definición de Perfiles comerciales



- ❖ **Definición preliminar de perfiles doble ángulo con Section Desinger.-** Se dibujó la sección en AutoCAD 2013 para determinar sus principales propiedades mecánicas de la sección doble L (para el sistema III) como radio de giro y sus momentos de inercia tanto en su eje mayor como en el menor.

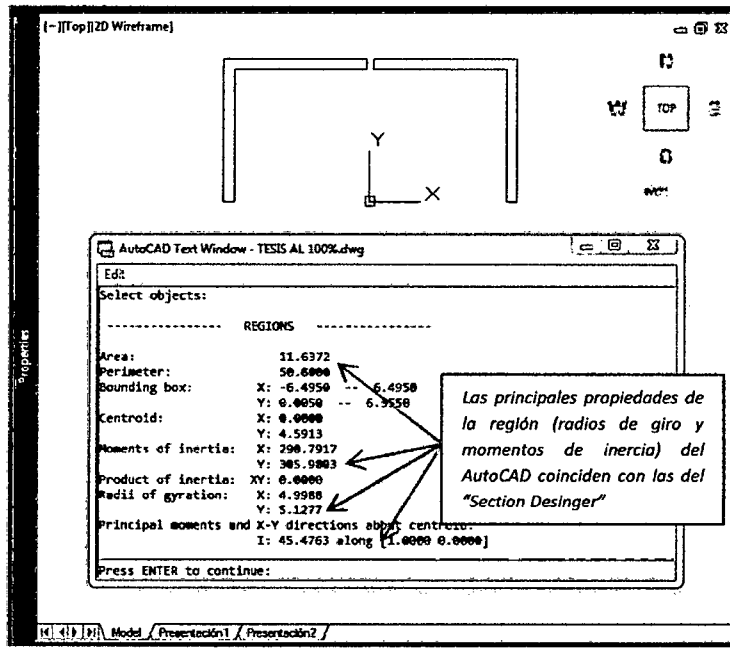


Figura 4. 16: Propiedades de La sección 2L en AutoCAD

Luego en la herramienta "Section Desinger" del software Sap2000 se dibuja el perfil doble ángulo obteniéndose las propiedades similares al procedimiento anterior:

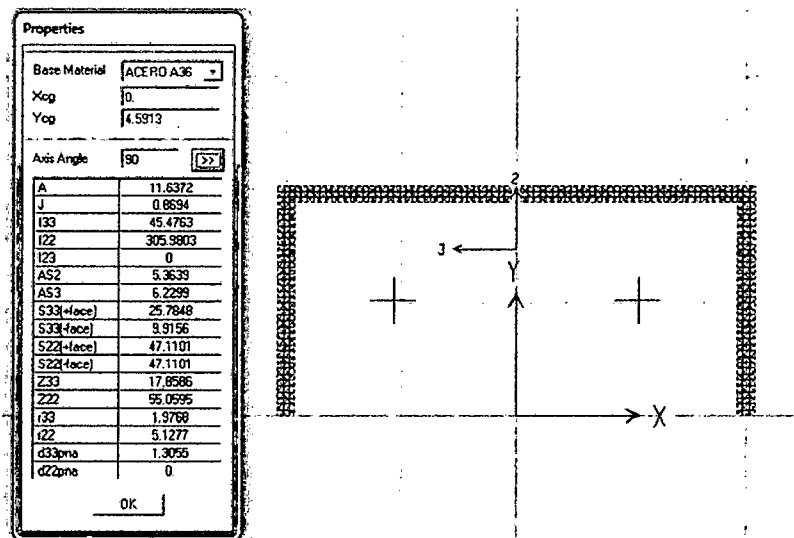


Figura 4. 17: Propiedades de La sección 2L en Section Desinger (Sap2000)

3. ASIGNACIÓN SECCIONES TRANSVERSALES AL LOS TRES TIPOS DE SISTEMAS

Esta etapa consta de la asignación de secciones anteriormente definidas a los sistemas correspondientes. Las siguientes figuras muestran algunos detalles de uniones entre elementos primarios y secundarios, apoyos del sistema de cubierta y la estructura principal.

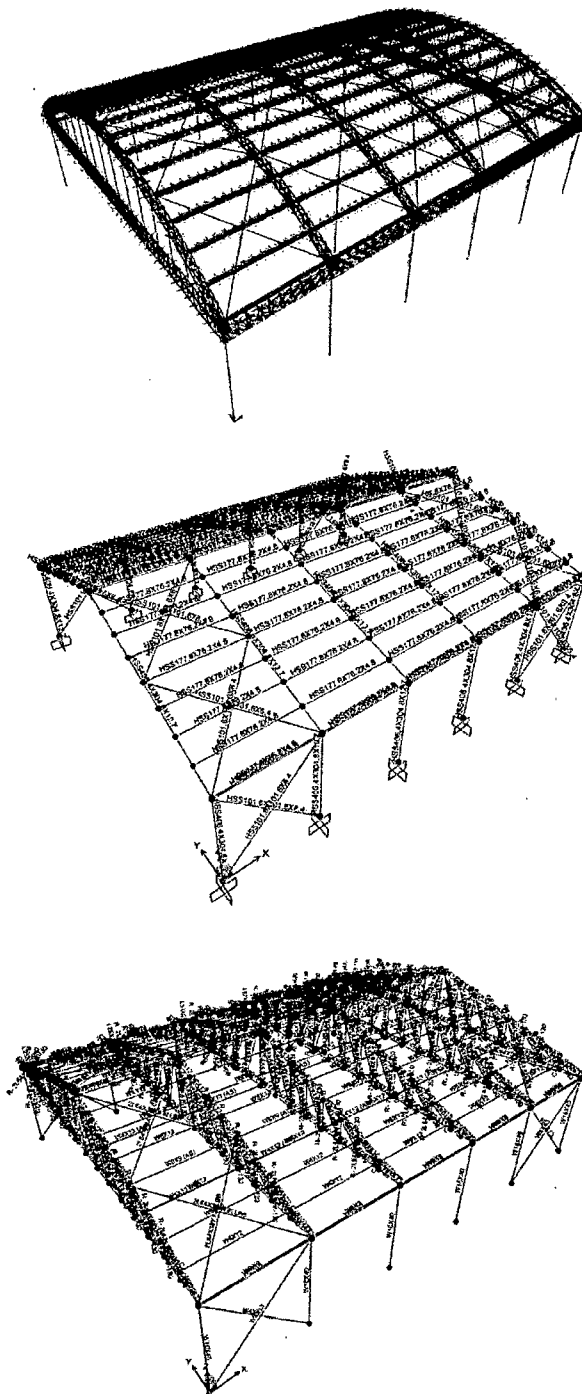
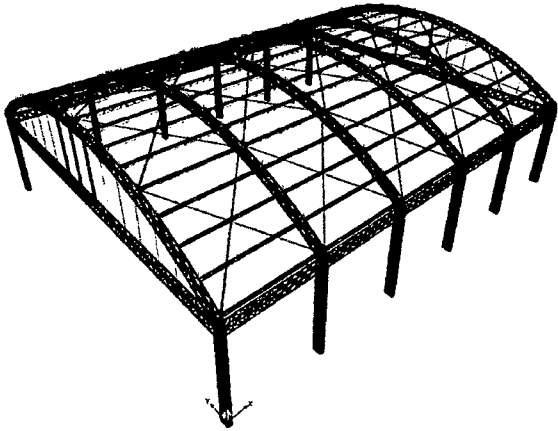
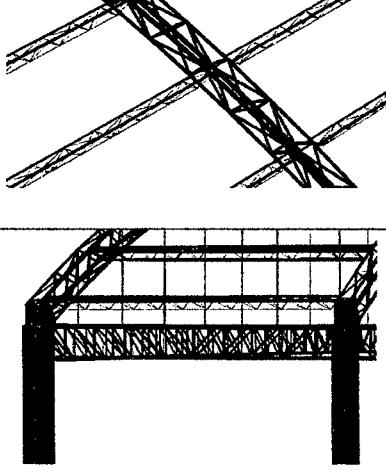
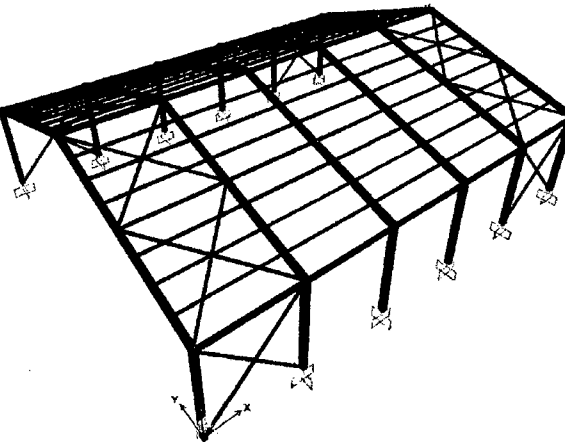
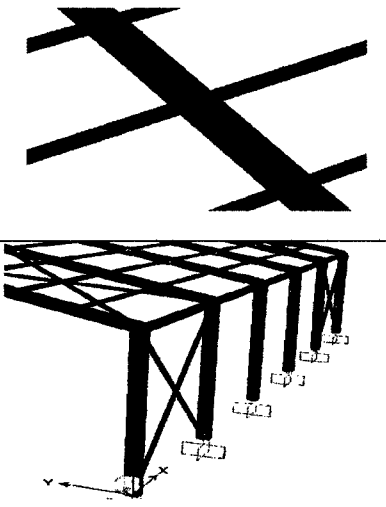
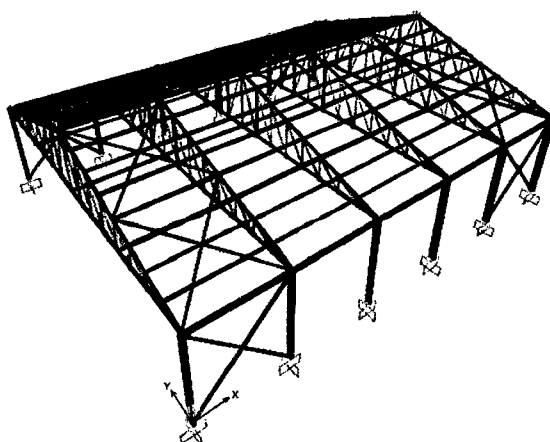
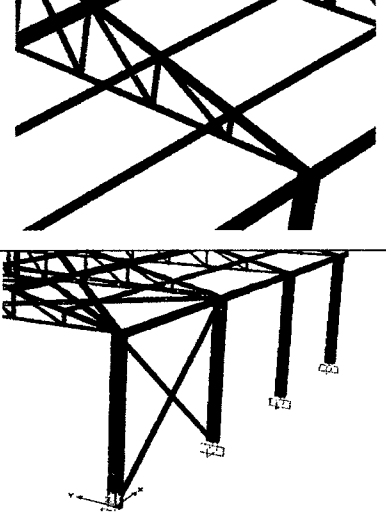


Figura 4. 18: Asignación de Secciones Transversales en los tres Sistemas



❖ Detalles de asignación y modelamiento de secciones :

Cuadro 4. 22: Detalles de Modelamiento

SISTEMA	ISOMETRICO	DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS
I		
II		
III		



4. ASIGNACIÓN DE ESTADOS DE CARGA

El análisis de cargas externas de la fase analítica son asignados en esta etapa del análisis de fuerzas internas. Para la muestra se consideran: cargas muertas (D), cargas vivas (L), cargas vivas en techo (Lr), cargas de viento (W), cargas debidas a la lluvia (R), y cargas de Sismo estático (Sx y Sy) y las fuerzas producidas por el espectro (SDx y SDy). Por lo que previamente se definen los tipos de carga.

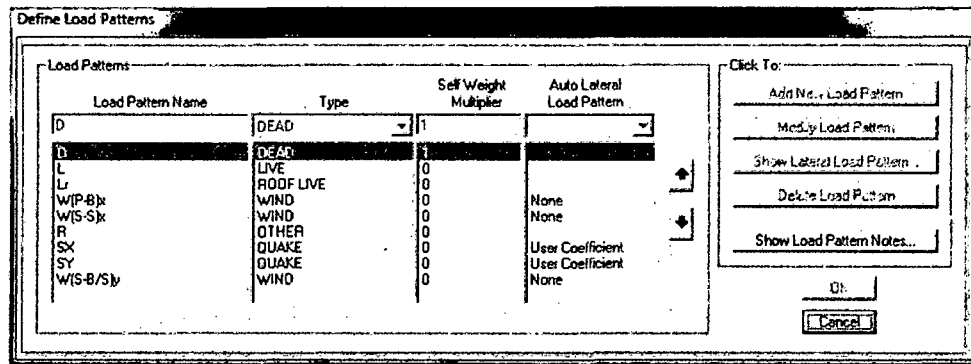


Figura 4. 19: Asignación de Estados de Carga.

Para el análisis estático se ingresan los coeficientes calculados en punto 3 del análisis de cargas externas, para el sismo SX el coeficiente basal es: $C_b = 0.091 \rightarrow$ Carga de sismo: $V_x = 0.091P_{sismico}$ y , para el sismo SY el coeficiente basal es: $C_b = 0.103 \rightarrow$ Carga de sismo: $V_y = 0.103P_{sismico}$. Ver siguiente figura:

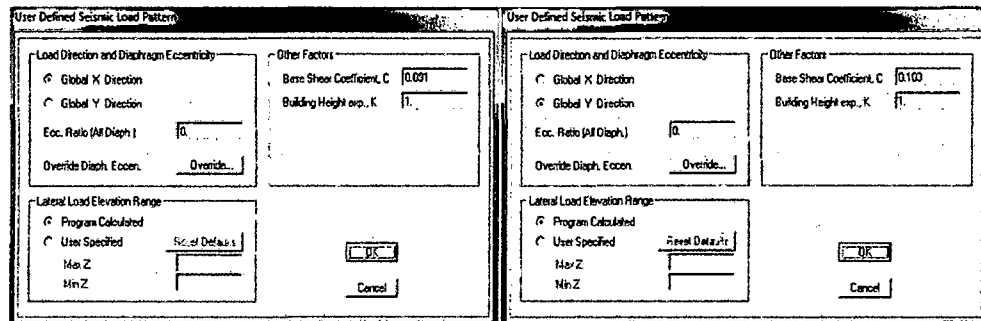


Figura 4. 20: Asignación de Coeficiente Basal.

El resto de cargas gravitacionales y accidentales de todos los sistemas se puede observar en las siguientes figuras, cabe señalar que las cargas de viento son aplicadas perpendicularmente a la cubierta y de forma simultánea combinando la presión o succión en barlovento con la succión en sotavento, ver fase de análisis de cargas.



❖ **Asignación de Carga Muerta (D).**- A los sistemas I, II y III respectivamente.

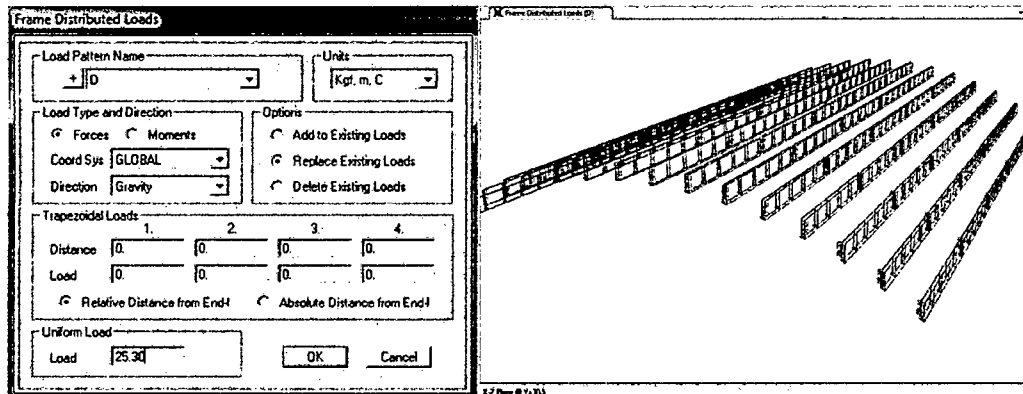


Figura 4. 21: Asignación de Carga Muerta en el Sistema I

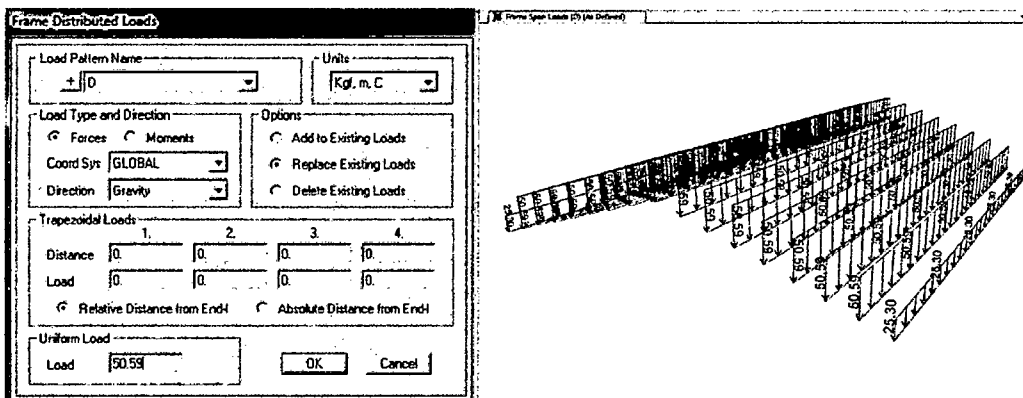


Figura 4. 22: Asignación de Carga Muerta en el Sistema II

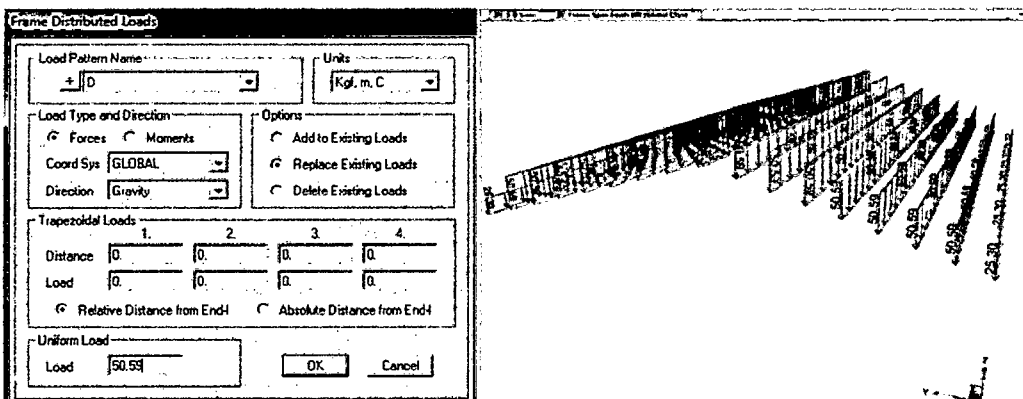


Figura 4. 23: Asignación de Carga Muerta en el Sistema III

❖ **Asignación de Carga Viva (L).**- A los sistemas I, II y III respectivamente.

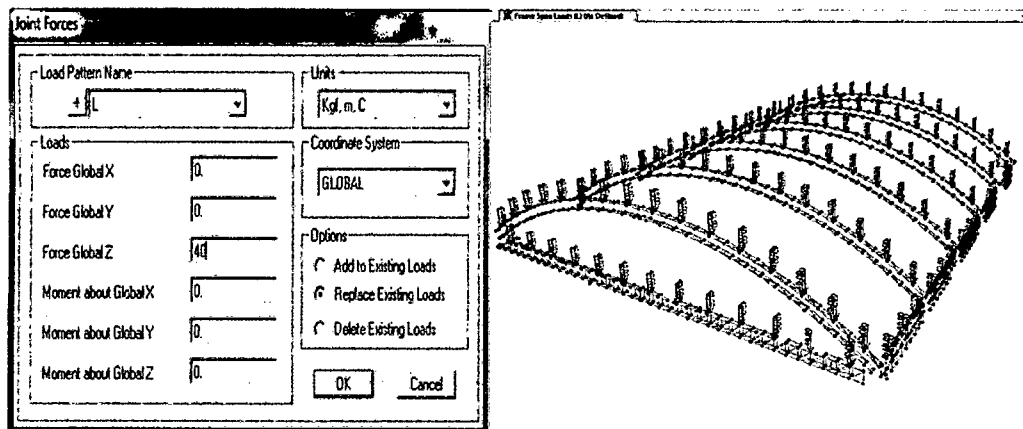


Figura 4. 24: Asignación de Carga Viva en el Sistema I

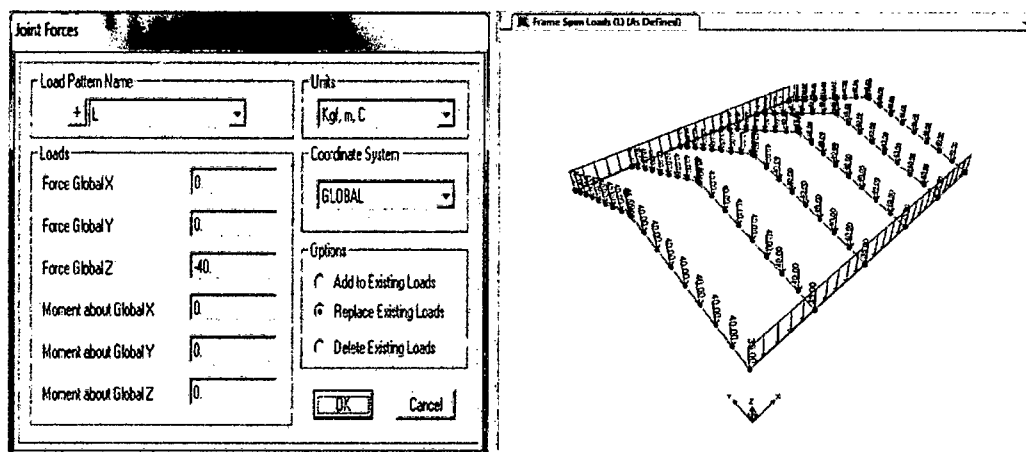


Figura 4. 25: Asignación de Carga Viva en el Sistema II

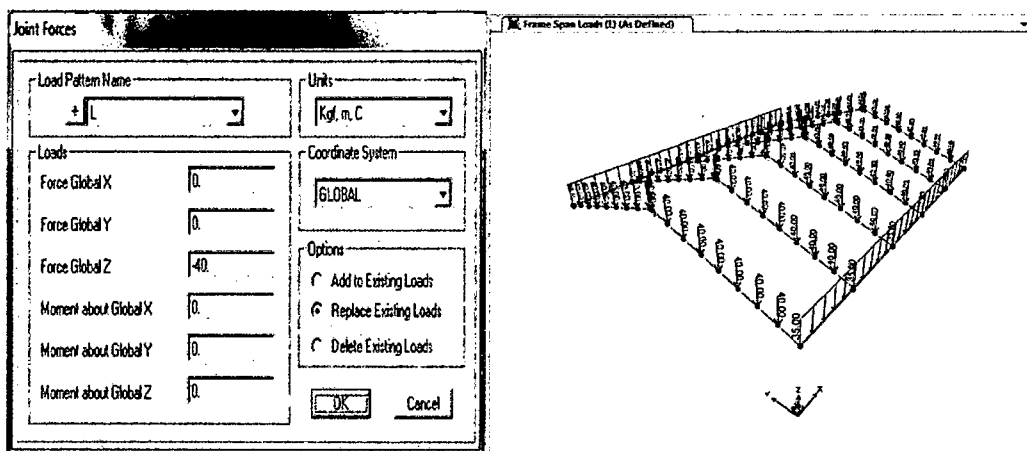


Figura 4. 26: Asignación de Carga Viva en el Sistema III



❖ **Asignación de Carga Viva en Techo (Lr)- A los sistemas I, II y III respectivamente.**

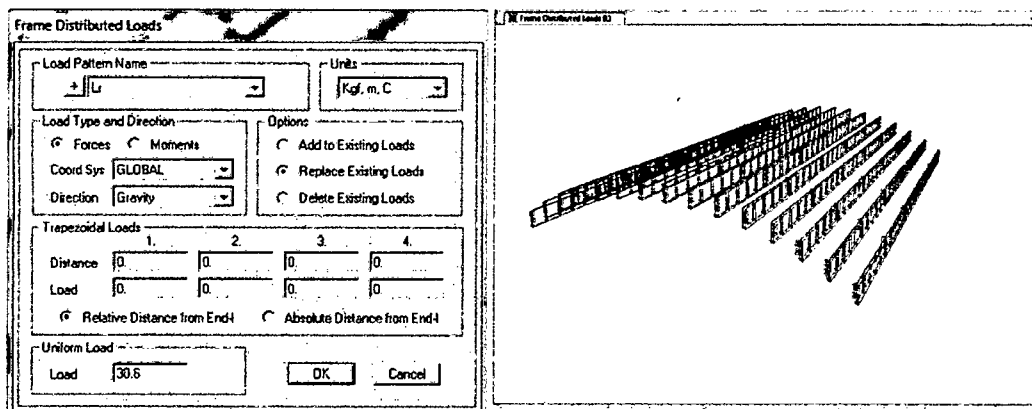


Figura 4. 27: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema I

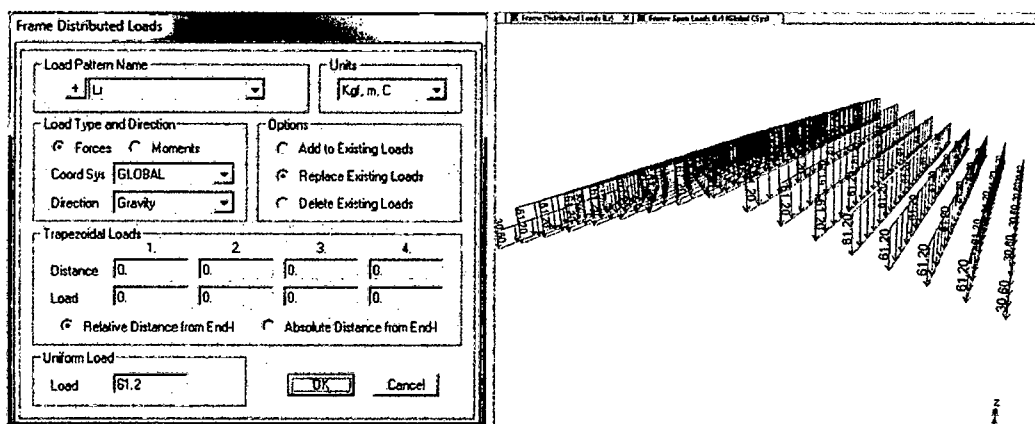


Figura 4. 28: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema II

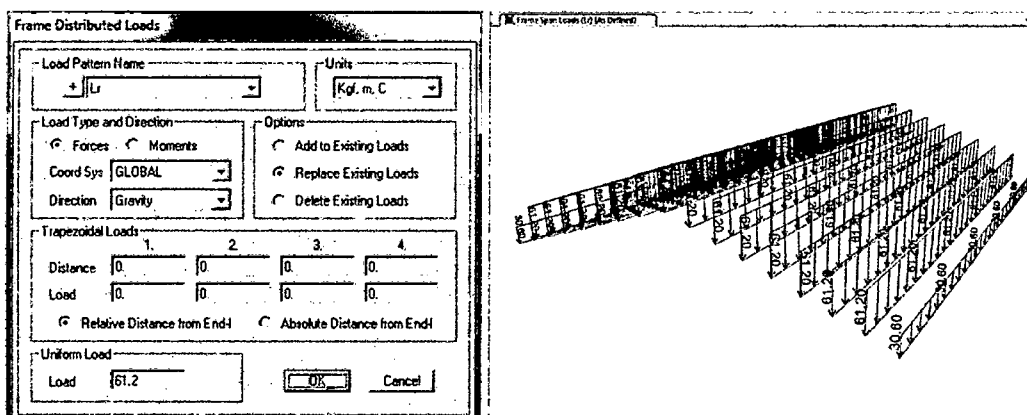


Figura 4. 29: Asignación de Carga Viva en Techo del Sistema III



❖ **Asignación de Cargas de Viento ($W(P-B)x$).**- A los sistemas I, II y III respectivamente.

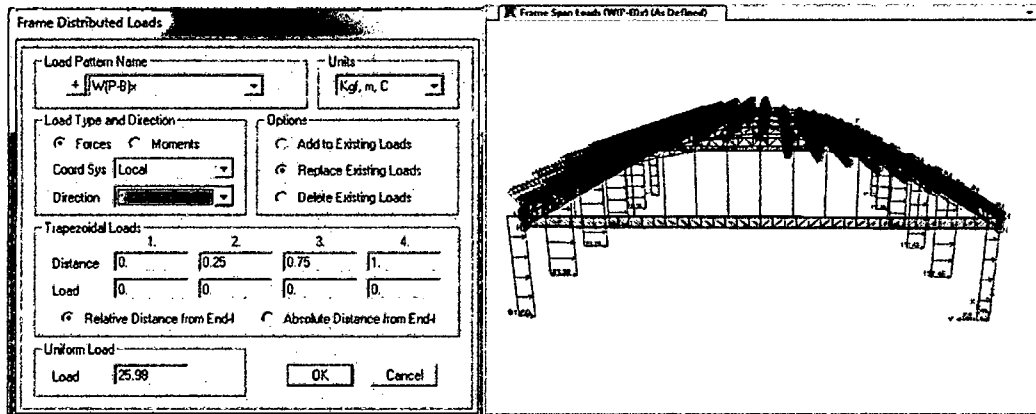


Figura 4. 30: Asignación de Cargas de Viento ($W(P-B)x$) en el Sistema I

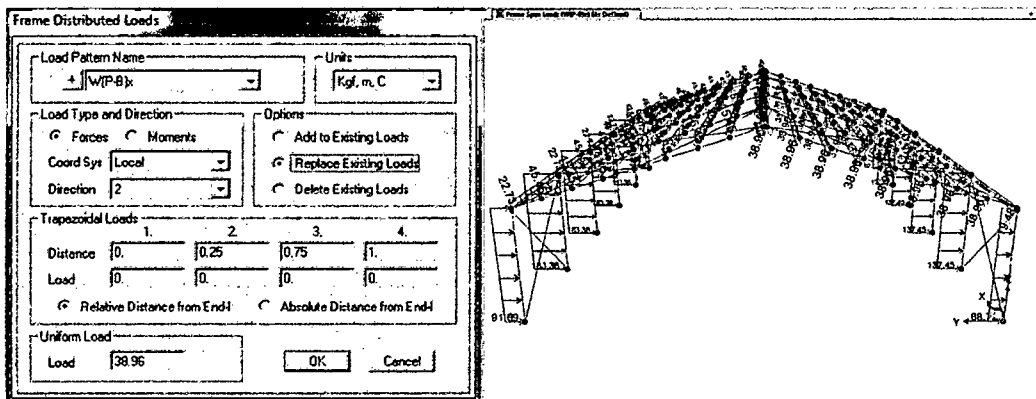


Figura 4. 31: Asignación de Cargas de Viento ($W(P-B)x$) en el Sistema II

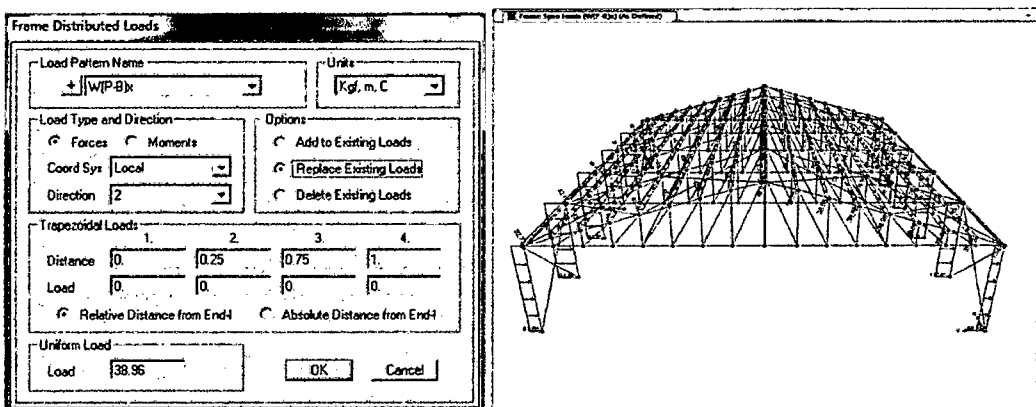


Figura 4. 32: Asignación de Cargas de Viento ($W(P-B)x$) en el Sistema III

❖ **Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)x).**- A los sistemas I, II y III respectivamente.

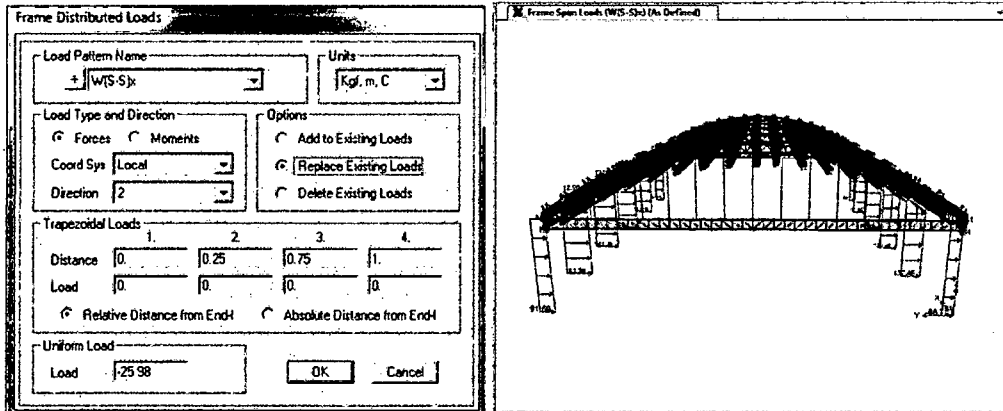


Figura 4. 33: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema I

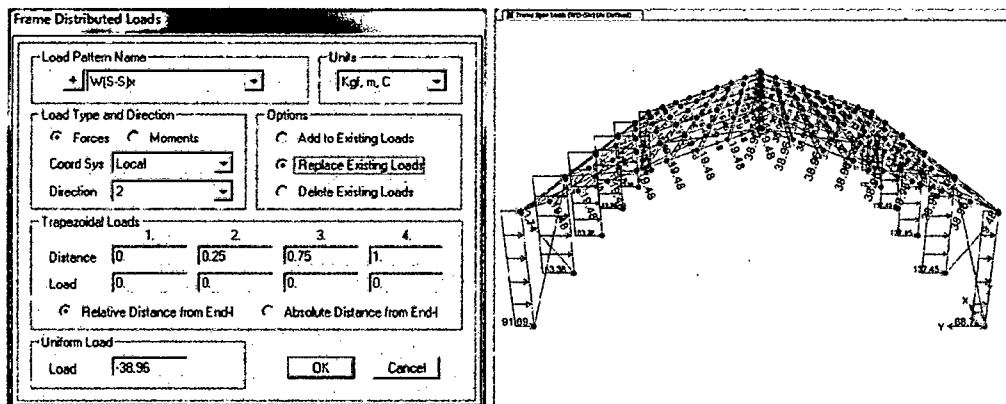


Figura 4. 34: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema II

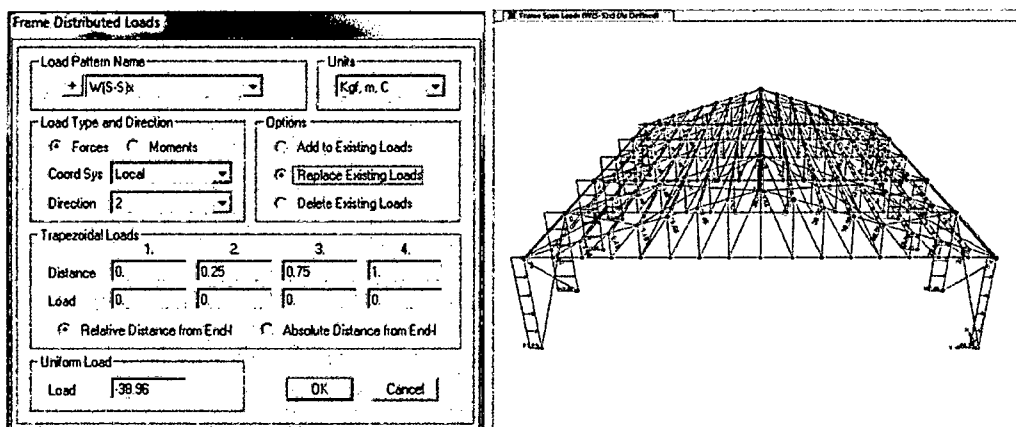


Figura 4. 35: Asignación de Cargas de Viento (W(S-S)X) en el Sistema III

❖ **Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)y).**- A los sistemas I, II y III respectivamente.

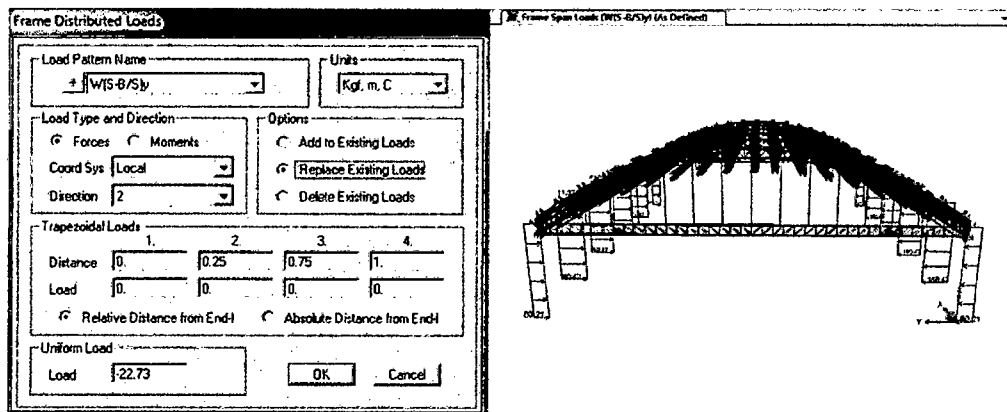


Figura 4. 36: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema I

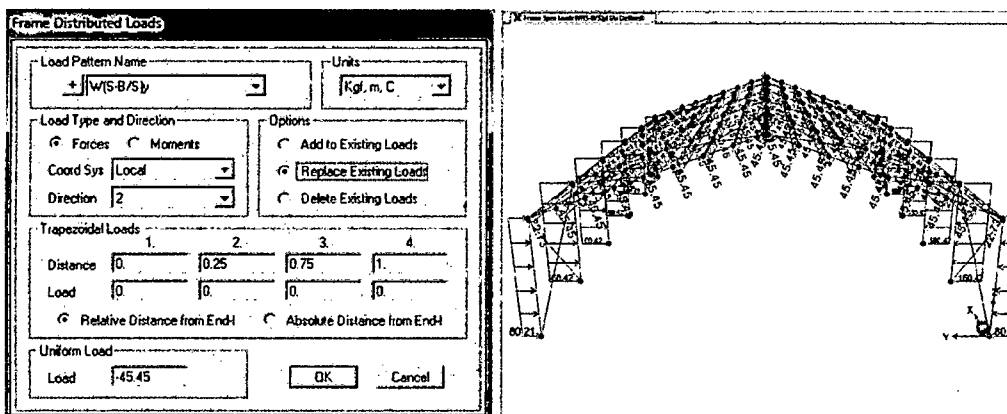


Figura 4. 37: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema II

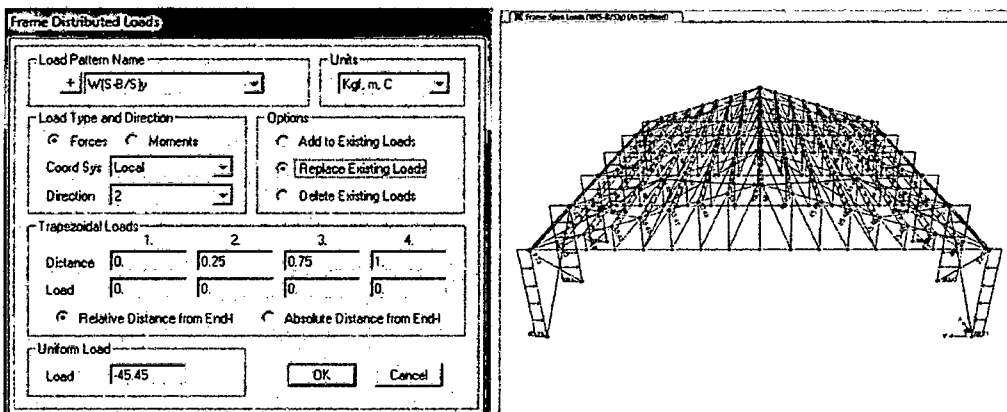


Figura 4. 38: Asignación de Cargas de Viento (W(S-B/S)Y) en el Sistema III



❖ **Asignación de Lluvia (R).- a los sistemas I, II y III respectivamente.**

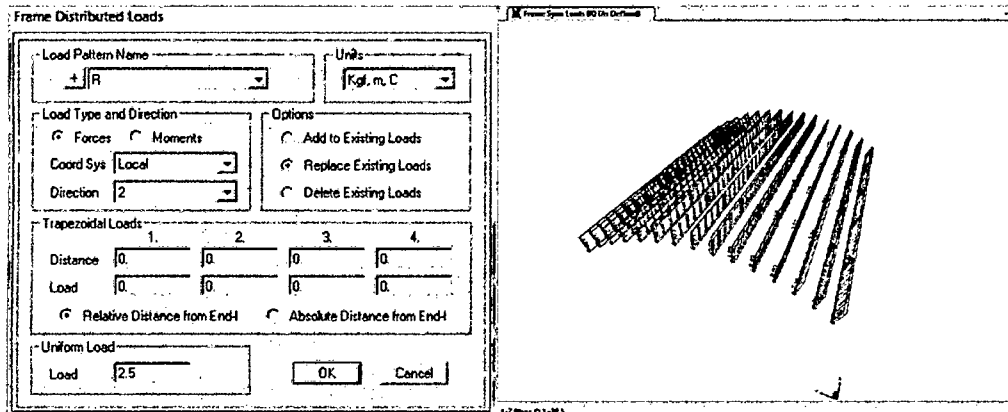


Figura 4. 39: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema I

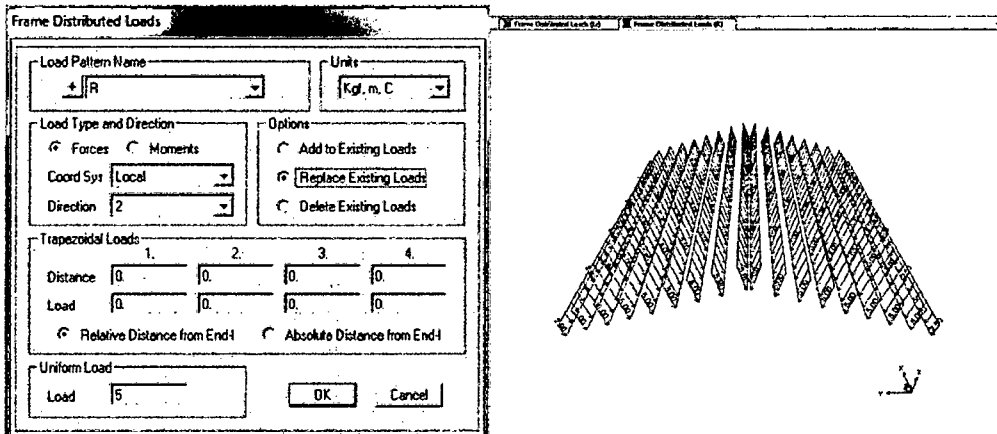


Figura 4. 40: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema II

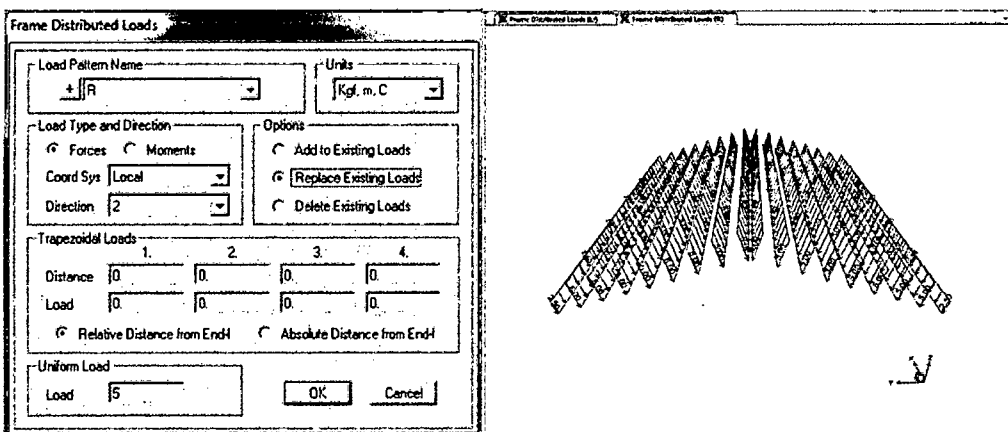


Figura 4. 41: Asignación de Cargas de Lluvia en el Sistema III



5. ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO

Siguiendo con fase de análisis de cargas externas, ahora se procede a asignar los espectros (calculados anteriormente según los coeficientes de la pseudo-aceleración) para una evaluación dinámica de los sistemas y así determinar si es mandatorio o necesario su diseño por espectro. Ver Figura 4.42:

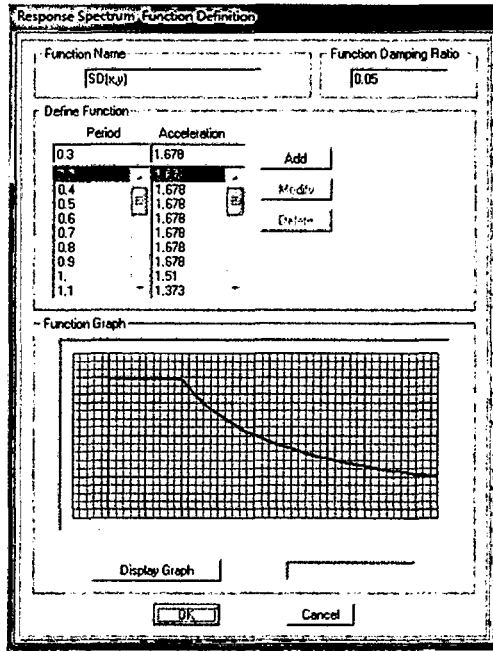


Figura 4. 42: Definición del Espectro de Diseño SD(x,y)

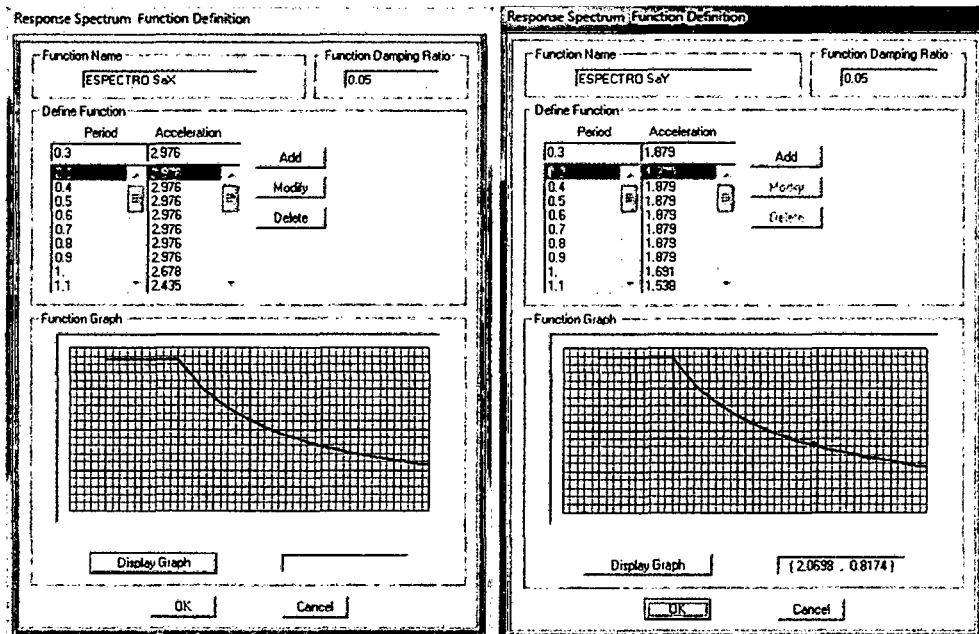


Figura 4. 43: Definición del Espectro de Diseño SaX y SaY.

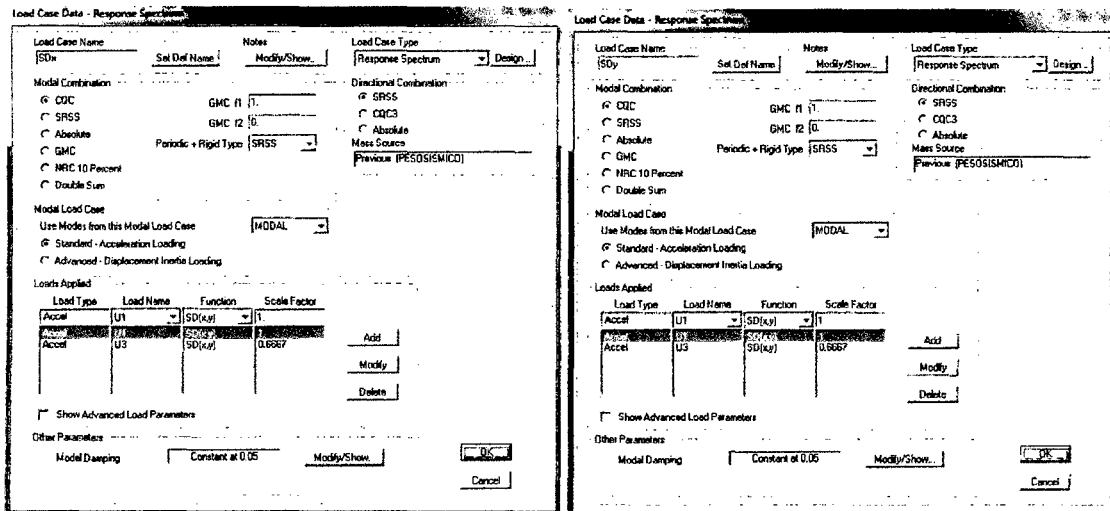


Figura 4. 44: Asignación del Espectro de Diseño SD(x,y)

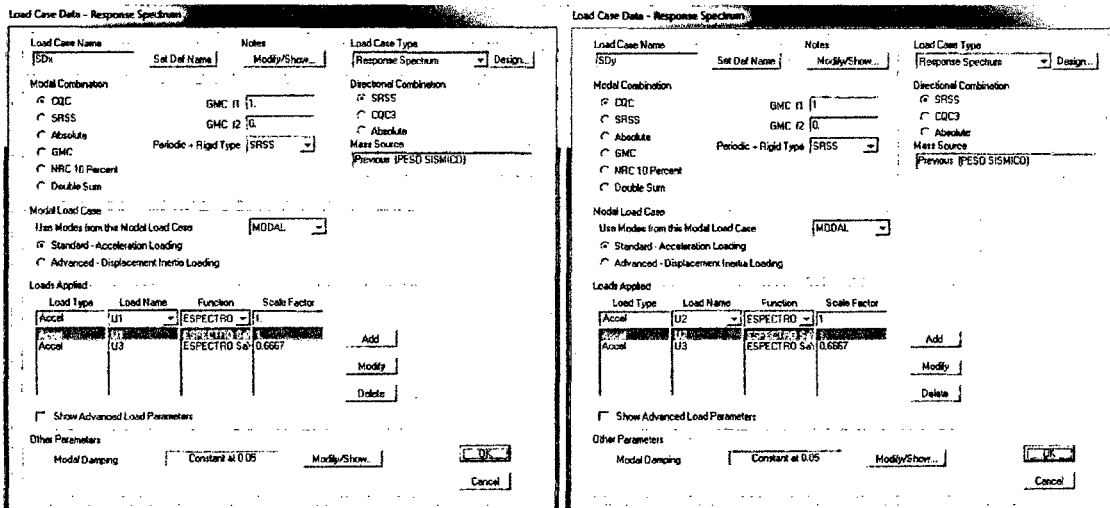


Figura 4. 45: Asignación del Espectro de Diseño SaX y SaY.

Como se puede observar en las anteriores figuras se ha considerado también una pseudo-aceleración vertical adicional que según la *Norma E.030 Artículo 18* se puede utilizar 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales (SDx, SDy).

6. ASIGNACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

Conforme a la sección B2 de las especificaciones *AISC (American Institute of Steel Construction)*, establece que las cargas y combinaciones de carga serán definidas por la normativa de edificación aplicable, por tal motivo se considerarán las *Normas E.020 y E.090*. Del Reglamento Nacional de Edificaciones (*RNE*).



Las siguientes combinaciones son las que prescribe nuestra norma (*combinaciones del 1.4-*

1 al 1.4-6 correspondientes al método LRFD):

$1.4D$... (2.31)
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$... (2.32)
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$... (2.33)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$... (2.34)
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$... (2.35)
$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$... (2.36)

Donde los coeficientes son los factores de carga.

D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

L_r : Carga viva en las azoteas.

W : Carga ejercida por el viento.

S : Carga ejercida por la nieve.

E : Carga de sismo conforme a la Norma E.030.

R : Carga por lluvia o granizo.

Cuadro 4. 23: Combinaciones de carga según la Norma E.090

1.4D	1.4D
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	$1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
	$1.2D + 1.6L + 0.5R$
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$	$1.2D + 1.6L_r + 0.5L$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6L_r + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.6R + 0.5L$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(P - B)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - S)x$
	$1.2D + 1.6R + 0.8W(S - B/S)y$
	$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5L_r$	
$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5L_r$	
$1.2D + 1.3W(P - B)x + 0.5L + 0.5R$	
$1.2D + 1.3W(S - S)x + 0.5L + 0.5R$	
$1.2D + 1.3W(S - B/S)y + 0.5L + 0.5R$	
$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$	$1.2D + 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sx + 0.5L$
	$1.2D + 1.0Sy + 0.5L$
	$1.2D - 1.0Sy + 0.5L$
$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$	$0.9D + 1.3W(P - B)x$
	$0.9D - 1.3W(P - B)x$
	$0.9D + 1.3W(S - S)x$
	$0.9D - 1.3W(S - S)x$
	$0.9D + 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D - 1.3W(S - B/S)y$
	$0.9D + 1Sx$
	$0.9D - 1Sx$
	$0.9D + 1Sy$
	$0.9D - 1Sy$

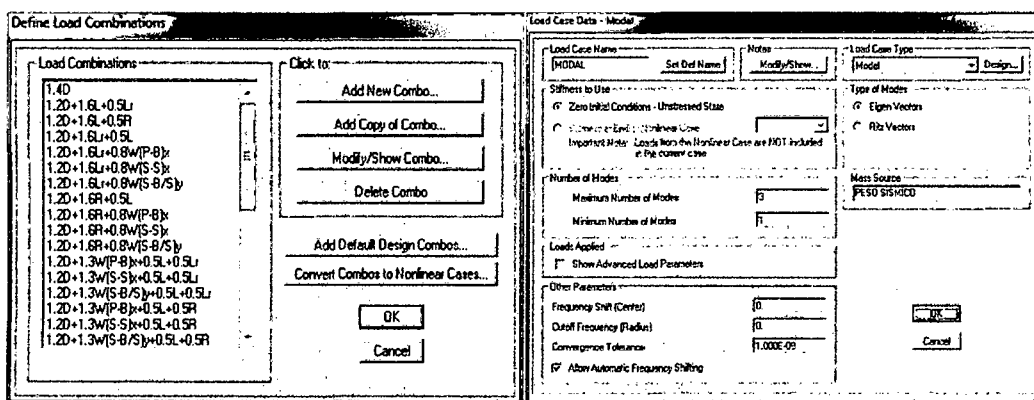


Figura 4. 46: Definición de Combinaciones de carga en el software

Para efectos de análisis y evaluación de los sistemas en estudio, también se introducirá una combinación Envolvente de todas las cargas estáticas, una Envolvente de las cargas dinámicas, una Envolvente de cargas de Servicio además de un análisis Modal especificando para el caso 3 modos de vibración. Siendo la combinación envolvente más importante la que defina el diseño.

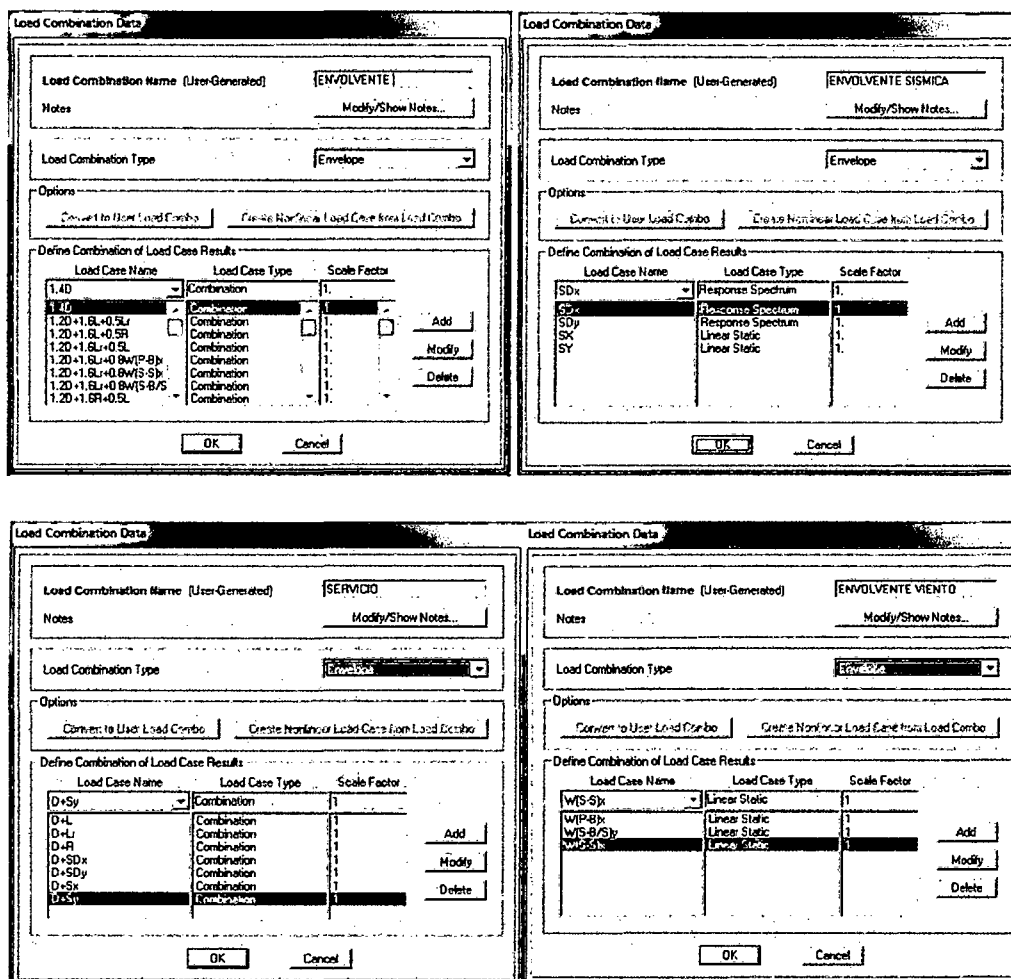


Figura 4. 47: Definición de Envolventes de Diseño en el software



7. ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En esta etapa se seleccionan las condiciones de análisis del sistema estructural, orientando al programa a un análisis tridimensional que involucre todas las cargas antes evaluadas. Con lo que se obtendrá un análisis Estático, Sísmico Estático, Sísmico Dinámico y Modal, convenientes para una evaluación absoluta de cada uno de los sistemas estudiados. Ver Figura 4.45:

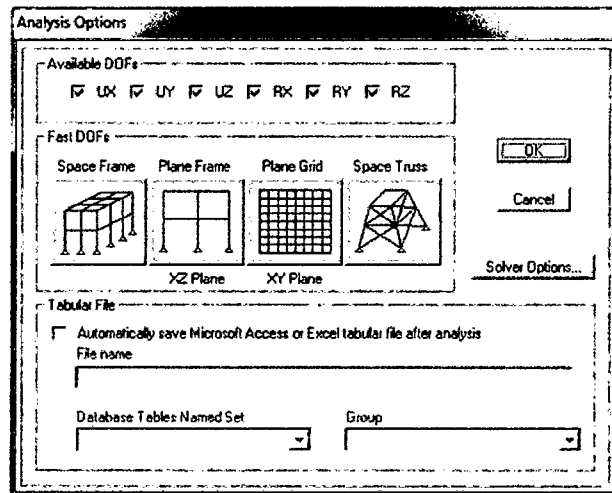


Figura 4. 48: Asignación de tipo de análisis tridimensional.

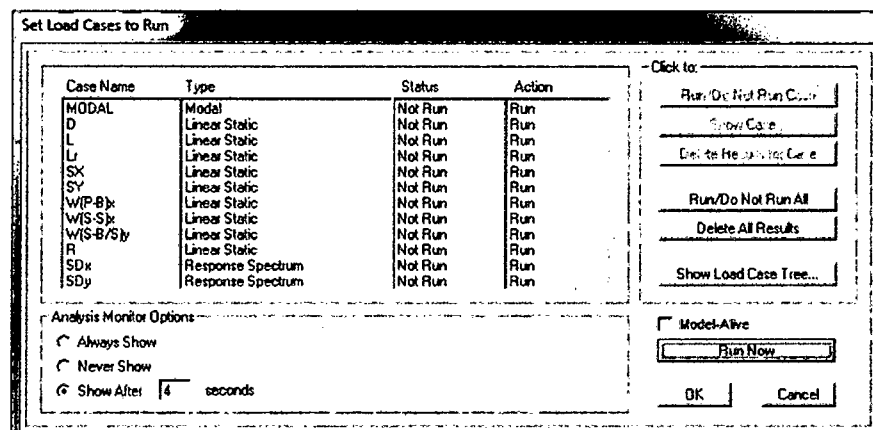


Figura 4. 49: Casos de carga a analizar

El software finalmente nos proporciona los resultados de las acciones internas (momentos, cortantes y fuerzas axiales) a los que está sometido cada elemento que compone el sistema, lo que es fundamental para la siguiente fase que es la del Diseño. Aquí también se puede analizar los desplazamientos, deflexiones que son algunos de los principales controles para evaluar el sistema en conjunto.



8. **DIAGRAMAS ENVOLVENTES EN ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS.-** A continuación se presentan algunos diagramas de fuerza axial y momentos en componentes más críticos de cada estructura. La secuencia de diagramas corresponde a pórticos en el eje 3-3 donde las cargas son mayores, para los sistemas I, II y III respectivamente:

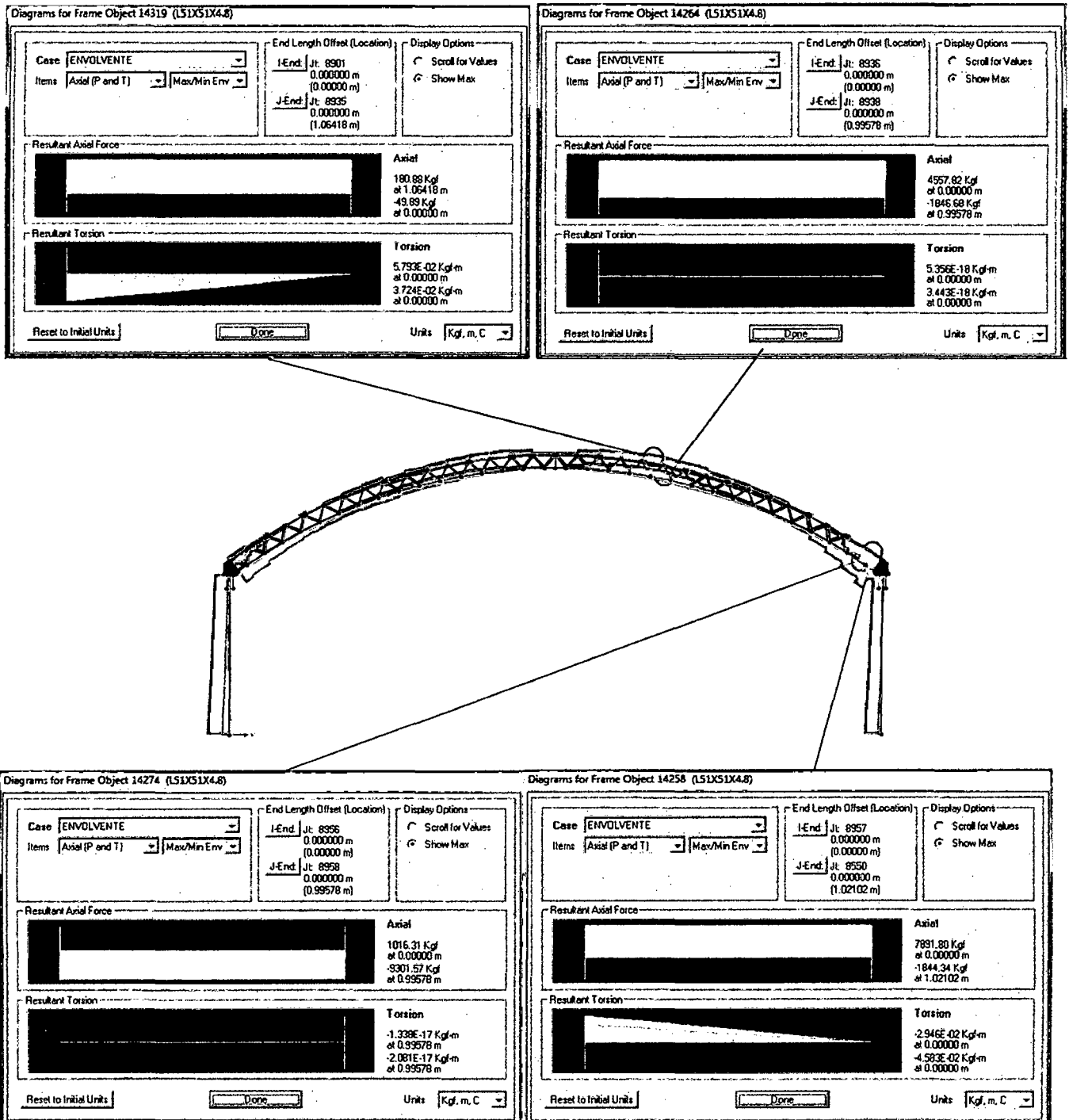


Figura 4. 50: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales de la Viga VP-01 del Sistema I

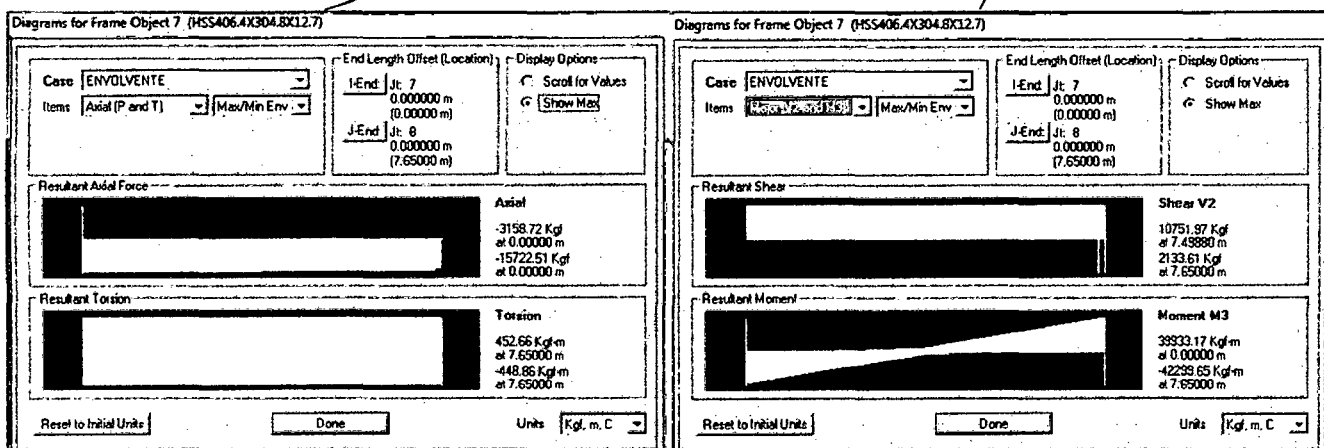
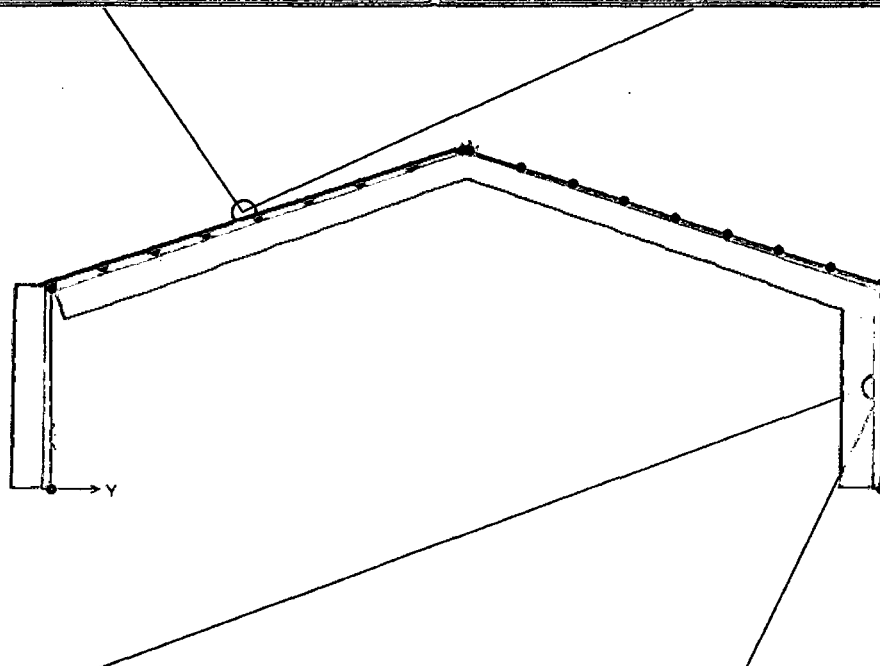
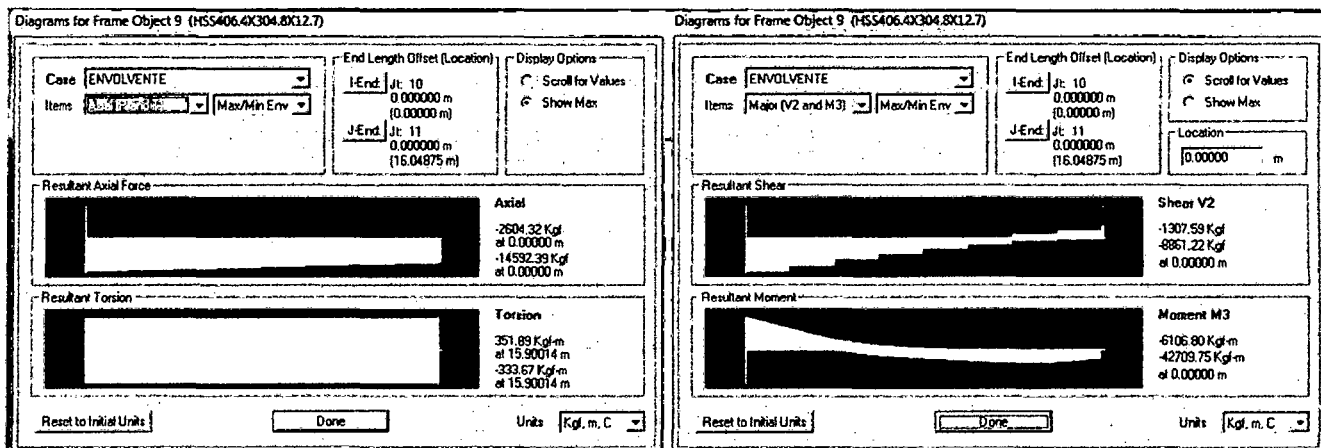


Figura 4. 51: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales y Momentos del Pórtico 3-3 del Sistema I

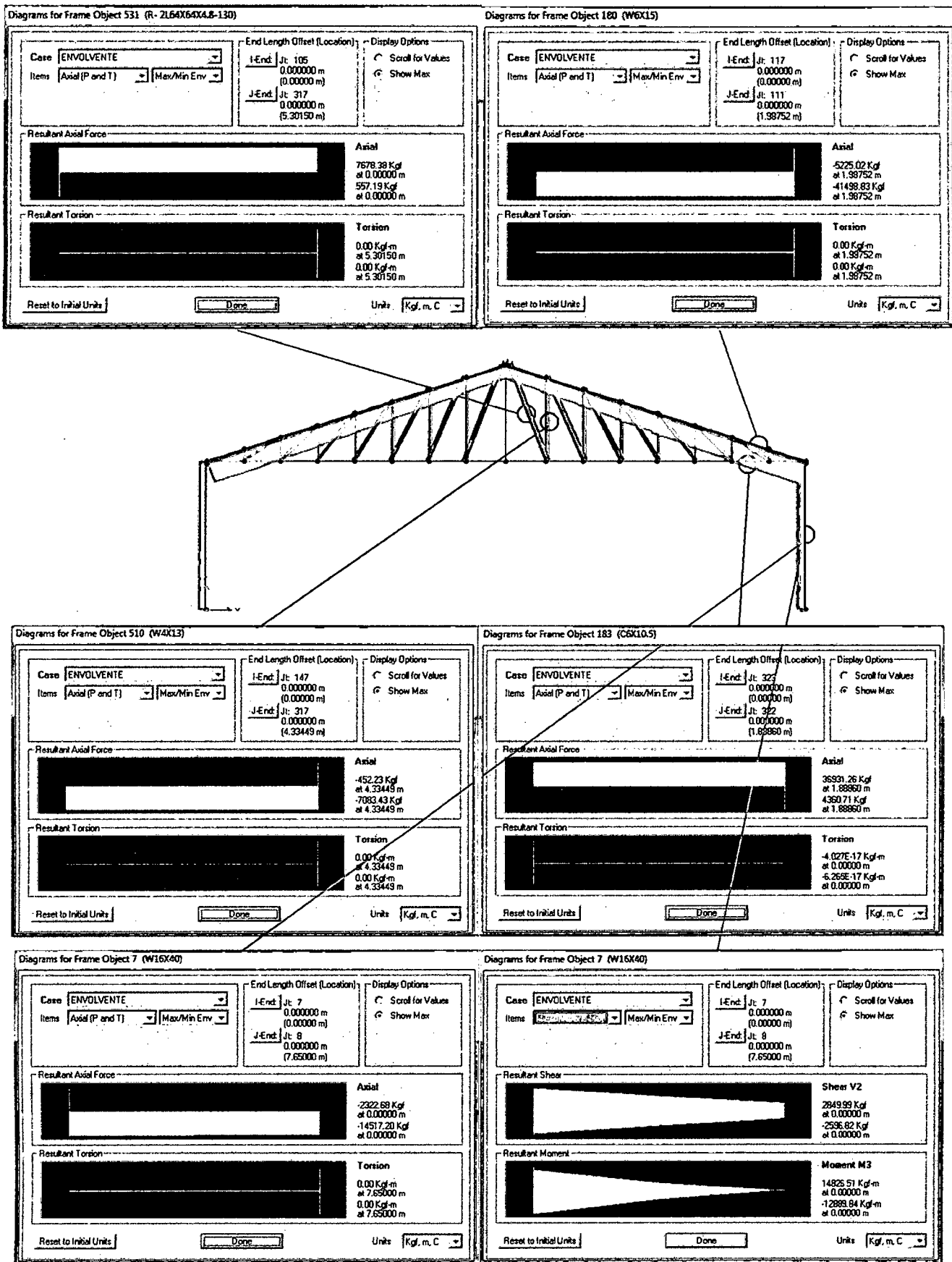


Figura 4. 52: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales y Momentos del Pórtico 3-3 del Sistema II



Los largueros centrales de los ejes 3-4 son los que reciben carga crítica, y para el sistema I consta de polines espaciales por lo que únicamente es necesaria la fuerza axial, mientras que para los demás sistemas se considera el axial y el momento para efectos de diseño.

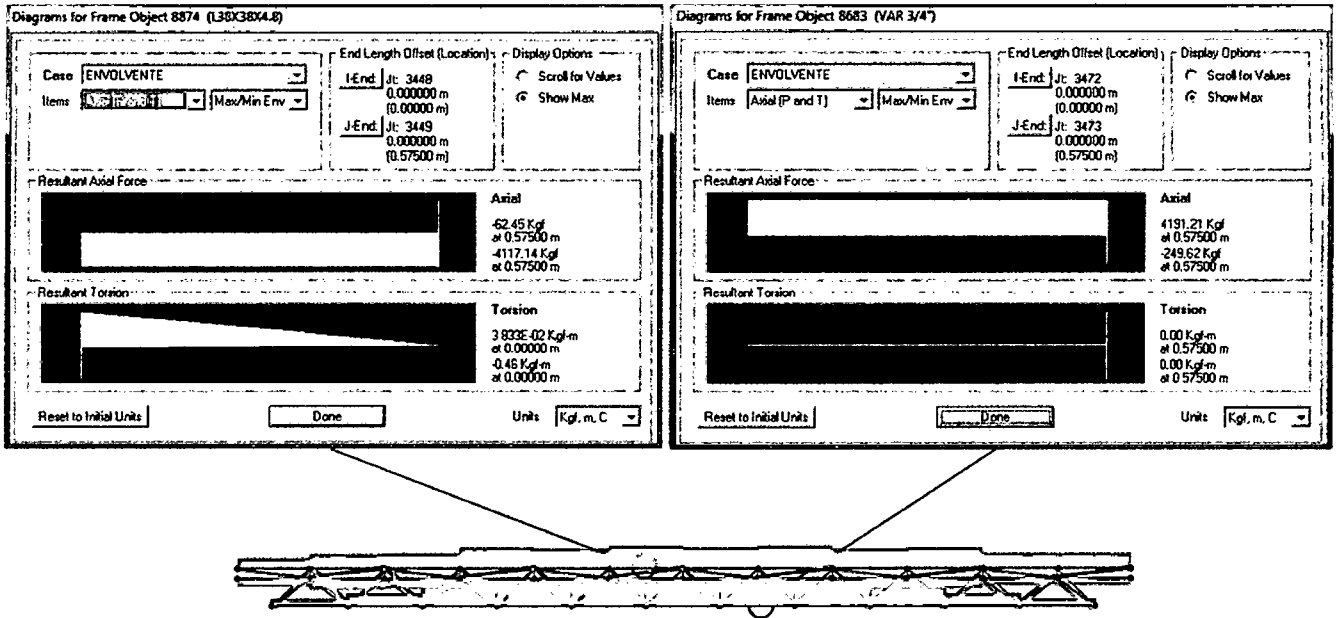


Figura 4. 53: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales del Polín P-1 del Sistema I

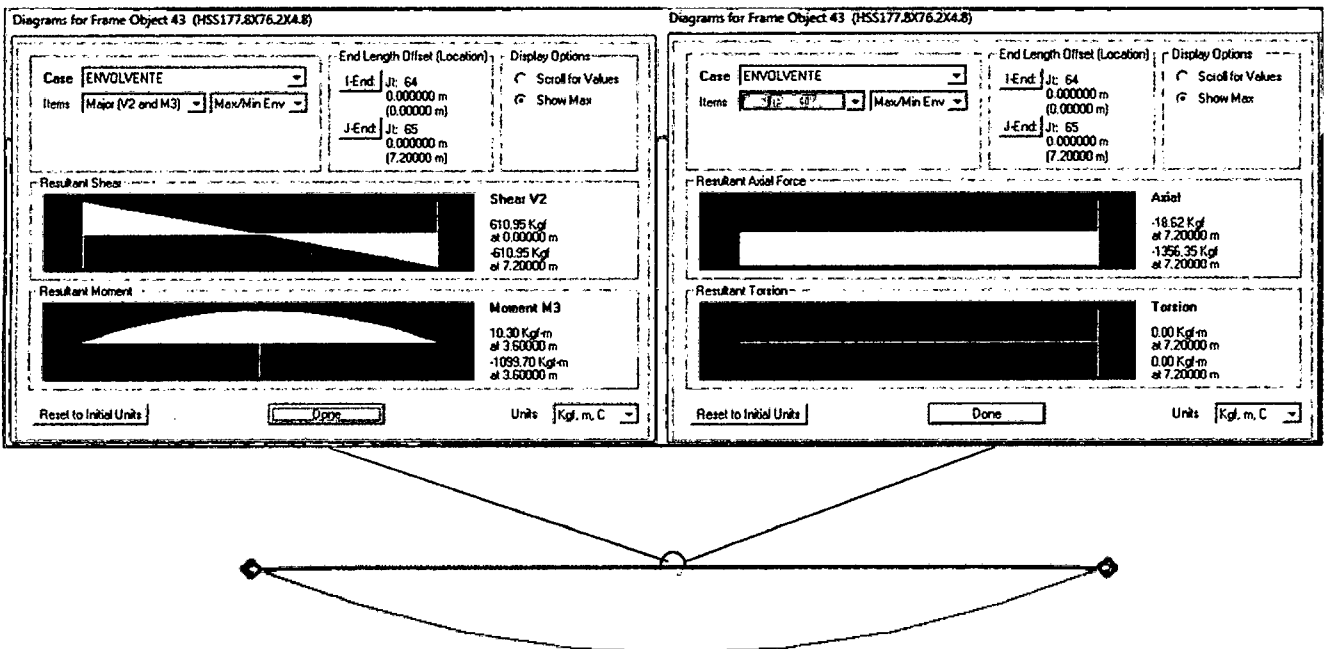


Figura 4. 54: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales y Momentos del Larguero P-1 del Sistema II

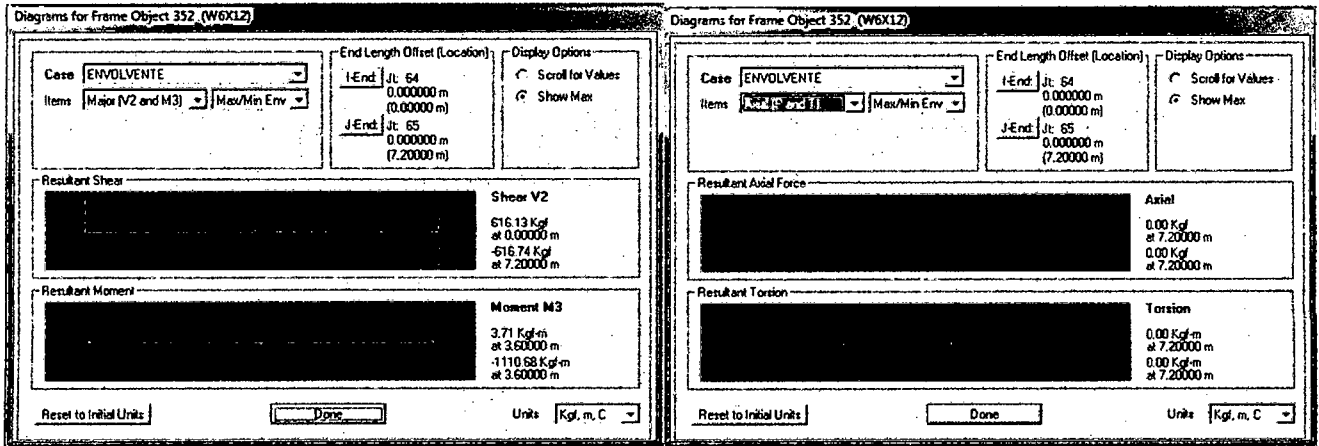


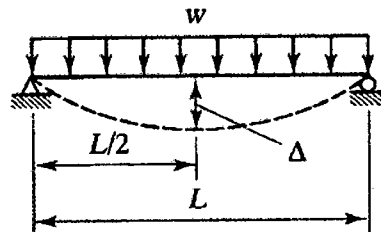
Figura 4. 55: Diagrama Envolvente de Fuerzas Axiales y Momentos del Larguero P-1 del Sistema III

- DESPLAZAMIENTOS CRÍTICOS EN ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS.** Se hará el control de flecha según los criterios recomendados en el capítulo II (Estado de límites por servicio) cuyos ratios se presentan a continuación:

Cuadro 4. 24: Deformaciones Máximas debido a Cargas de Servicio.

DESCRIPCIÓN	DEFORMACIÓN MAX. VIVA	DEFORMACIÓN MAX. MUERTA + VIVA	DEFORMACIÓN MAX. NIEVE O VIENTO
Miembros de techo que no soportan cielorraso	L/180	L/120	L/180

La deformación vertical para el caso común de vigas de alma llena (sistema II y III) con cargadas uniformes y simplemente apoyadas se calcula con la fórmula:



$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \dots \text{Ecuación 4.1}$$



El control de deformación vertical se aplicará a los miembros estructurales primarios y secundarios más críticos, como lo son los que están dentro de los ejes 3-3 o 3-4. Con las combinaciones de carga de servicio vistas anteriormente. Se compara el cálculo manual para la carga viva en techo (L_r) con los resultados del software de dos largueros principales (sistema II y III) con deformación crítica.

Procedimiento Manual

- ❖ Sistema II - Larguero 43
(HSS177.8x76.2x4.8)

$$w = 61.2 \text{ kg/m}$$

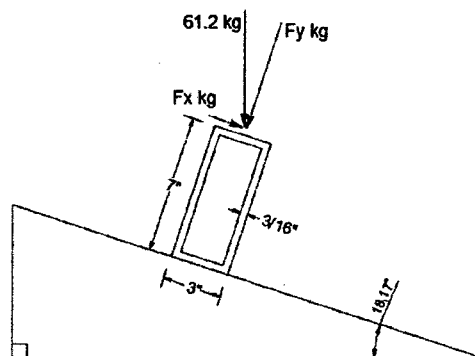
$$E = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$r_{33} = 6.234 \text{ cm}$$

$$r_{22} = 3.207 \text{ cm}$$

$$L = 7.2 \text{ m} - 0.0762 \text{ m} = 7.1238 \text{ m}$$



$$I = A \cdot r^2 \dots \text{Ecuacion 2.51}$$

$$I_{33} = 21.2 \cdot 6.234^2 \quad ; \quad I_{22} = 21.2 \cdot 3.207^2$$

$$I_{33} = 823.9 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{22} = 218.0 \text{ cm}^4$$

$$F_x = 61.2 \cdot \text{sen}(18.17^\circ) = 19.08 \text{ kg/m}$$

$$F_y = 61.2 \cdot \text{cos}(18.17^\circ) = 58.15 \text{ kg/m}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \dots \text{Ecuación 4.1}$$

$$\Delta_{22} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.1908 \cdot 712.38^4}{2100000 \cdot 218}$$

$$\Delta_{22} = 1.398 \text{ cm}$$

$$\Delta_{33} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.5815 \cdot 712.38^4}{2100000 \cdot 823.9}$$

$$\Delta_{33} = 1.127 \text{ cm}$$

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} = \sqrt{1.398^2 + 1.127^2}$$

$$\Delta = 1.796 \text{ cm}$$



❖ Sistema III - Larguero 352 (W6"x12)

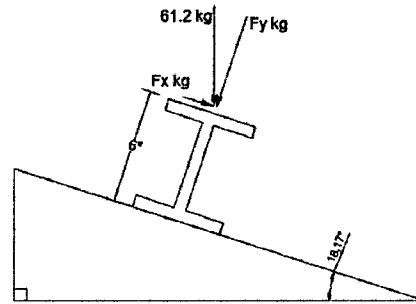
$$w = 61.2 \text{ kg/m}$$

$$E = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A = 28.58 \text{ cm}^2$$

$$r_{33} = 6.510 \text{ cm}$$

$$r_{22} = 3.684 \text{ cm}$$



$$L = 7.2 \text{ m} - 0.1024 \text{ m} = 7.0976 \text{ m}$$

$$I = A \cdot r^2 \dots \text{Ecuacion 2.51}$$

$$I_{33} = 22.9 \cdot 6.337^2 \quad ; \quad I_{22} = 22.9 \cdot 2.331^2$$

$$I_{33} = 1211.22 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{22} = 387.88 \text{ cm}^4$$

$$F_x = 61.2 \cdot \text{sen}(18.17^\circ) = 19.08 \text{ kg/m}$$

$$F_y = 61.2 \cdot \text{cos}(18.17^\circ) = 58.15 \text{ kg/m}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \dots \text{Ecuación 4.1}$$

$$\Delta_{22} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.1908 \cdot 709.76^4}{2100000 \cdot 387.88}$$

$$\Delta_{22} = 0.774 \text{ cm}$$

$$\Delta_{33} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.5815 \cdot 709.76^4}{2100000 \cdot 1211.22}$$

$$\Delta_{33} = 0.755 \text{ cm}$$

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} = \sqrt{0.774^2 + 0.755^2}$$

$$\Delta = 1.081 \text{ cm}$$

Procedimiento con Software

Los largueros calculados manualmente se evalúan según su desplazamiento relativo (respecto a su apoyo) con el programa Sap2000 y solo para la carga viva en techo (Lr). Ver siguientes figuras:

Desplazamiento del apoyo : Δ_{apoyo}

Desplazamiento absoluto del larguero : $\Delta_{abs.larg.}$

Desplazamiento del larguero : $\Delta = \Delta_{abs.larg.} - \Delta_{apoyo}$

Pt Obj: 27
 Pt Elm: 27
 U1 = -.000003535
 U2 = -.0127
 U3 = -.0708
 R1 = .0000004106
 R2 = -.0000001948
 R3 = .0000002357

Pt Obj: 11
 Pt Elm: 11
 U1 = .00004763
 U2 = 0
 U3 = -.0512
 R1 = -.000000004725
 R2 = .00003
 R3 = 0

Pt Obj: 105
 Pt Elm: 105
 U1 = .0000001567
 U2 = -.00003041
 U3 = -.0217
 R1 = -.00004
 R2 = .000000005758
 R3 = .000000009797

Pt Obj: 175
 Pt Elm: 175
 U1 = .0000001594
 U2 = -.0066
 U3 = -.0345
 R1 = .00004
 R2 = .000000005758
 R3 = .000000009797

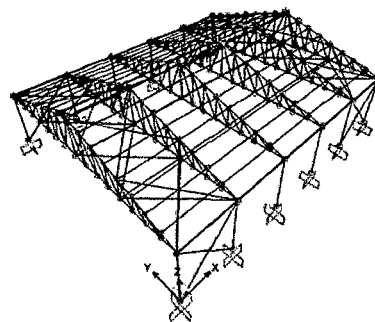
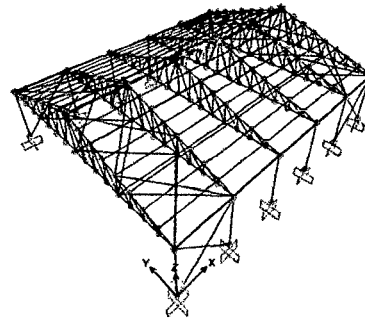
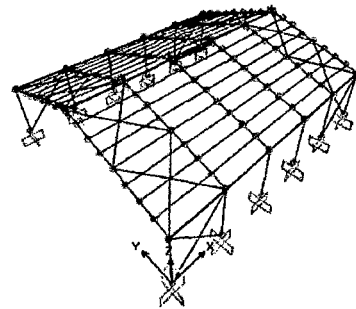
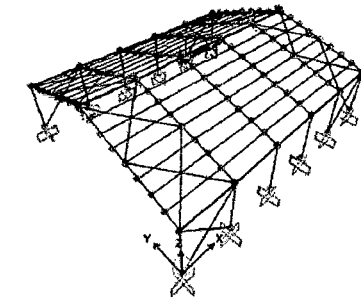


Figura 4. 56: Deformación Vertical de Largueros P-1 ante Carga Viva en Techo (Lr)

❖ Sistema II - Larguero 43 (HSS177.8x76.2x4.8)

$$\Delta_{apoyo} = 0.0512 \text{ m}$$

$$\Delta_{abs.larg.} = 0.0708 \text{ m}$$



$$\Delta = \Delta_{abs.larg.} - \Delta_{apoyo}$$

$$\Delta = 0.0708 - 0.0512 = 0.0196 \text{ m}$$

$$\Delta = 1.96 \text{ cm}$$

❖ Sistema III - Larguero 43 (W6"x12)

$$\Delta_{apoyo} = 0.0217 \text{ m}$$

$$\Delta_{abs.larg.} = 0.0345 \text{ m}$$

$$\Delta = \Delta_{abs.larg.} - \Delta_{apoyo}$$

$$\Delta = 0.0345 - 0.0217 = 0.0128 \text{ m}$$

$$\Delta = 1.28 \text{ cm}$$

Cuadro 4. 25: Deformación Máxima del Larguero 46 debido a la carga Lr.

LARGUERO 43	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Δ (cm) PARA Lr		DEFORMACIÓN MÁXIMA VIVA L/180 (cm)
	CALCULO MANUAL	SAP2000	
(SISTEMA II) HSS177.8x76.2x4.8	1.796	1.960	4.00
(SISTEMA III) W6"x12	1.081	1.28	4.00

El Cuadro 4.28 permite validar los resultados del software, por consiguiente los siguientes resultados de los demás miembros estructurales se evaluarán con el programa Sap2000 y se chequeará su desplazamiento máximo vertical con el cuadro 3.14 (*limites sugeridos por código internacional de la construcción ICC*): por lo que el Cuadro 4.29 resume los perfiles que componen cada elemento de cada sistema.

Cuadro 4. 26: Componentes Estructurales en cada Elemento

SISTEMA	VP-1	VP-2	VP-3	P-1
	VIGA EN ARCO	VIGA ESPACIAL	VIGA ESPACIAL	POLÍN ESPACIAL
SISTEMA I	L51X51X4.8+L32X32X4.8 +L25X25X3.2+Var1/4"	L19X19X3.2+Var1/4"	L76X76X7.9+ L25X25X3.2+ L19X19X3.2+ Var1/4"	L38X38X4.8 + L19X19X3.2 Var3/4"+Var3/8"
SISTEMA II	VIGA TUBULAR	VIGA TUBULAR	---	LARGUERO TUBULAR
	HSS406.4X304.8X12.7	HSS177.8X76.2X4.8		HSS177.8x76.2x4.8
SISTEMA III	ARMADURA PRATT	VIGA DEL ALMA LLENA	---	LARGUERO DE ALMA LLENA
	W6"X12+ 2LX64X64X4.8+ C6X8.2	W6"X15		W6"x12



Como se mencionó anteriormente los desplazamientos serán evaluados eligiendo los elementos o componentes más críticos de cada sistema y sometidos a los controles de deformación máxima, así como evaluar su respuesta de deformación ante cargas accidentales como son la de viento y sismo.

Cuadro 4. 27: Desplazamiento Vertical ante cargas de servicio, Criterio ICC.

ELEMENTO	SISTEMA	DESPLAZAMIENTO VERTICAL Δ (cm)			
		ICC			CONTROL
		L $L/180$	$D + L$ $L/120$	W $L/180$	
VP-1	S - I	3.29	6.74	2.09	¡Cumple!
	S - II	5.58	13.81	3.76	¡Cumple!
	S - III	2.37	5.78	1.59	¡Cumple!
VP-2	S - I	0.02	0.03	0.00	¡Cumple!
	S - II	0.34	0.61	0.00	¡Cumple!
	S - III	1.21	1.78	0.02	¡Cumple!
VP-3	S - I	0.70	1.20	0.30	¡Cumple!
	S - II	-	-	-	-
	S - III	-	-	-	-
P-1	S - I	1.05	2.09	0.76	¡Cumple!
	S - II	1.97	4.13	1.09	¡Cumple!
	S - III	1.28	2.80	0.75	¡Cumple!

El Cuadro 4.27 representa el criterio de control de desplazamientos según el *código internacional de la construcción (ICC)*. Donde cada elemento cumple la condición máxima de deformación vertical, por lo que el criterio de diseño por Estados límite de Servicio no representa ningún problema para ningún sistema.

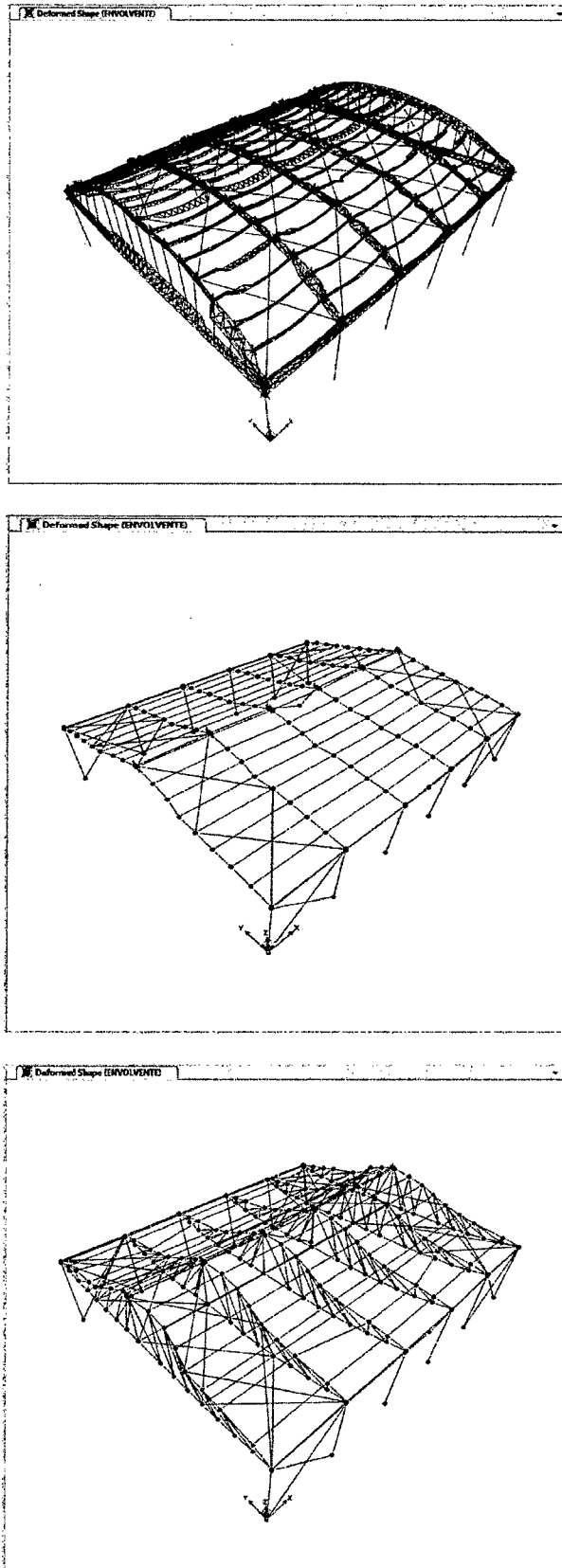


Figura 4. 57: Deformación Vertical ante Cargas de Servicio de cada Sistema



4.2.4. FASE DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Obtenidas las acciones internas de la fase de análisis se da paso a la fase de diseño que consta de la selección de elementos definitivos que cumplen con las especificaciones AISC y su método LRFD 2010. Los elementos que se seleccionarán serán los que cumplan con las condiciones de seguridad del presente método desarrollado a lo largo de la tesis profesional, principalmente el principio de: $R_u \leq \phi R_n$. Además de contener dimensiones óptimas y comerciales que servirán de base para futuros diseñadores.

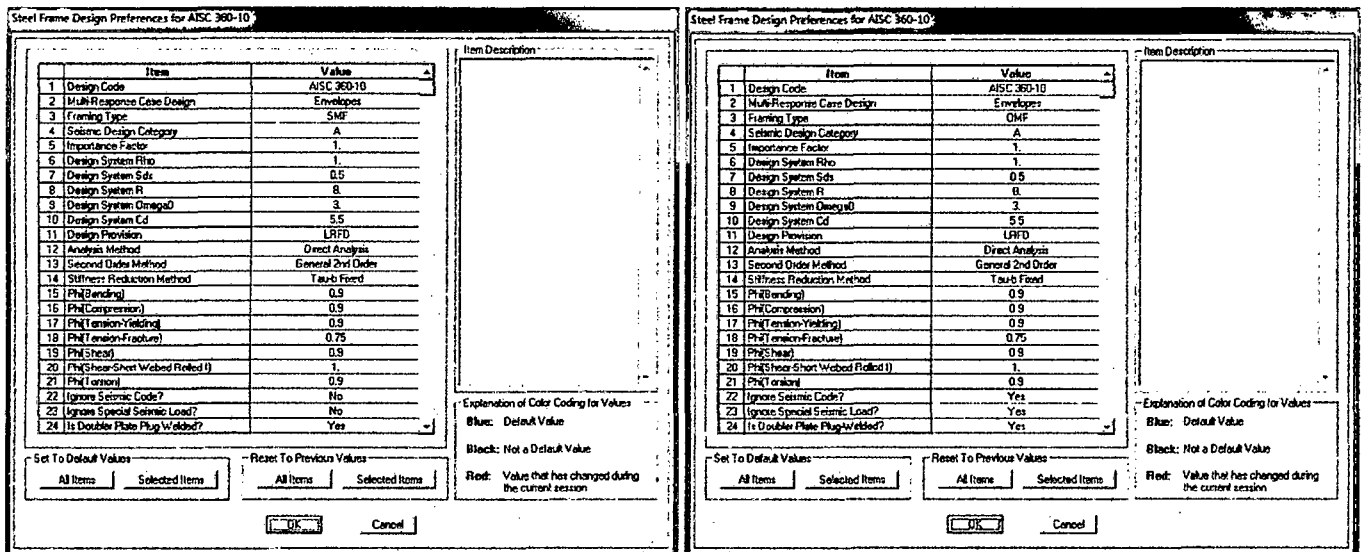


Figura 4. 58: selección del Código AISC 2010 – Método LRFD para elementos con consideraciones sísmicas (izquierda) y para elementos sin consideraciones sísmicas (derecha).

La Figura 4.55 muestra el cuadro de opciones que proporciona el software Sap2000, la versión 16 tiene incluido la norma AISC 2010 con su método LRFD donde se puede visualizar los coeficientes de diseño. Nótese que para el diseño se evaluará de acuerdo al nivel de Desempeño sísmo-resistente. Para los elementos primarios (*Special Moment Frames - SMF*) y para los elementos secundarios (*Ordinary Moment Frames –OMF*),

El diseño con las especificaciones **AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings** nos permite utilizar diversos sistemas estructurales de acuerdo a los requisitos de diseño y las limitaciones correspondientes para cada caso:

- **Special Moment Frame (SMF):** se espera que un “Marco Especial” tipo SMF desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación inelastica se da en vigas a través de la formación de rótulas (rotulas plásticas).



El sistema tipo "SMF" "Special Moment Frame" hace las siguientes verificaciones:

- a) Los perfiles para columnas y vigas deben ser Compactos Sísmicos.
 - b) Las vigas poseen adecuado Soporte Lateral. $L_b = 0.086r_y E / F_y$
 - c) El criterio Columna Fuerte-Viga Débil en cada junta.
 - d) Placas de refuerzo en la zona de panel.
 - e) La conexión viga-columna desarrolla una rotación debido al desplazamiento entre niveles de 0.04 radianes.
- **Intermediate Moment Frame (IMF):** se espera que un "Marco Intermedio" tipo IMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Las conexiones vigas-columnas que resisten cargas sísmicas deben satisfacer los requerimientos establecidos por el tipo "IMF" "Intermediate Moment Frame"
 - a) La conexión viga-columna desarrolla una rotación debido al desplazamiento entre niveles de 0.04 radianes.
 - **Ordinary Moment Frame (OMF):** se espera que un "Marco Común" tipo OMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño, respecto a la conexión viga-columna deben ser soldadas y/o apernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Permitted que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR).

La siguiente figura muestra los parámetros de longitud no arriostrada (*Unbraced Length Ratios*) necesarios para dar a entender al software que los largueros poseen un coeficiente expresado en % de 0.5 para la longitud no arriostrada en su eje menor (asumiendo que existe un elemento no modelado de arriostramiento en la mitad del larguero) y 0.5 para el pandeo flexo-torsional, así mismo para las cruces de san andrés: 0.5 para la longitud no arriostrada en su eje mayor y 0.5 para el pando flexo-torsional (*Length Bending Torsional*).

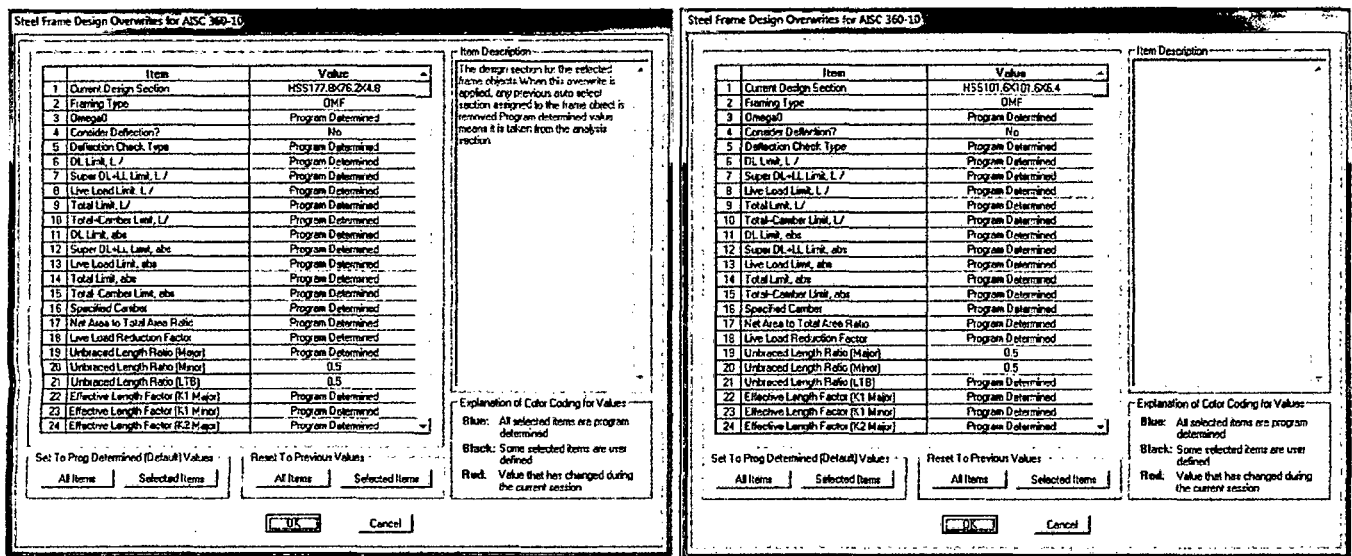


Figura 4. 59: Asignación de Factores de Longitud efectiva.

El programa sap2000 ofrece detallar si los elementos frame poseen arriostramientos no modelables y necesarios para evitar el pandeo en el eje principal o menor para consideraciones de diseño, incluso se puede especificar si el arriostramiento es para evitar la torsión o efectos combinados de flexo-torsión.

- **Unbraced Length Ratios (Major):** representa el factor de longitud efectiva sin soporte lateral (arriostre) para pandeo sobre el eje principal o eje mayor. Siendo expresada en % la longitud arriostrada no modelada que será multiplicada por la longitud del elemento sin arriostre; el valor 0 especifica que el programa lo calculará. Para secciones simétricas el pandeo sobre el eje mayor debido a la flexión es alrededor del local axes 3 . Para secciones unisimerricas como ángulos, doble ángulos, canales, etc. el pandeo sobre el eje mayor debido a la flexión es alrededor del eje principal de dicha sección con mayor momneto de inercia.
- **Unbraced Length Ratios (Minor):** representa el factor de pandeo alrededor del eje menor del elemento. Siendo expresada en % la longitud arriostrada no modelada que será multiplicada por la longitud del elemento sin arriostre; el valor 0 especifica que el programa lo calculará. Para secciones simétricas el pandeo sobre el eje menor debido a la flexión es alrededor del local axes 2 . Para secciones asimerricas como ángulos, doble ángulos, canales, etc. el pandeo sobre el eje menor debido a la flexión es alrededor del eje principal de dicha sección con mayor momneto de inercia.
- **Unbraced Length Ratios (LTB):** *Length Bending Torsional*, representa el factor de longitud no arriostrada para pandeo flexo-torsional debido a la compresión axial. Siendo



expresada en % la longitud arriostrada no modelada que será multiplicada por la longitud del elemento sin arrioste es decir la longitud total.

Después de la elección del código AISC-2010 Método LRFD y los parámetros evaluados para cada caso de elemento a diseñar, se procede a introducir las combinaciones de carga según nuestra norma E.090, y la "Envolvente" principal Estática por ser la de mayor incidencia en la fase de análisis de fuerzas internas.

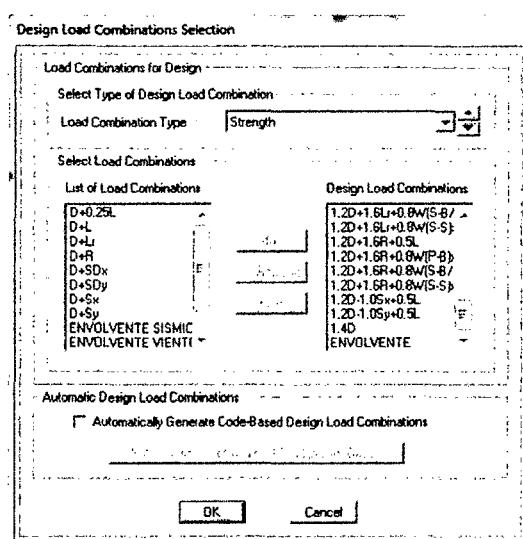


Figura 4. 60: Asignación Combinaciones de Carga para Diseño.

- A. DISEÑO DE ELEMENTOS DE TECHO.** Los miembros diseñados serán los más críticos de cada sistema el diseño por computadora será según especificaciones AISC-2010, Método LRFD. Y con una comprobación manual del diseño del componente más crítico de los principales elementos.



SISTEMA I

DISEÑO CON SAP2000 (frame 14258)

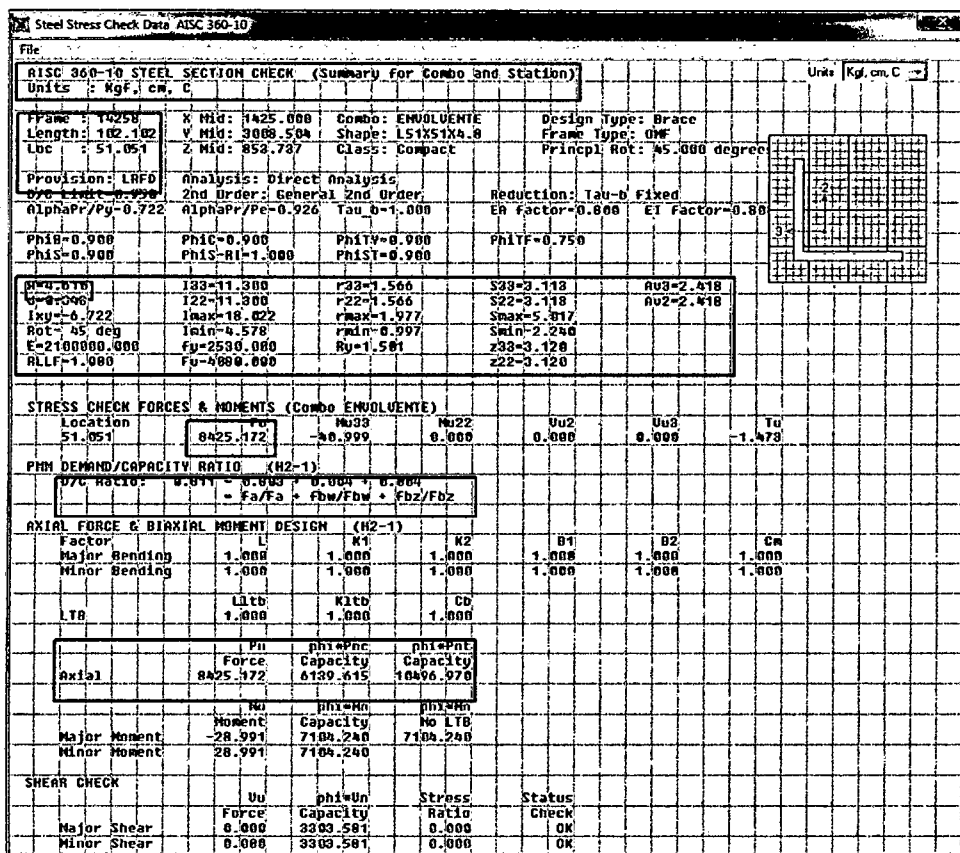
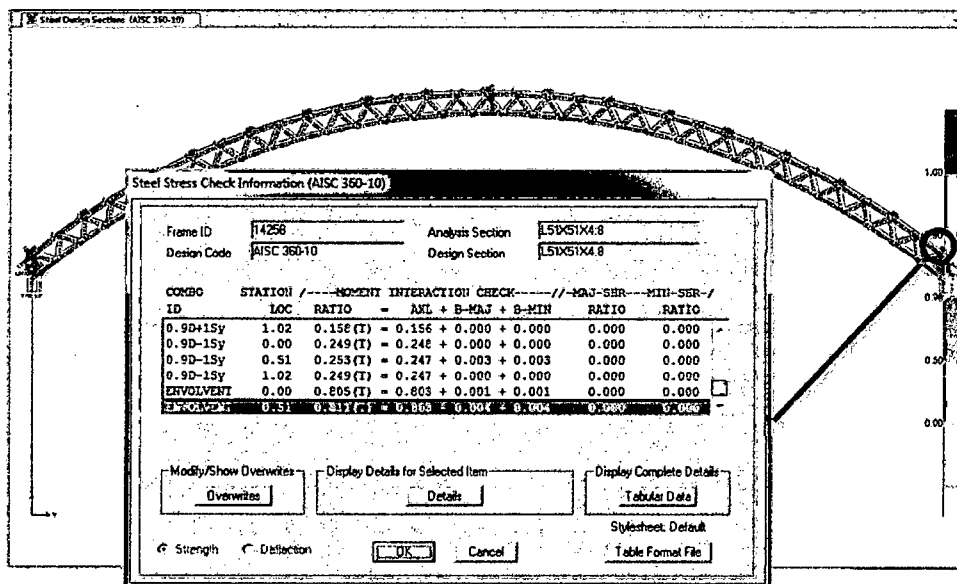


Figura 4. 61: Diseño del Frame 14258 (Sistema I) con software Sap2000 v16.

DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Tracción del punto 2.13.2.3,



teniendo en cuenta que se plantea utilizar ángulos simples con alas iguales conectadas por completo al miembro adyacente, el diseño se realiza según la sección D2 y D3 de dicho código:

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad ; \quad \phi_t = 0.90$$

- Utilizando el área bruta del componente para fluencia en tracción:

$$P_n = F_y A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 1)}$$

$$A_g = P_u / (0.90 F_y)$$

$$P_u = 8425.172 \text{ kg}$$

$$A_g = 8425.172 \text{ kg} / (0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_g = 3.70 \text{ cm}^2$$

- Utilizando el área efectiva del componente para ruptura en tracción de conexión:

$$P_n = F_u A_e \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 2)}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

$$A_e = P_u / (0.75 F_u)$$

$$P_u = 8425.172 \text{ kg}$$

$$A_e = 8425.172 \text{ kg} / (0.75 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_e = 2.75 \text{ cm}^2 \dots \text{ (a)}$$

- En la sección B4 del AISC-2010 especifica: para secciones sin perforaciones el área neta es igual al área bruta:

$$A_n = A_g \quad \dots \text{ (I)}$$

$$A_e = U * A_n \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D3 - 1)}$$

- Reemplazando (I) en la ecuación (D3 - 1):

$$A_e = U * A_g \quad \dots \text{ (II)}$$

- Según la sección D3.1 establece que: "Para secciones transversales abiertas, tales como secciones W, M, S, C o HP, WTs, STs, ángulos simples y dobles, el factor de corte diferido "U" no requiere ser menor que la razón entre el área bruta del elemento conectado y el



área bruta del elemento. Esta disposición no se aplica en secciones cerradas, tales como HSS, ni en planchas" por lo que considerando el caso más desfavorable que solo una ala del ángulo L sometida a tracción el factor de corte diferido U será:

$$A_{gc}/A_g \leq U \leq 0.9$$

$$0.5 \leq U \leq 0.9$$

Donde:

U = Factor de reducción o factor de corte diferido (*shear lag*).

A_{gc} = Área bruta conectada, cm². [in²].

A_g = Área bruta del elemento, cm². [in²].

Se asume un valor intermedio para el factor de corte diferido:

$$U = 0.7 \dots (b)$$

➤ Reemplazando (a) y (b) en (II) se tiene:

$$A_g = 2.75 \text{ cm}^2 / 0.7$$

$$A_g = 3.93 \text{ cm}^2$$

Tomándose el mayor valor para la sección bruta del componente (Frame 14258), es decir $A_g = 3.93 \text{ cm}^2$. Según las tablas de perfiles "L" del "Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para Obras Civiles" (CIRSOC)

Designación del perfil	Designación Comercial	Dimensiones		Radios de acuerdo		Relación	Ag	Peso	Distancias al centro de gravedad			X - X = Y - Y		
		b	t	r	r ₁				ex=ey	w	v ₁	ix=iy	Sx=Sy	rx=ry
		mm	mm	mm	mm	$\frac{b}{t}$	cm ²	Kg/m	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 16x 16 x 3.2"	L 5/8 x 5/8 x 1/8	15,9	3,2	4	2	5,0	0,94	0,74	0,50	1,13	0,71	0,20	0,18	0,46
L 19 x 19 x 3,2"	L 3/4 x 3/4 x 1/8	19	3,2	4	2	5,9	1,13	0,89	0,58	1,34	0,82	0,35	0,26	0,55
L 22 x 22 x 3,2"	L 7/8 x 7/8 x 1/8	22,2	3,2	4	2	6,9	1,32	1,04	0,65	1,56	0,92	0,56	0,36	0,65
L 25 x 25 x 3,2"	L 1 x 1 x 1/8	25,4	3,2			7,9	1,51	1,19	0,73	1,77	1,03	0,84	0,48	0,75
x 4,8"	x 3/16	25,4	4,8	4	2	5,3	2,19	1,72	0,79	1,77	1,11	1,17	0,68	0,73
x 6,4"	x 1/4	25,4	6,4			4,0	2,81	2,2	0,85	1,77	1,19	1,44	0,87	0,72
L 29 x 29 x 3,2"	L 1 1/8 x 1 1/8 x 1/8	28,6	3,2	5	2,5	8,9	1,55	1,3	0,77	1,91	1,09	1,06	0,55	0,80
L 32 x 32 x 3,2"	L 1 1/4 x 1 1/4 x 1/8	31,7	3,2			9,9	1,97	1,55	0,89	2,26	1,26	1,83	0,79	0,96
x 4,8"	x 3/16	31,7	4,8	5	2,5	6,6	2,97	2,25	0,96	2,26	1,35	2,58	1,15	0,95
x 6,4"	x 1/4	31,7	6,4			5,0	3,71	2,91	1,02	2,26	1,44	3,24	1,49	0,93
L 38 x 38 x 3,2"	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	38,1	3,2			11,9	2,97	1,86	1,03	2,69	1,46	3,11	1,12	1,15
x 4,8"	x 3/16	38,1	4,8	6	3	7,9	3,86	2,71	1,10	2,69	1,56	4,45	1,65	1,13
x 6,4"	x 1/4	38,1	6,4			6,0	4,89	3,53	1,17	2,69	1,65	5,63	2,14	1,12
L 45 x 45 x 3,2"	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/8	44,4	3,2			13,9	2,99	2,22	1,19	3,18	1,68	5,24	1,58	1,36
x 4,8"	x 3/16	44,4	4,8	7	3,5	9,3	4,14	3,25	1,27	3,18	1,79	7,57	2,34	1,35
x 6,4"	x 1/4	44,4	6,4			6,9	5,40	4,24	1,34	3,18	1,88	9,67	3,06	1,34



➤ Por último se chequea la relación de esbeltez L/r :

$$\lambda_c = \frac{L}{r} \leq 300 \dots [\text{AISC} - 2010, \text{D1}]$$

$$\lambda_c = \frac{102.102 \text{ cm}}{1.35 \text{ cm}} = 75.63 \leq 300 \dots \text{¡Cumple!}$$

➤ Por lo que se elige la sección:

L 45 x 45 x 4.8

DISEÑO TRACCIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	4.61	2530	L 51 x 51 x 4.8	L 2 x 2 x 3/16
MANUAL	3.93	2530	L 45 x 45 x 4.8	L 1 3/4 x 1 3/4 x 3/16



DISEÑO CON SAP2000 (frame 14274)

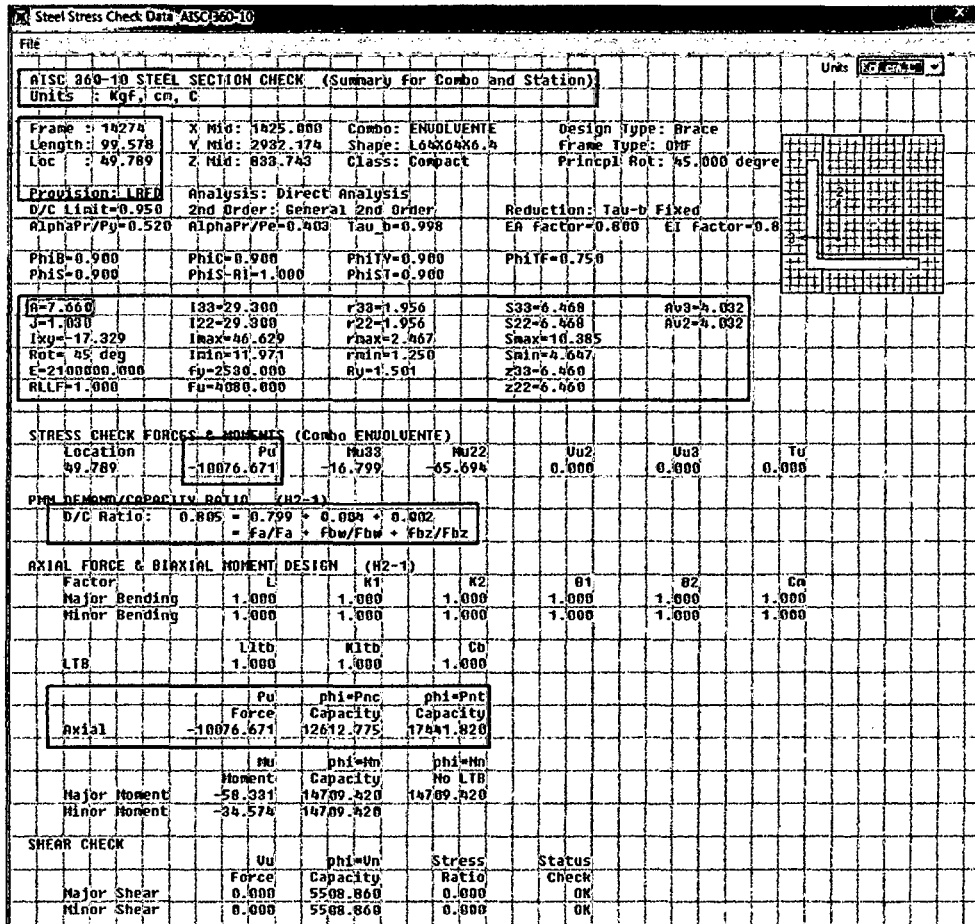
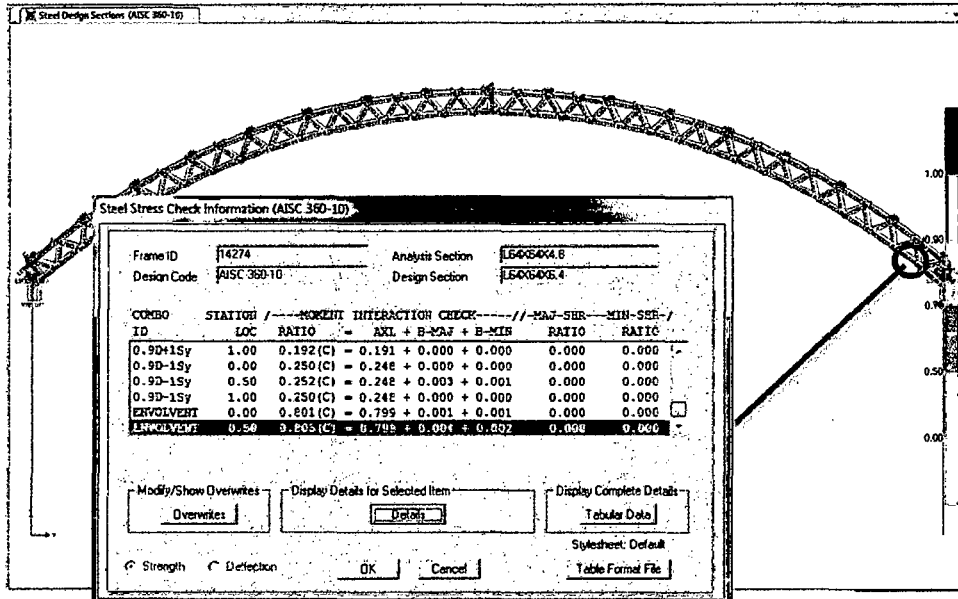


Figura 4. 62: Diseño del Frame 14274 (Sistema I) con software Sap2000 v16.

DISEÑO MANUAL

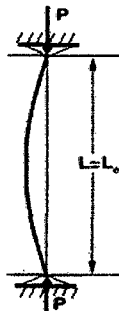
Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a compresión del punto 2.13.3.10, teniendo en cuenta que se plantea utilizar ángulos simples con alas iguales conectadas por completo al miembro adyacente, el diseño se realiza según la sección D2 y D3 de dicho código:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo que el Sap2000 diseño para corroborar resultados. L64X64X6.4

De acuerdo al cuadro 2.6 considerando un miembro articulado en sus dos extremos se tiene que $K=1$ entonces:



- Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 99.578 \text{ cm}^2$$

$$A = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{min} = 1.250 \text{ cm} \text{ (Radio mínimo del perfil L64X64X6.4 inclinado } 45^\circ)$$

$$\frac{b}{t} = 9.9 \quad \text{(Razón ancho-espesor para el perfil L64X64X6.4 ver tabla de anexos)}$$

$$K = 1$$

- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad, considerando el perfil L como un elemento no atiesado.



$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$... Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos)

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 12.96$$

$$\frac{b}{t} = 9.9 < \lambda_r = 12.96 \quad \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{KxL}{r} \quad \dots \quad (2.50)$$

$$\lambda_c = 79.66 \leq 200 \quad \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 79.66 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \quad \dots \text{ ¡ Caso Inelástico !}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E3 - 2) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \dots \text{ Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(79.66)^2} = 3265.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{2530/3265.78} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 1829.36 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90 \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 1829.36 \cdot 7.87 \rightarrow P_u = 12611.63 \text{ kg}$$



$$P_u = 12611.63 \text{ kg} > 10076.67 \text{ kg} \dots \text{ ¡Cumple!}$$

- Como se puede observar la resistencia última del perfil L64X64X6.4 es suficiente para la sollicitación de carga por lo que seleccionamos el mismo perfil que el software.

DISEÑO COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	7.66	2530	L 64 x 64 x 4.8	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16
MANUAL	7.66	2530	L 64 x 64 x 4.8	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16

NOTA: El Diseño para compresión en ángulos con una sola ala se realiza según las secciones E3 y E5 de las especificaciones AISC -2010. Cabe mencionar que el manual LRFD proporciona tablas para evitar los procesos largos de cálculo obteniendo los factores $\phi_c F_{cr}$ a partir de la relación de esbeltez, el esfuerzo de fluencia y el coeficiente ϕ_c . (Ver Anexo 5).



DISEÑO CON SAP2000 (frame 8874)

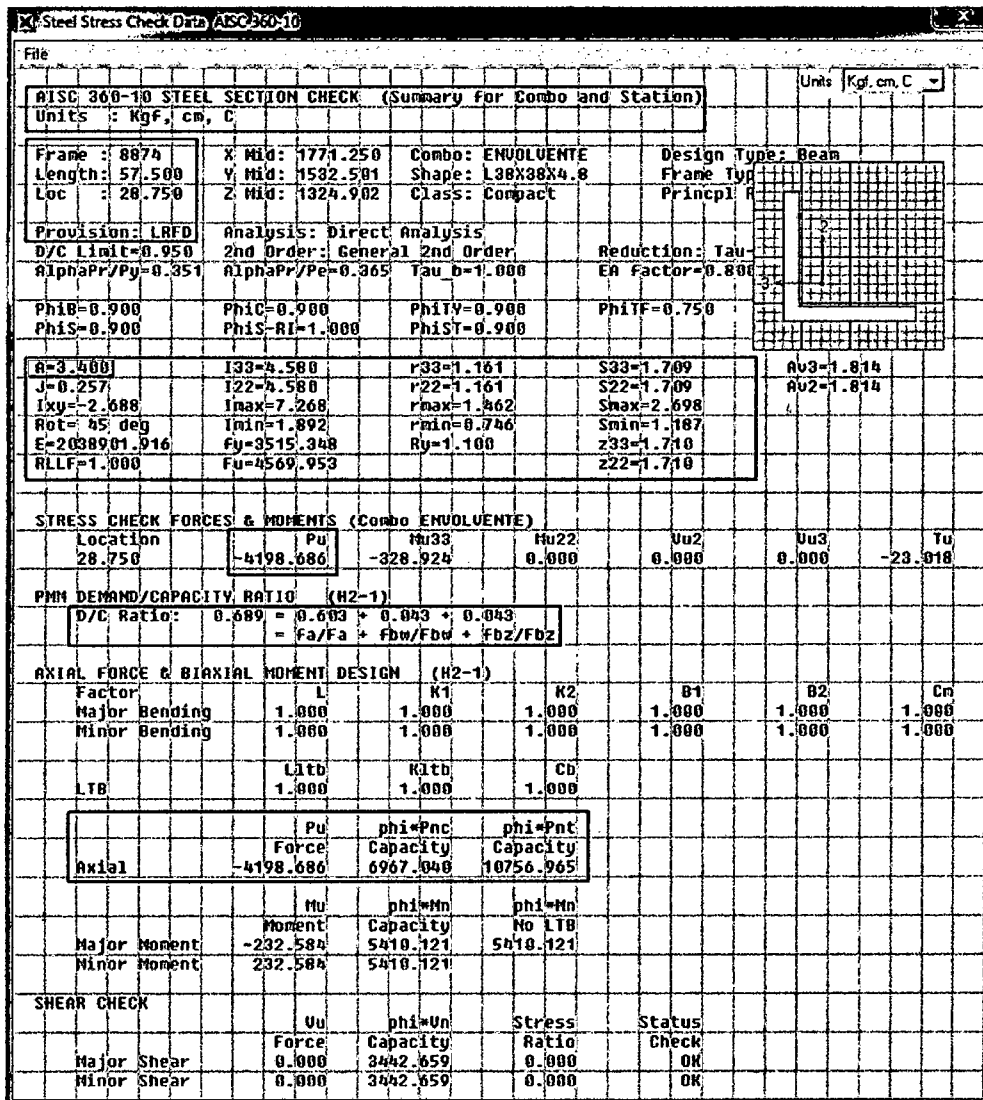
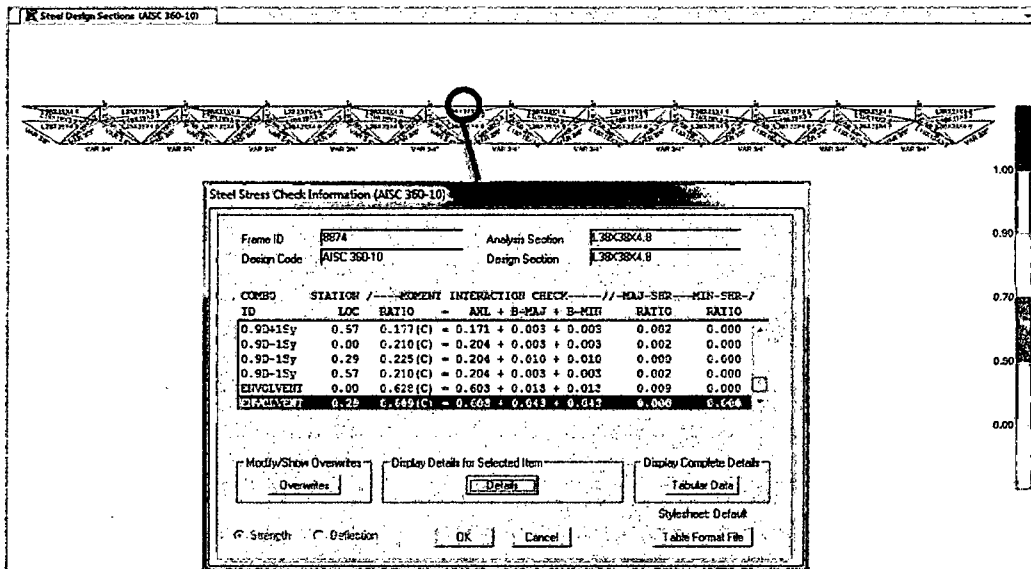


Figura 4. 63: Diseño del Frame 8874 (Sistema I) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a compresión del punto 2.13.3.10, teniendo en cuenta que se plantea utilizar ángulos simples con alas iguales conectadas por completo al miembro adyacente, el diseño se realiza según la sección D2 y D3 de dicho código:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo elegido por el programa Sap2000. L38X38X4.8. Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 57.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.4 \text{ cm}^2$$

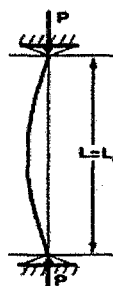
$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1$$

$$r_{min} = 0.746 \text{ cm} \text{ (Radio mínimo del perfil L38X38X4.8 inclinado } 45^\circ \text{)}$$

$$\frac{b}{t} = 7.9 \quad \text{(Razón ancho-espesor para el perfil L38X38X4.8 ver tabla de anexos)}$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad, considerando el perfil L como un elemento no atiesado.

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \text{ (TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos)}$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 12.96$$

$$\frac{b}{t} = 7.9 < \lambda_r = 12.96 \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$

La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).



- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{K \cdot L}{r} \dots (2.50)$$

$$\lambda_c = 77.08 \leq 200 \dots \text{¡Cumple!}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 77.08 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \dots \text{¡Caso Inelástico!}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2)} ;$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(77.08)^2} = 3488.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{2530/3488.47} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow F_{cr} = 1867.62 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g ; \phi_c = 0.90 \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 1867.62 \cdot 3.4 \rightarrow P_u = 5714.92 \text{ kg}$$

$$P_u = 5714.92 \text{ kg} > 4198.686 \text{ kg} \dots \text{¡Cumple!}$$

- Como se puede observar la resistencia última del perfil L38X38X4.8 es suficiente para la sollicitación de carga por lo que seleccionamos el mismo perfil que el software.

DISEÑO COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	3.40	2530	L 38 x 38 x 4.8	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16
MANUAL	3.40	2530	L 38 x 38 x 4.8	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16



DISEÑO CON SAP2000 (frame 8683)

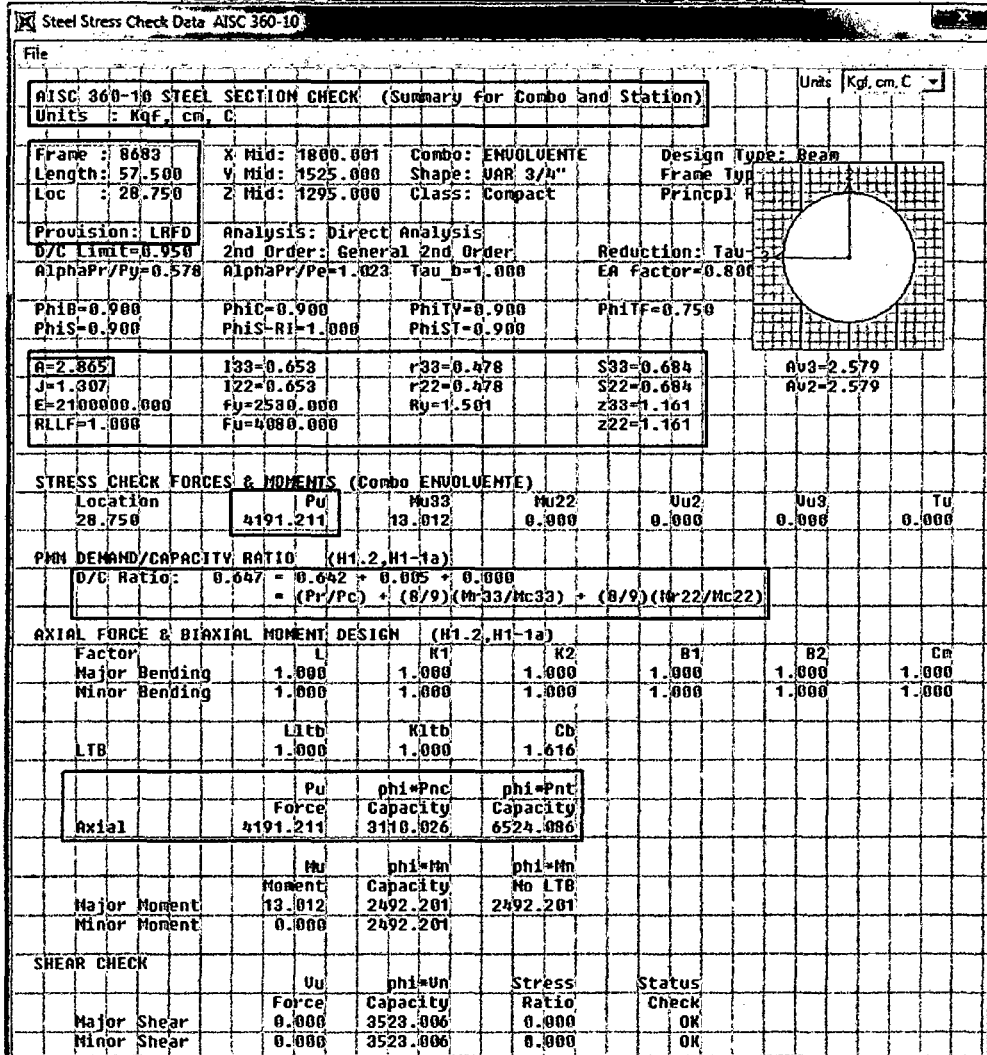
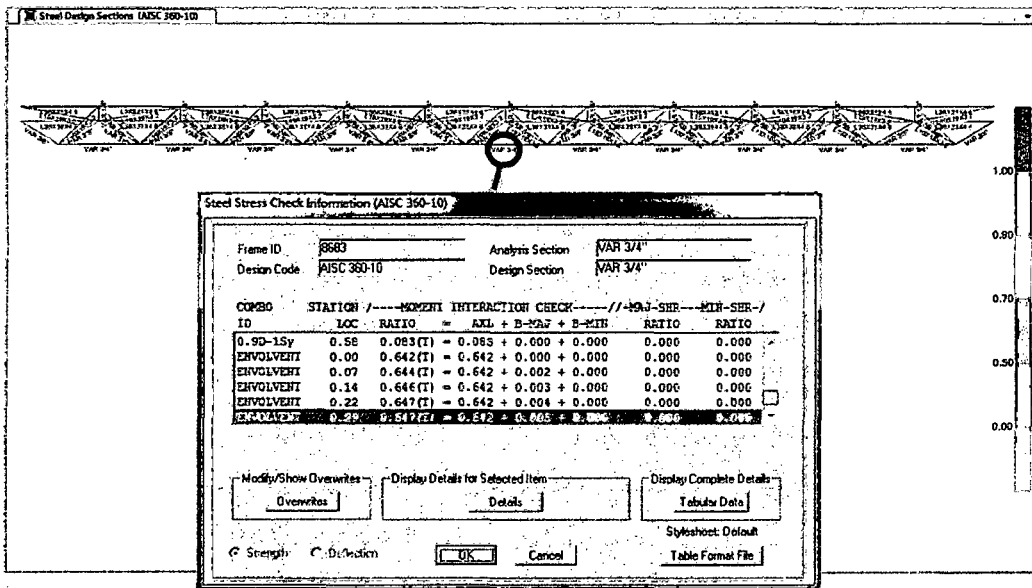


Figura 4. 64: Diseño del Frame 8683 (Sistema I) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Tracción del punto 2.13.2.3, teniendo en cuenta que para el Polín espacial la brida inferior consta de una varilla redonda de acero liso, el diseño se realiza según la sección D2 y D3 de dicho código:

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad ; \quad \phi_t = 0.90$$

- Utilizando el área bruta del componente para fluencia en tracción:

$$P_n = F_y A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 1)}$$

$$A_g = P_u / (0.90 F_y)$$

$$P_u = 4191.211 \text{ kg}$$

$$A_g = 4191.211 \text{ kg} / (0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_g = 1.84 \text{ cm}^2$$

- Utilizando el área efectiva del componente para ruptura en tracción de conexión:

$$P_n = F_u A_e \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 2)}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

$$A_e = P_u / (0.75 F_u)$$

$$P_u = 4191.211 \text{ kg}$$

$$A_e = 4191.211 \text{ kg} / (0.75 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_e = 1.37 \text{ cm}^2 \dots \text{ (a)}$$

- En la sección B4 del AISC-2010 especifica: para secciones sin perforaciones el área neta es igual al área bruta:

$$A_n = A_g \quad \dots \text{ (I)}$$

$$A_e = U * A_n \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D3 - 1)}$$

- Reemplazando (I) en la ecuación (D3 - 1):

$$A_e = U * A_g \quad \dots \text{ (II)}$$

- Según la TABLA D3.1 el factor de corte diferido "U" corresponde al caso 1 donde U=1.0:



$$U = 1.0 \dots (b)$$

➤ Reemplazando (a) y (b) en (II) se tiene:

$$A_g = 1.37 \text{ cm}^2 / 1.0$$

$$A_g = 1.37 \text{ cm}^2$$

Tomándose el mayor valor para la sección bruta del componente (Frame 8683), es decir

$A_g = 1.37 \text{ cm}^2$. según el cuadro 4.7:

VARILLAS DE ACERO ESTRUCTURAL A-36					
NUMERO	DIÁMETRO		PESO (kg/m)	ÁREA (cm ²)	PERÍMETRO (cm)
Barra	Pulg.	cm.			
# 2	1/4"	0.64	0.2483	0.32	1.99
# 3	3/8"	0.95	0.5586	0.71	2.99
# 4	1/2"	1.27	0.9931	1.27	3.99
# 5	5/8"	1.59	1.5518	1.98	4.99
# 6	3/4"	1.91	2.2346	2.85	5.98
# 7	7/8"	2.22	3.0415	3.88	6.98
# 8	1"	2.54	3.9726	5.07	7.98
# 9	1 1/8"	2.86	5.0278	6.41	8.98
# 10	1 1/4"	3.18	6.2072	7.92	9.97

Cuadro 4. 7: Perfiles comerciales

➤ Por último se chequea la relación de esbeltez L/r:

$$\lambda_c = \frac{L}{r} \leq 300 \dots [\text{AISC} - 2010, \text{D1}]$$

$$\lambda_c = \frac{57.5 \text{ cm}}{0.478 \text{ cm}} = 120.29 \leq 300 \dots \text{¡ Cumple !}$$

➤ Por lo que se elige la sección:

L 45 x 45 x 4.8

DISEÑO TRACCIÓN	ÁREA (cm ²)	$f_y \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	2.865	2530	-	Var 3/4"
MANUAL	1.98	2530	-	Var 5/8"



SISTEMA II

DISEÑO CON SAP2000 (frame 9)

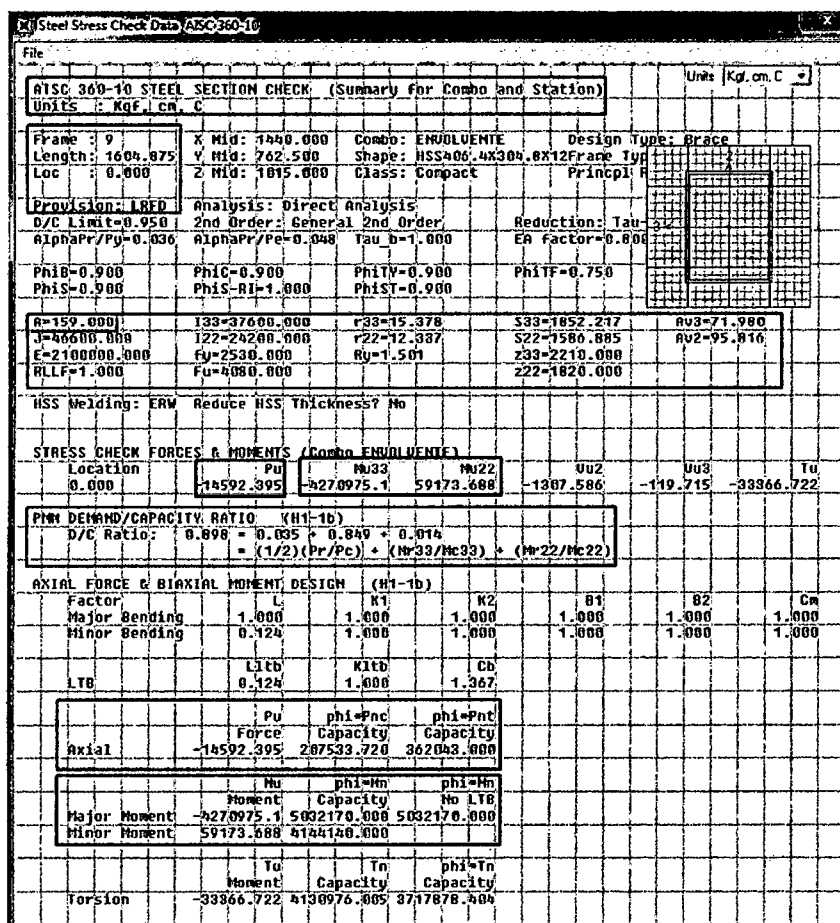
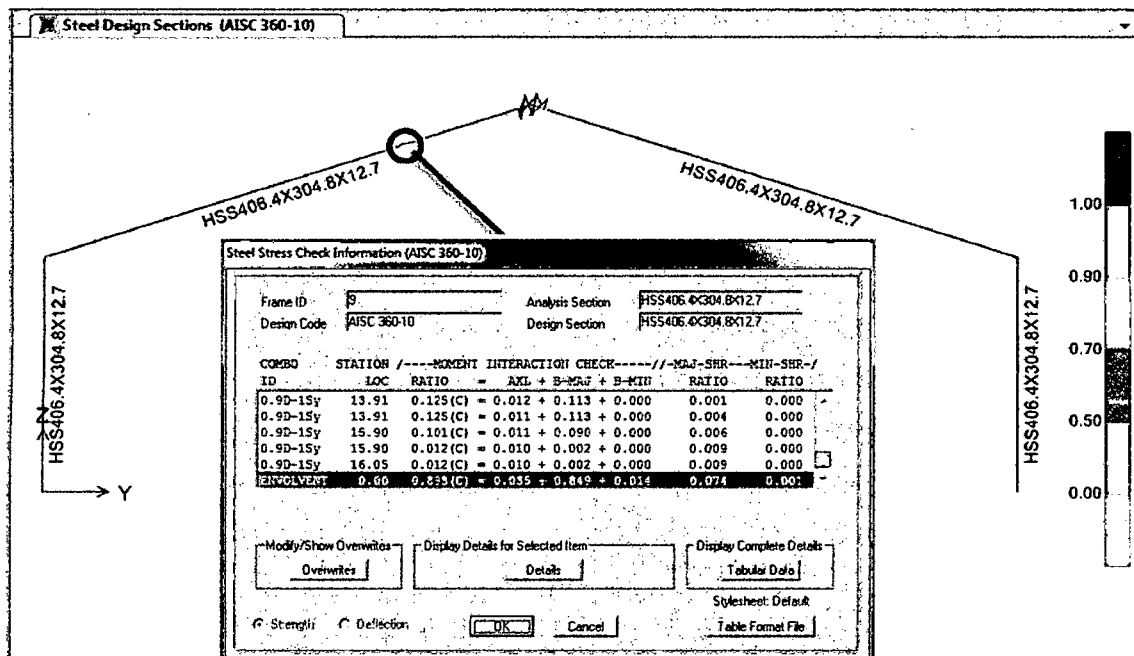


Figura 4. 65: Diseño del Frame 9 (Sistema II) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Compresión de la sección 2.13.2.3, y flexión de la sección 2.14.4.8 teniendo en cuenta que el elemento está sometido a fuerzas de flexo-compresión por lo que también se diseñará de acuerdo a la sección 2.14.6:

Por Compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 – 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo elegido por el programa Sap2000. HSS406.4X304.0X12.7 Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 1604.875 \text{ cm}$$

$$A = 159 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.0$$

$$r_{min} = 15.378 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 32.4$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad.

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \quad (\text{TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos})$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 40.32$$

$$\frac{b}{t} = 23.85 < \lambda_r = 40.32 \quad \dots \quad ; \text{Cumple !}$$



La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{KxL}{r} \quad \dots \quad (2.50)$$

$$\lambda_c = 104.36 \leq 200 \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 104.36 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \quad \dots \quad \text{¡ Caso Inelastico !}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(104.36)^2} = 1902.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{2530/1902.88} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 1450.24 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90 \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 1450.24 \cdot 159 \quad \rightarrow \quad P_u = 207529.35 \text{ kg}$$

$$P_u = 207529.35 \text{ kg} > 14592.39 \text{ kg} \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$

$$P_u = P_c = 207529.35 \text{ kg}$$

Por Flexión:

$$M_r \leq \phi_b M_n \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$



- La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

$L_b = 1604.875 \text{ cm}$	$\phi_b = 0.9$
$A = 159 \text{ cm}^2$	$Z_{33} = 2210 \text{ cm}^3$
$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$Z_{22} = 1820 \text{ cm}^3$
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	$S_{33} = 1852.217 \text{ cm}^3$
$K = 1.0$	$S_{22} = 1586.885 \text{ cm}^3$
$r_{min} = 15.378 \text{ cm}$	$t = 1.18 \text{ cm}$
$\frac{b}{t} = 23.85$	$\frac{h}{t_w} = 32.4$

En torno al eje 3-3 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \dots \text{ (Ecuación F7-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 2210$$

$$M_n = 5591300.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 5591300 - (5591300 - 2530 \cdot 1852.217) \left(3.57 * 23.85 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 6536918.29 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$



$$M_n = 5591300 - (5591300 - 2530 \cdot 1852.217) \left(0.305 * 32.4 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 5948849.481 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.

$$M_n = 5591300.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 0.90 \cdot 5591300.00$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 5032170.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

En torno al eje 2-2 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \dots \text{ (Ecuación F7-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 1820$$

$$M_n = 4604600.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 4604600 - (4604600 - 2530 \cdot 1586.885) \left(3.57 * 23.85 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 5220721.53 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 4604600 - (4604600 - 2530 \cdot 1586.885) \left(0.305 * 32.4 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 4837562.85 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.



$$M_n = 4604600 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 0.90 * 4604600$$

$$\phi_b M_n = M_{c22} = 4144140.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Por Flexo-Compresión:

- De acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b:

- Resistencias Requeridas (Obtenidas del Sap2000).

$$P_r = 14592.395 \text{ kg}$$

$$M_{r33} = 4270975.10 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{r22} = 59173.688 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Resistencias Disponibles (Calculo Manual).

$$P_c = 207529.35 \text{ kg}$$

$$M_{c33} = 5032170.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{c22} = 4144140.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Relación P_r/P_c :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{14592.395}{207529.35} = 0.07 < 0.2$$

- De acuerdo a la relación P_r/P_c se procede con la ecuación siguiente:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots (\text{Ecuación H1 - 1b})$$

$$\frac{14592.395}{2(207529.35)} + \left(\frac{4270975.10}{5032170.00} + \frac{59173.688}{4144140.00} \right) \leq 1.0$$

$$0.035 + (0.849 + 0.014) \leq 1.0$$

$$0.898 \leq 1.0 \dots \text{¡ Cumple !}$$

DISEÑO FLEJO-COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	RANGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	159.0	2530	0.898	HSS406.4X304.0X12.7	HSS16X12X1/2
MANUAL	159.0	2530	0.898	HSS406.4X304.0X12.7	HSS16X12X1/2



DISEÑO CON SAP2000 (frame 7)

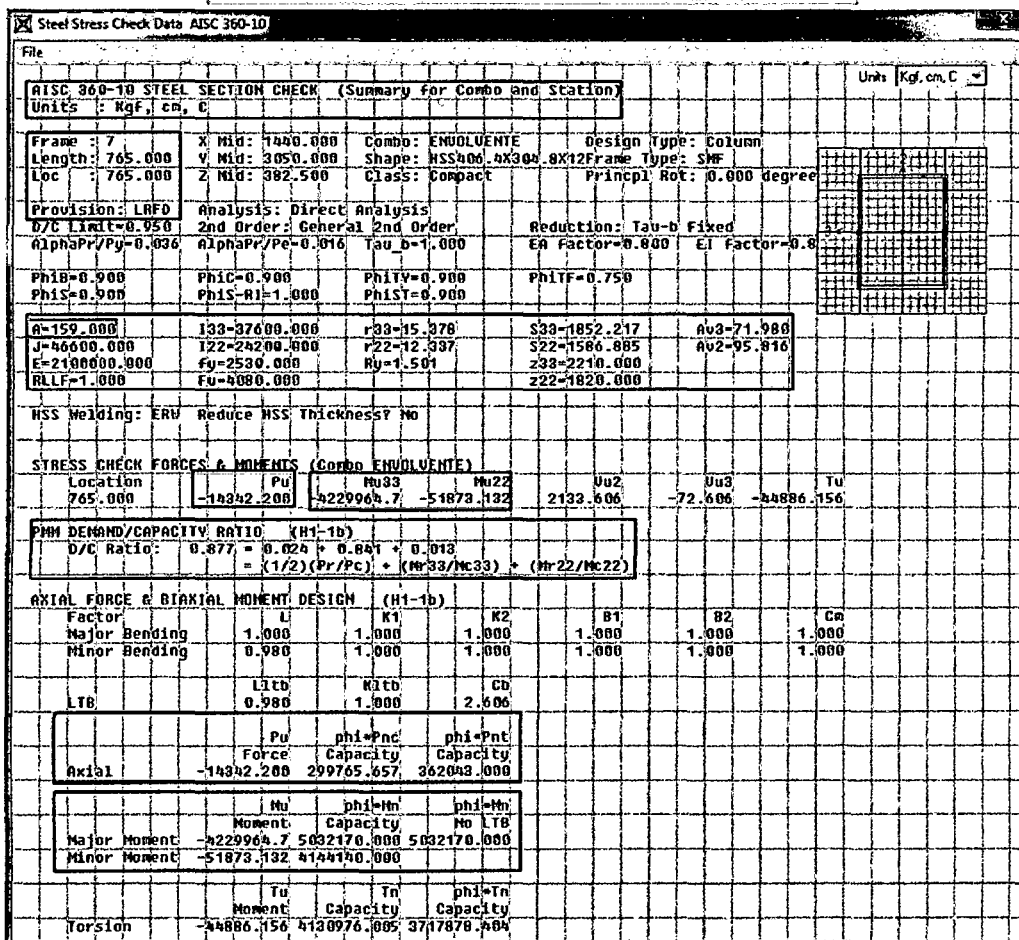
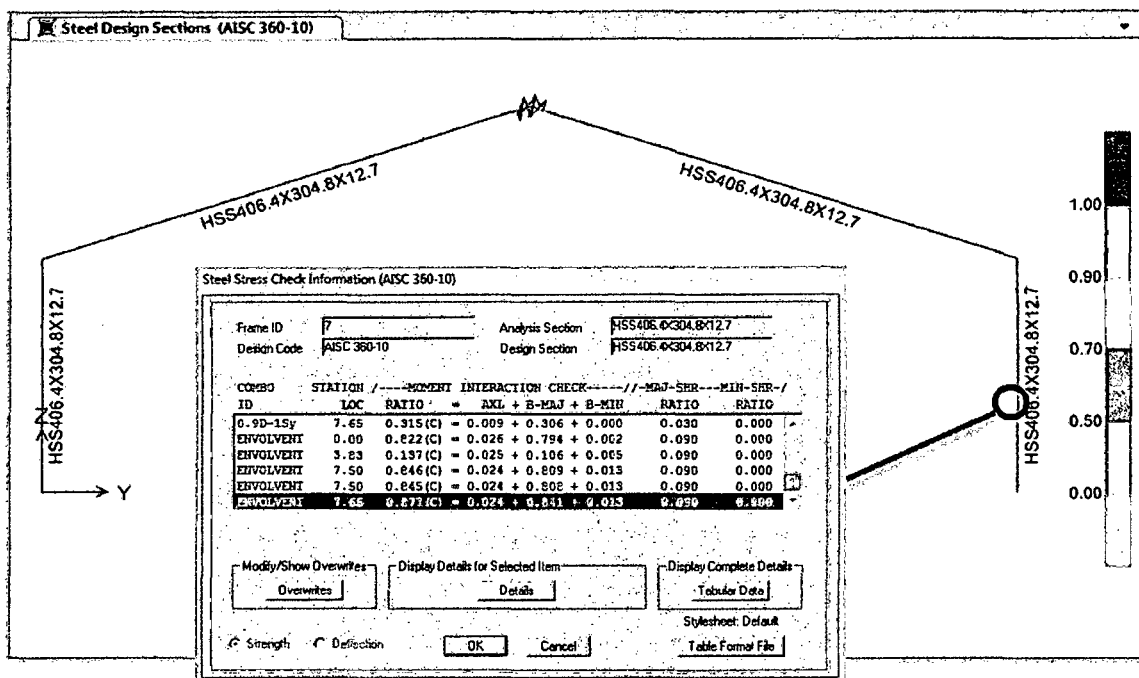


Figura 4. 66: Diseño del Frame 7 (Sistema II) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Compresión de la sección 2.13.2.3, y flexión de la sección 2.14.4.8 teniendo en cuenta que el elemento está sometido a fuerzas de flexo-compresión por lo que también se diseñará de acuerdo a la sección 2.14.6:

Por Compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 – 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo elegido por el programa Sap2000. HSS406.4X304.0X12.7 Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 765 \text{ cm}$$

$$A = 159 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.0$$

$$r_{min} = 12.337 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 32.4$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad.

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \quad (\text{TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos})$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 40.32$$

$$\frac{b}{t} = 23.85 < \lambda_r = 40.32 \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$



La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{KxL}{r} \dots (2.50)$$

$$\lambda_c = 62.01 \leq 200 \dots \text{¡Cumple!}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 62.01 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \dots \text{¡Caso Inelástico!}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(62.01)^2} = 5390.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{2530/5390.01} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow F_{cr} = 2078.73 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g ; \phi_c = 0.90 \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 2078.73 \cdot 159 \rightarrow P_u = 207529.35 \text{ kg}$$

$$P_u = 297466.32 \text{ kg} > 14592.39 \text{ kg} \dots \text{¡Cumple!}$$

$$P_u = P_c = 297466.32 \text{ kg}$$

Por Flexión:

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_c = 0.90$$



- La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

$L_b = 765 \text{ cm}$	$\phi_b = 0.9$
$A = 159 \text{ cm}^2$	$Z_{33} = 2210 \text{ cm}^3$
$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$Z_{22} = 1820 \text{ cm}^3$
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	$S_{33} = 1852.217 \text{ cm}^3$
$K = 1.0$	$S_{22} = 1586.885 \text{ cm}^3$
$r_{min} = 12.337 \text{ cm}$	$t = 1.18 \text{ cm}$
$\frac{b}{t} = 23.85$	$\frac{h}{t_w} = 32.4$

En torno al eje 3-3 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \dots \text{ (Ecuación F7-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 2210$$

$$M_n = 5591300.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 5591300 - (5591300 - 2530 \cdot 1852.217) \left(3.57 * 23.85 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 6536918.29 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$



$$M_n = 5591300 - (5591300 - 2530 \cdot 1852.217) \left(0.305 * 32.4 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 5948849.481 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.

$$M_n = 5591300.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 0.90 \cdot 5591300.00$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 5032170.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

En torno al eje 2-2 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \dots \text{ (Ecuación F7-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 1820$$

$$M_n = 4604600.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 4604600 - (4604600 - 2530 \cdot 1586.885) \left(3.57 * 23.85 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 5220721.53 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F7-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 4604600 - (4604600 - 2530 \cdot 1586.885) \left(0.305 * 32.4 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 4837562.85 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.

$$M_n = 4604600 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$



$$\phi_b M_n = 0.90 * 4604600$$

$$\phi_b M_n = M_{c22} = 4144140.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Por Flexo-Compresión:

- De acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b:
- Resistencias Requeridas (Obtenidas del Sap2000).

$$P_r = 14342.20 \text{ kg}$$

$$M_{r33} = 4229964.70 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{r22} = 51873.13 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Resistencias Disponibles (Calculo Manual).

$$P_c = 297466.32 \text{ kg}$$

$$M_{c33} = 5032170.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{c22} = 4144140.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Relación P_r/P_c :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{14342.20}{297466.32} = 0.05 < 0.2$$

- De acuerdo a la relación P_r/P_c se procede con la ecuación siguiente:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{ (Ecuación H1 - 1b)}$$

$$\frac{14342.20}{2(2979466.32)} + \left(\frac{4229964.70}{5032170.00} + \frac{51873.13}{4144140.00} \right) \leq 1.0$$

$$0.024 + (0.841 + 0.013) \leq 1.0$$

$$0.877 \leq 1.0 \quad \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

DISEÑO FLEXO-COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	$f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	RANGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	159.0	2530	0.877	HSS406.4X304.0X12.7	HSS16X12X1/2
MANUAL	159.0	2530	0.877	HSS406.4X304.0X12.7	HSS16X12X1/2



DISEÑO CON SAP2000 (frame 43)

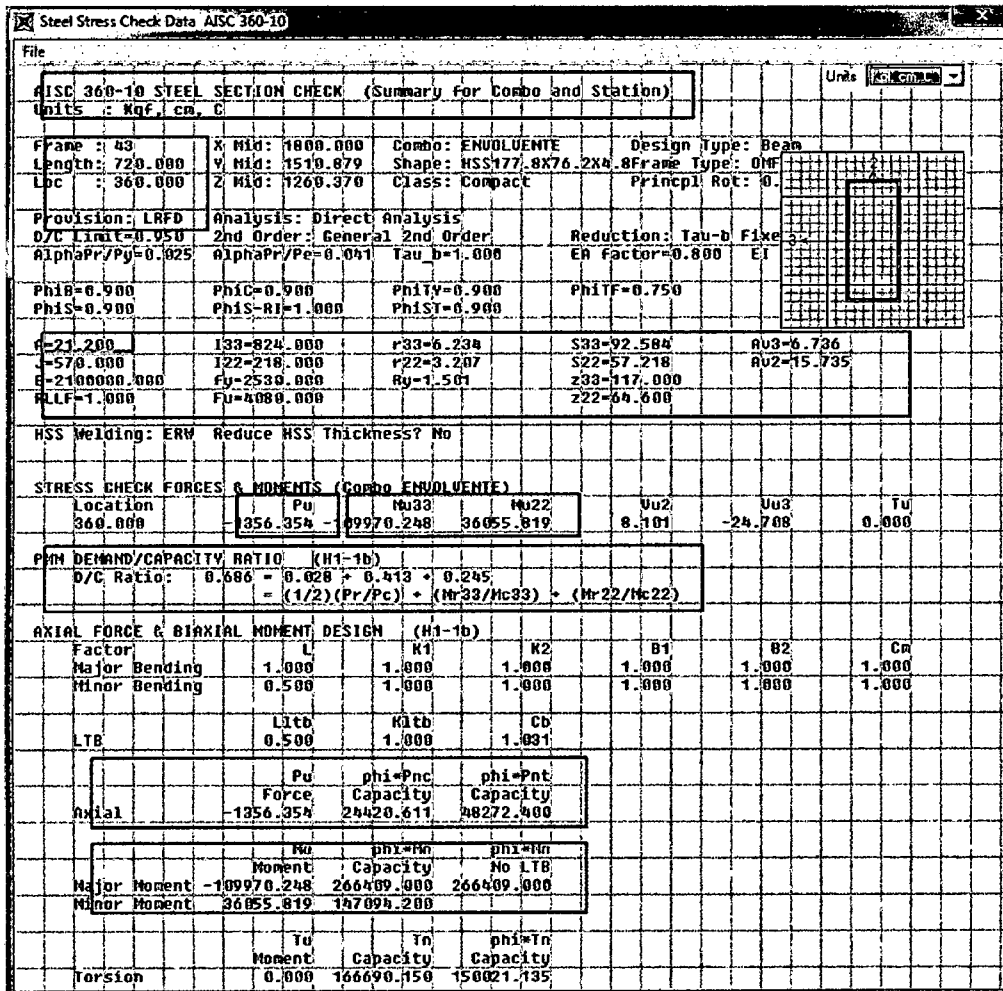
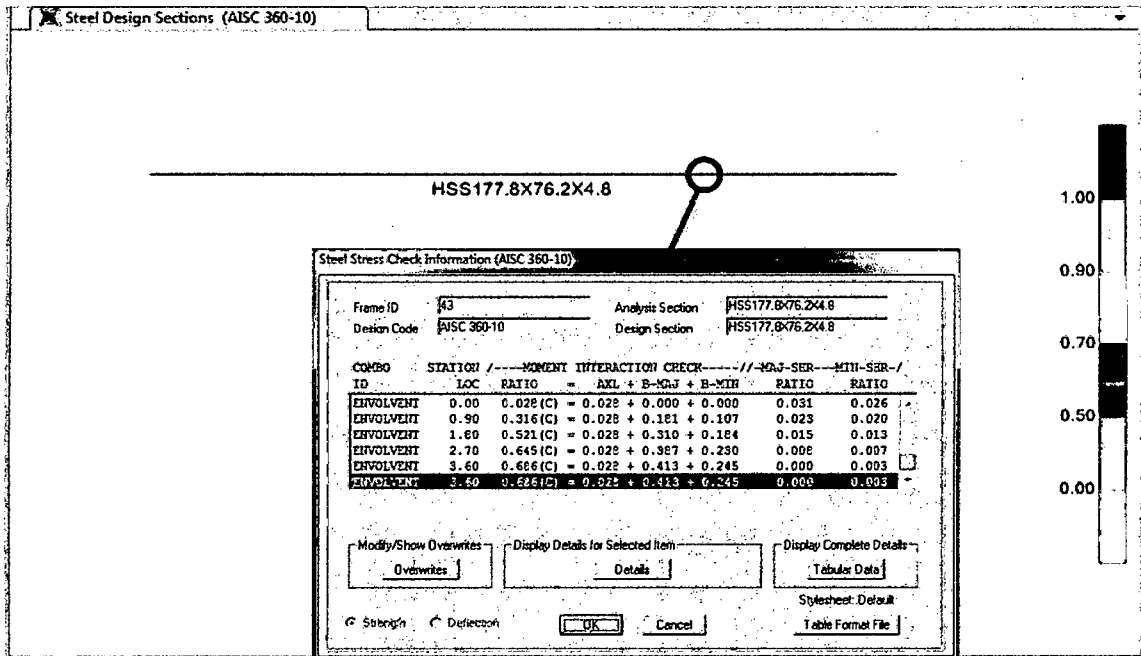


Figura 4. 67: Diseño del Frame 43 (Sistema II) con software Sap2000 v16.

DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Compresión de la sección 2.13.2.3, y flexión de la sección 2.14.4.8 teniendo en cuenta que el elemento está sometido a fuerzas de flexo-compresión por lo que también se diseñará de acuerdo a la sección 2.14.6:

Por Compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo elegido por el programa Sap2000. HSS177.8X76.2X4.8 Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$A = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.0$$

$$r_{min} = 6.234 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 15.24$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad.

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \quad (\text{TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos})$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 40.32$$

$$\frac{b}{t} = 15.24 < \lambda_r = 40.32 \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$



La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{KxL}{r} \dots (2.50)$$

$$\lambda_c = 115.50 \leq 200 \dots \text{¡Cumple!}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 115.50 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \dots \text{¡Caso Inelastico!}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(115.5)^2} = 1553.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{2530/1553.68} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow F_{cr} = 1279.74 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90 \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 1279.74 \cdot 21.2 \rightarrow P_u = 24417.42 \text{ kg}$$

$$P_u = 24417.42 \text{ kg} > 1356.35 \text{ kg} \dots \text{¡Cumple!}$$

$$P_u = P_c = 24417.42 \text{ kg}$$

Por Flexión:

$$M_r \leq \phi_b M_n \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$



- La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

$L_b = 720 \text{ cm}$	$\phi_b = 0.9$
$A = 21.2 \text{ cm}^2$	$Z_{33} = 117.0 \text{ cm}^3$
$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$Z_{22} = 64.6 \text{ cm}^3$
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	$S_{33} = 92.584 \text{ cm}^3$
$K = 1.0$	$S_{22} = 57.218 \text{ cm}^3$
$r_{min} = 6.234 \text{ cm}$	$t = 0.442 \text{ cm}$
$\frac{b}{t} = 15.24$	$\frac{h}{tw} = 38.27$

En torno al eje 3-3 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-1 del AISC-2010})$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 117$$

$$M_n = 296010.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-2 del AISC-2010})$$

$$M_n = 296010 - (296010 - 2530 \cdot 92.584) \left(3.57 * 15.24 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 426446.14 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{tw} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-2 del AISC-2010})$$



$$M_n = 296010 - (296010 - 2530 \cdot 92.584) \left(0.305 * 38.27 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 316571.37 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.

$$M_n = 296010 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 0.90 \cdot 296010$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 266409 \text{ kg} - \text{cm}$$

En torno al eje 2-2 de la sección

- Por Fluencia:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-1 del AISC-2010})$$

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 64.6$$

$$M_n = 163438 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Ala:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-2 del AISC-2010})$$

$$M_n = 163438 - (163438 - 2530 \cdot 57.218) \left(3.57 * 15.24 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 202874.42 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Por Pandeo Local de Alma:

- Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- ✓ Para secciones con almas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad \dots \quad (\text{Ecuación F7-2 del AISC-2010})$$

$$M_n = 163438 - (163438 - 2530 \cdot 57.218) \left(0.305 * 38.27 \sqrt{\frac{2530}{2100000}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

$$M_n = 169654.58 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Como el menor valor del momento nominal es el M_n por fluencia, el valor de $\phi_b M_n$ es.

$$M_n = 163438 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_r \leq \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$



$$\phi_b M_n = 0.90 * 163438$$

$$\phi_b M_n = M_{c22} = 147094.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

Por Flexo-Compresión:

- De acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b:
- Resistencias Requeridas (Obtenidas del Sap2000).

$$P_r = 1356.35 \text{ kg}$$

$$M_{r33} = 109970.25 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{r22} = 36055.82 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Resistencias Disponibles (Calculo Manual).

$$P_c = 24417.42 \text{ kg}$$

$$M_{c33} = 266409 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{c22} = 147094.2 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Relación P_r/P_c :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1356.35}{24417.42} = 0.06 < 0.2$$

- De acuerdo a la relación P_r/P_c se procede con la ecuación siguiente:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{ (Ecuación H1 - 1b)}$$

$$\frac{1356.35}{2(24417.42)} + \left(\frac{109970.25}{266409.00} + \frac{36055.82}{147094.2} \right) \leq 1.0$$

$$0.028 + (0.413 + 0.245) \leq 1.0$$

$$0.686 \leq 1.0 \quad \dots \text{ ¡Cumple !}$$

DISEÑO FLEXO-COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	$f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	RÁNGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	21.2	2530	0.686	HSS177.8X76.2X4.8	HSS7X3X3/16
MANUAL	21.2	2530	0.686	HSS177.8X76.2X4.8	HSS7X3X3/16



SISTEMA III

DISEÑO CON SAP2000 (frame 9)

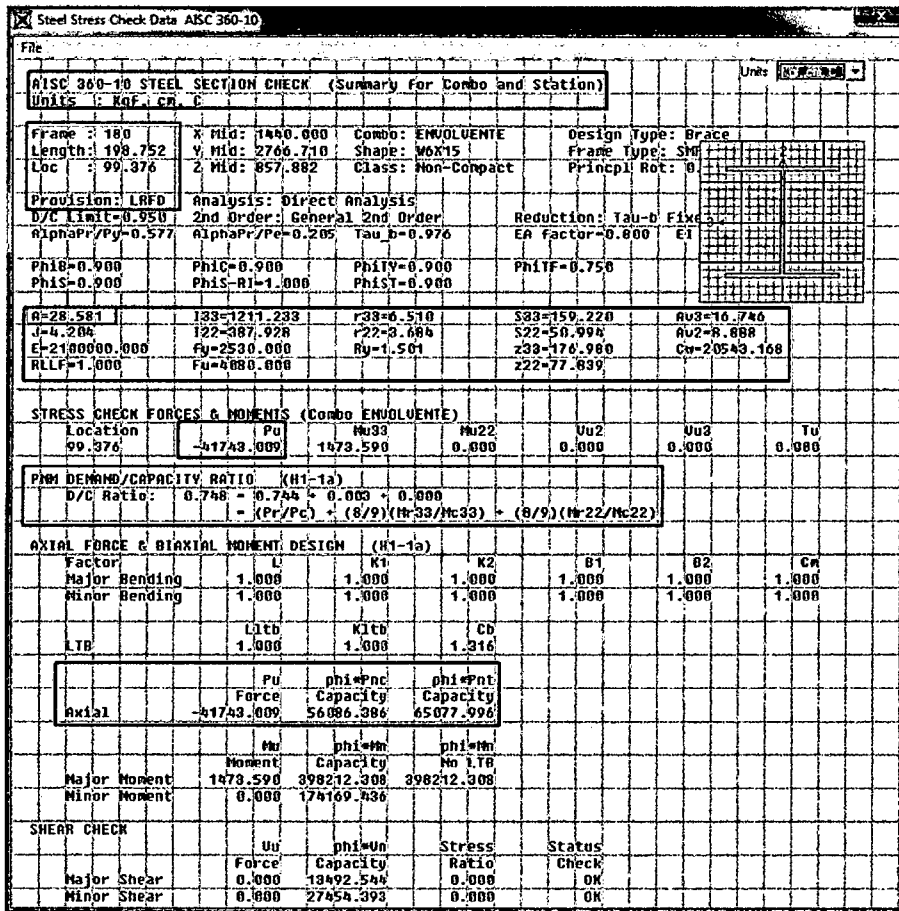
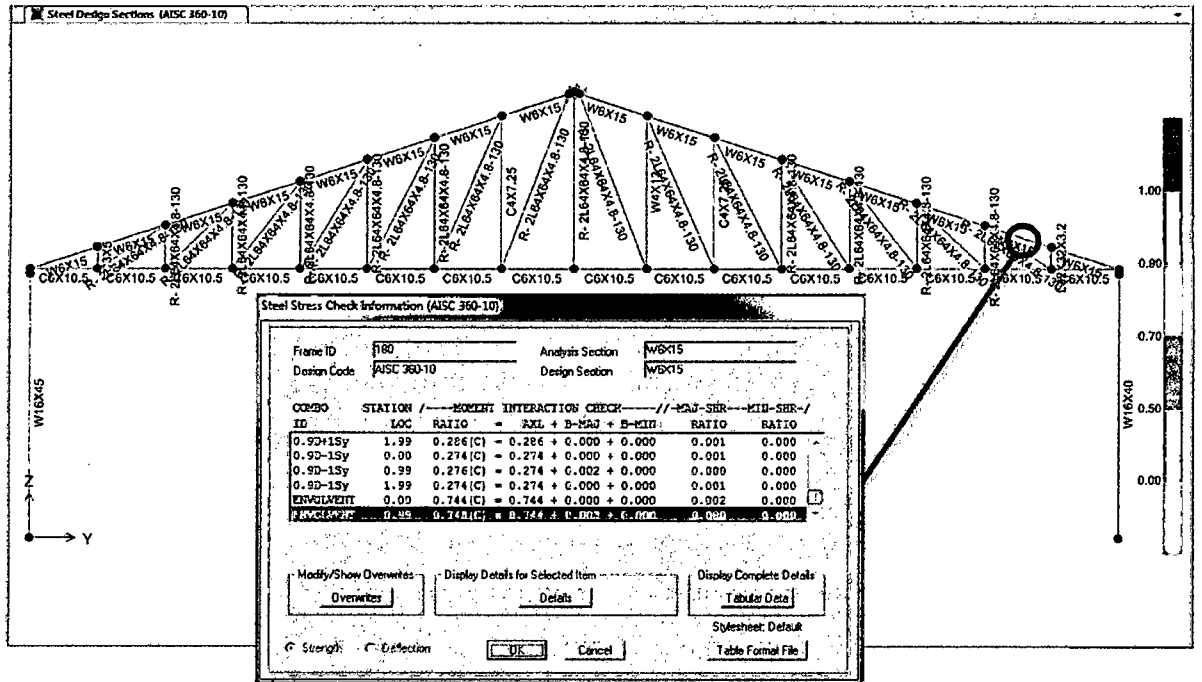


Figura 4. 69: Diseño del Frame 9 (Sistema III) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a compresión del punto 2.13.3.10, teniendo en cuenta que se plantea utilizar perfiles W con alas iguales conectadas por completo al miembro adyacente, el diseño se realiza según la sección D2 y D3 de dicho código:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo que el Sap2000 diseño para corroborar resultados. W6X15.
- Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 198.75 \text{ cm}^2$$

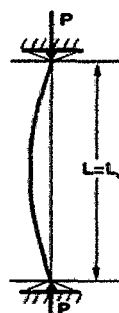
$$A = 28.58 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{min} = 3.684 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 11.51 \quad ; \quad K = 1$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad.

$$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \quad (\text{TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos})$$

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 18.44$$

$$\frac{b}{t} = 11.51 < \lambda_r = 18.44 \quad \dots \quad \text{¡Cumple!}$$

La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.



$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{KxL}{r} \dots (2.50)$$

$$\lambda_c = 53.95 \leq 200 \dots \text{¡Cumple!}$$

➤ Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 53.95 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \dots \text{¡Caso Inelástico!}$$

➤ Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (a) de la Sección E3.

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 2) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(53.95)^2} = 7120.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{2530/7120.63} \right] 2530 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow F_{cr} = 2180.39 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g ; \phi_c = 0.90 \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 2180.39 \cdot 28.58 \rightarrow P_u = 56084.12 \text{ kg}$$

$$P_u = 56084.12 \text{ kg} > 41743.01 \text{ kg} \dots \text{¡Cumple!}$$

➤ Como se puede observar la resistencia disponible del perfil W16X15 es suficiente para la resistencia demandada por lo que seleccionamos el mismo perfil que el software.

DISEÑO COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	$f_y \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	28.58	2530	-	W6X15
MANUAL	28.58	2530	-	W6X15

NOTA: El Diseño para el sistema de Armaduras se realiza asumiendo que cada componente se comporta a fuerza axial pura. El software sin embargo diseña con algunos efectos residuales de flexión producto del modelamiento en 3 dimensiones, por lo que para el diseño manual estos efectos se desprecian.



DISEÑO CON SAP2000 (frame 183)

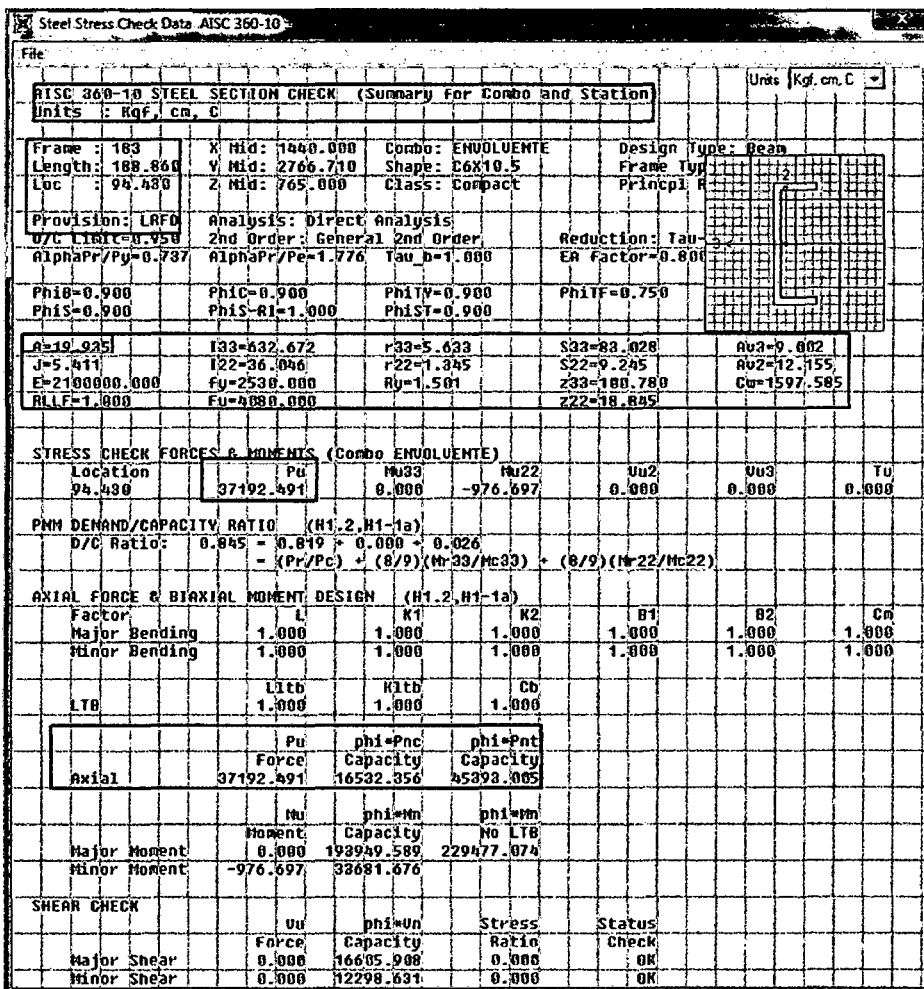
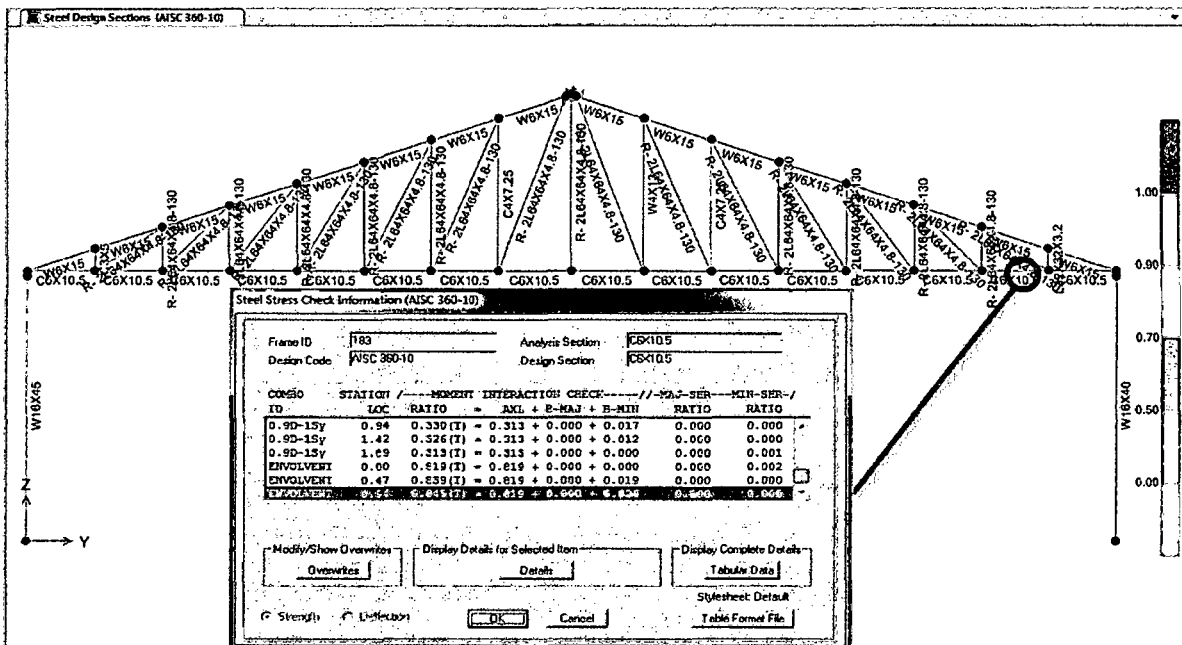


Figura 4. 70: Diseño del Frame 183 (Sistema III) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Tracción del punto 2.13.2.3.

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad ; \quad \phi_t = 0.90$$

- Utilizando el área bruta del componente para fluencia en tracción:

$$P_n = F_y A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 1)}$$

$$A_g = P_u / (0.90 F_y)$$

$$P_u = 37192.49 \text{ kg}$$

$$A_g = 37192.49 \text{ kg} / (0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_g = 16.33 \text{ cm}^2$$

- Utilizando el área efectiva del componente para ruptura en tracción de conexión:

$$P_n = F_u A_e \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D2 - 2)}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

$$A_e = P_u / (0.75 F_u)$$

$$P_u = 37192.49 \text{ kg}$$

$$A_e = 37192.49 \text{ kg} / (0.75 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$A_e = 12.15 \text{ cm}^2 \dots \text{ (a)}$$

- En la sección B4 del AISC-2010 especifica: para secciones sin perforaciones el área neta es igual al área bruta:

$$A_n = A_g \quad \dots \quad \text{(I)}$$

$$A_e = U * A_n \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (D3 - 1)}$$

- Reemplazando (I) en la ecuación (D3 - 1):

$$A_e = U * A_g \quad \dots \quad \text{(II)}$$

- Según la sección D3.1 establece que: "Para secciones transversales abiertas, tales como secciones W, M, S, C o HP, WTs, STs, ángulos simples y dobles, el factor de corte diferido



"U" no requiere ser menor que la razón entre el área bruta del elemento conectado y el área bruta del elemento.

$$A_{gc}/A_g \leq U \leq 0.9$$

$$0.5 \leq U \leq 0.9$$

Donde:

U = Factor de reducción o factor de corte diferido (*shear lag*).

A_{gc} = Área bruta conectada, cm². [in²].

A_g = Área bruta del elemento, cm². [in²].

Se asume un valor intermedio para el factor de corte diferido:

$$U = 0.7 \dots (b)$$

➤ Reemplazando (a) y (b) en (II) se tiene:

$$A_g = 12.15 \text{ cm}^2 / 0.7$$

$$A_g = 17.36 \text{ cm}^2$$

Tomándose el mayor valor para la sección bruta del componente (Frame 183), es decir

$A_g = 17.36 \text{ cm}^2$. según el cuadro 4.7:

Designación	Dimensiones					Relaciones		Ag cm ²	Peso Kg/m	Distancias		
	h	bf	tf	hw*	tw	bf 2tf	hw tw			\bar{x}	e_o	x_o
	mm	mm	mm	mm	mm					cm	cm	cm
C15x50	381	94,4	16,5	308	18,2	2,86	16,9	94,8	74,4	2,03	1,48	1,24
x40	381	89,4	16,5	308	13,2	2,71	23,3	70,1	59,5	1,97	1,95	0,99
x33,9	381	86,4	16,5	308	10,2	2,62	30,3	64,3	50,4	2,00	2,28	0,84
C12x30	305	80,5	12,7	248	13,0	3,16	19,1	56,9	44,6	1,71	1,57	0,93
x25	305	77,4	12,7	248	9,8	3,04	25,2	47,4	37,2	1,71	1,89	0,77
x20,7	305	74,7	12,7	248	7,2	2,94	34,6	39,3	30,8	1,77	2,21	0,64
C10x30	254	77,0	11,1	203	17,1	3,48	11,9	56,9	44,6	1,65	0,94	1,12
x25	254	73,3	11,1	203	13,4	3,31	15,2	47,4	37,2	1,57	1,25	0,93
x20	254	69,6	11,1	203	9,6	3,14	21,1	37,9	29,8	1,54	1,62	0,74
x15,3	254	66,0	11,1	203	6,1	2,98	33,3	29,0	22,8	1,61	2,02	0,57
C9x20	229	67,3	10,5	109	11,4	3,21	9,58	37,9	29,8	1,48	1,31	0,83
x15	229	63,1	10,5	109	7,2	3,01	15,1	26,5	22,3	1,49	1,73	0,62
x13,4	229	61,8	10,5	109	5,8	2,95	18,4	24,4	19,9	1,53	1,89	0,55
C8x18,75	203	64,2	9,91	156	12,4	3,24	12,6	33,5	27,9	1,44	1,09	0,87
x13,75	203	59,5	9,91	156	7,7	3,00	20,2	24,1	20,5	1,40	1,53	0,64
x11,5	203	57,4	9,91	156	5,6	2,90	27,8	21,8	17,1	1,45	1,77	0,53
C7x12,25	178	55,7	9,30	133	7,98	3,00	16,7	23,2	18,2	1,33	1,37	0,65
x9,8	178	53,1	9,30	133	5,3	2,86	25,0	16,5	14,6	1,37	1,64	0,52
C6x13	152	54,8	8,71	111	11,10	3,14	10,0	24,7	19,3	1,31	0,97	0,81
x10,5	152	51,7	8,71	111	8,0	2,97	13,9	19,9	15,6	1,27	1,23	0,65

➤ La sección C6X10.5 tiene las siguientes propiedades mecánicas:



$$L = 188.86 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 1.345 \text{ cm}$$

➤ Por último se chequea la relación de esbeltez L/r:

$$\lambda_c = \frac{L}{r} \leq 300 \dots [\text{AISC} - 2010, \text{D1}]$$

$$\lambda_c = \frac{188.86 \text{ cm}}{1.345 \text{ cm}} = 140.42 \leq 300 \dots \text{¡Cumple!}$$

➤ Por lo que se elige la sección:

CX6X10.5

DISEÑO TRACCIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	19.9	2530	-	C6X10.5
MANUAL	19.9	2530	-	C6X10.5

NOTA: El Diseño para el sistema de Armaduras se realiza asumiendo que cada componente se comporta a fuerza axial pura. El software sin embargo diseña con algunos efectos residuales de flexión producto del modelamiento en 3 dimensiones, por lo que para el diseño manual estos efectos se desprecian.



DISEÑO CON SAP2000 (frame 8)

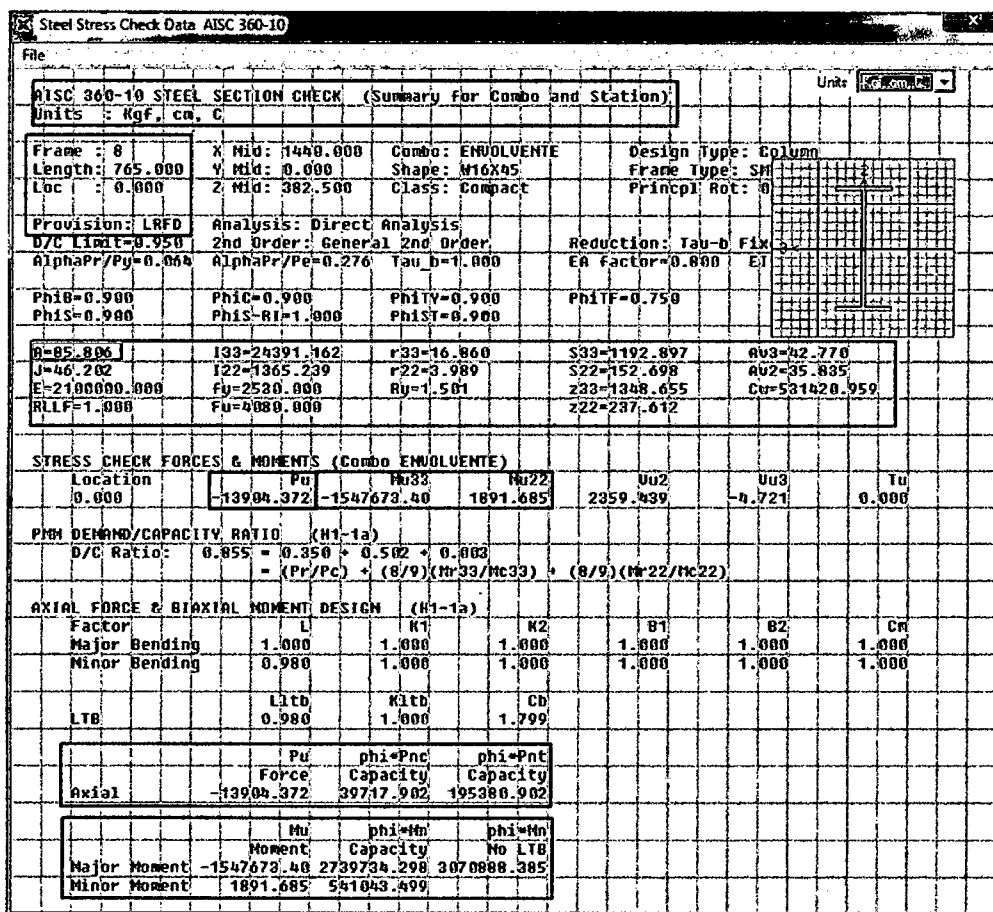
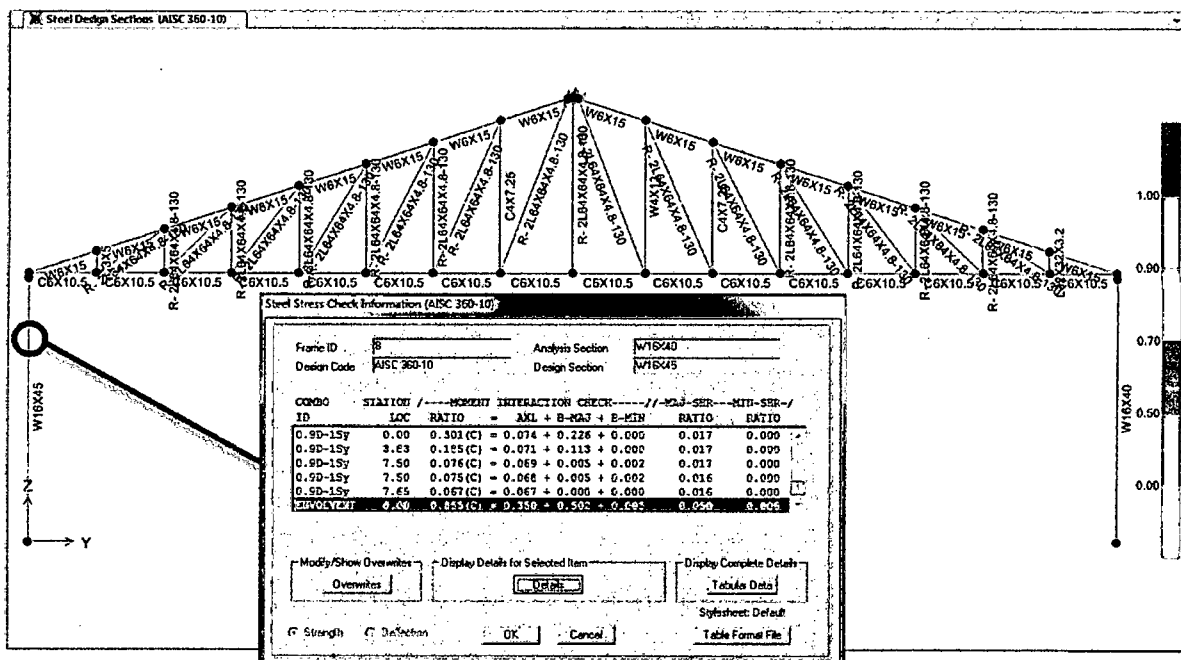


Figura 4. 71: Diseño del Frame 8 (Sistema III) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Se comprobará el diseño con un cálculo manual utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos a Compresión de la sección 2.13.2.3, y flexión de la sección 2.14.4.8 teniendo en cuenta que el elemento está sometido a fuerzas de flexo-compresión por lo que también se diseñará de acuerdo a la sección 2.14.6:

Por Compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \quad \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- Se asumirá un perfil preliminar para empezar el diseño el cual tomaremos el mismo elegido por el programa Sap2000. W16X45 Las características principales de los perfiles a diseñar se toman las mismas que utiliza en el diseño el software sap2000.

$$L = 765.0 \text{ cm}$$

$$A = 85.8 \text{ cm}^2$$

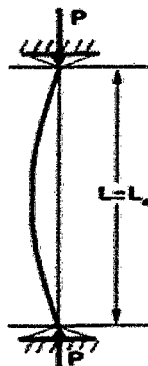
$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.0$$

$$r_{min} = 3.989 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 6.23$$



- Con los datos anteriores se procede al diseño del componente estructural chequeando primero su estabilidad.

$$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \dots \quad \text{Razón Límite Ancho-Espesor } \lambda_r \quad (\text{TABLA B4.1a del AISC-2010 ver Anexos})$$

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 18.44$$

$$\frac{b}{t} = 6.23 < \lambda_r = 18.44 \quad \dots \quad \text{¡ Cumple !}$$



La relación Ancho-Espesor es menor que la Razón Límite Ancho-Espesor (λ_r) lo que indica según la sección B2 de las especificaciones AISC-2010 que el componente es "No Esbelto", no pudiendo presentar inestabilidad local (falla local).

- Diseño del componente estructural asumiendo que la transmisión de esfuerzos a compresión es en toda la sección.

$$\lambda_c = \frac{L_e}{r} = \frac{K \cdot L}{r} \dots (2.50)$$

$$\lambda_c = 188.02 \leq 200 \dots \text{¡Cumple!}$$

- Tipo de caso para el cálculo del esfuerzo F_{cr} según la Sección E3 del AISC-2010.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}} = 135.70$$

$$\lambda_c = 188.02 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.70 \dots \text{¡Caso Elastico!}$$

- Por lo tanto el esfuerzo F_{cr} se calcula con el caso (b) de la Sección E3.

$$F_{cr} = 0.877 F_e \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 3) ;}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 4)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(188.02)^2} = 586.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.877 \cdot 586.27 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow F_{cr} = 514.16 \text{ kg/cm}^2$$

- Reemplazado el esfuerzo crítico F_{cr} en las siguientes ecuaciones se tiene.

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad ; \quad \phi_c = 0.90 \dots \text{Ecuación AISC 2010 (E3 - 1)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot 514.16 \cdot 85.806 \rightarrow P_u = 39706.24 \text{ kg}$$

$$P_u = 39706.24 \text{ kg} > 13904.37 \text{ kg} \dots \text{¡Cumple!}$$

$$P_u = P_c = 39706.24 \text{ kg}$$

Por Flexión:

$$M_r \leq \phi_b M_n \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- La resistencia de flexión nominal, M_n , debe determinarse a partir de la zona de pandeo de la columna de acuerdo a su longitud no arriostrada $L_b = 750$, para tal efecto se



acudirá a la sección F2, diseño de miembros compactos de sección H con simetría doble flectados en torno a su eje mayor (33) del AISC-210.

$L_b = 765 - 15 = 750 \text{ cm}$	$\phi_b = 0.9$
$A = 85.806 \text{ cm}^2$	$Z_{33} = 1348.655 \text{ cm}^3$
$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$Z_{22} = 237.612 \text{ cm}^3$
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	$S_{33} = 1192.897 \text{ cm}^3$
$K = 1.0$	$S_{22} = 152.698 \text{ cm}^3$
$t = 1.17 \text{ cm}$	$I_{33} = 24391.16 \text{ cm}^4$
$h_o = 39.46$	$I_{22} = 1365.24 \text{ cm}^4$
$\frac{h}{t_w} = 39.25$	$C_w = 531420.96 \text{ cm}^6$
$\frac{b}{t} = 6.23$	$J = 46.202 \text{ cm}^4$
$r_{max} = 16.86 \text{ cm}$	$C_b = 1.799$
$r_{min} = 3.989 \text{ cm}$	

En torno al eje 3-3 de la sección

- Calculando la longitud límite L_p a partir de la siguiente ecuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots \text{ (Ecuación F2-5 del AISC-2010)}$$

$$L_p = 1.76 \cdot 3.989 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$L_p = 202.267 \text{ cm}$$

$$L_b = 750 \text{ cm} > L_p = 202.267 \text{ cm}$$

... ¡Por lo tanto no corresponde a la zona 1 de Pandeo Plástico!

- Calculando la longitud límite L_r a partir de las siguientes ecuaciones:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} \dots \text{ (Ecuación F2-6 del AISC-2010)}$$



$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \dots \text{(Ecuación F2-7 del AISC-2010)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{1365.24 \cdot 531420.96}}{1192.897} = 22.58$$

$$r_{ts} = 4.75 \text{ cm}^3$$

$$L_r = 1.95 \cdot 4.75 \frac{2100000}{0.7 \cdot 2530} \sqrt{\frac{46.2}{1192.897 \cdot 39.46} + \sqrt{\left(\frac{46.2}{1192.897 \cdot 39.46}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$L_r = 639.15 \text{ cm}$$

$$L_b = 750 \text{ cm} > L_r = 639.15 \text{ cm}$$

... ¡Por lo tanto corresponde a la zona 3 de Pandeo Elástico!

- Como la longitud no arriostrada L_b corresponde a la zona 3 de pandeo elástico se procede a calcular el Momento nominal M_n con el caso (c) de la sección F2 :

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \dots \text{(Ecuación F2-3 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \leq M_p \dots \text{(Ecuación F2-4 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{1.799 \pi^2 2100000}{\left(\frac{750}{4.75}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{46.202}{1192.897 \cdot 39.46} \left(\frac{750}{4.75}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 2551.906$$

$$M_n = 2551.906 \cdot 1192.897$$

$$M_n = 3044161.0 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 2739744.90 \text{ kg} - \text{m}$$

En torno al eje 2-2 de la sección

- Calculando la longitud límite L_p a partir de la siguiente ecuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots \text{(Ecuación F2-5 del AISC-2010)}$$



$$L_p = 1.76 \cdot 16.86 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$L_p = 854.908 \text{ cm}$$

$$L_b = 750 \text{ cm} < L_p = 854.908 \text{ cm}$$

... ¡Por lo tanto corresponde a la zona 1 de Pandeo Plástico!

- Como la longitud no arriostrada L_b corresponde a la zona 1 de pandeo Plástico se procede a calcular el Momento nominal M_n con la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_{22} \dots \text{ (Ecuación F2-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 2530 \cdot 237.612$$

$$M_n = 601158.36$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 541042.524 \text{ kg} - m$$

Por Flexo-Compresión:

- De acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b:
- Resistencias Requeridas (Obtenidas del Sap2000).

$$P_r = 13904.37 \text{ kg}$$

$$M_{r33} = 1547673.40 \text{ kg} - cm$$

$$M_{r22} = 1891.68 \text{ kg} - cm$$

- Resistencias Disponibles (Calculo Manual).

$$P_c = 39706.24 \text{ kg}$$

$$M_{c33} = 2739744.90 \text{ kg} - cm$$

$$M_{c22} = 541042.52 \text{ kg} - cm$$

- Relación P_r/P_c :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{13904.37}{39706.24} = 0.35 > 0.2$$



➤ De acuerdo a la relación P_r/P_c se procede con la ecuación siguiente:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{(Ecuación H1 - 1b)}$$

$$\frac{13904.37}{39706.24} + \frac{8}{9} \left(\frac{1547673.4}{2739744.9} + \frac{1891.685}{541042.52} \right) \leq 1.0$$

$$0.350 + 8/9(0.502 + 0.003) \leq 1.0$$

$$0.855 \leq 1.0 \quad \dots \text{¡Cumple!}$$

DISEÑO FLEXO-COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	RANGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	85.8	2530	0.855	-	W16X45
MANUAL	85.8	2530	0.855	-	W16X45



DISEÑO CON SAP2000 (frame 352)

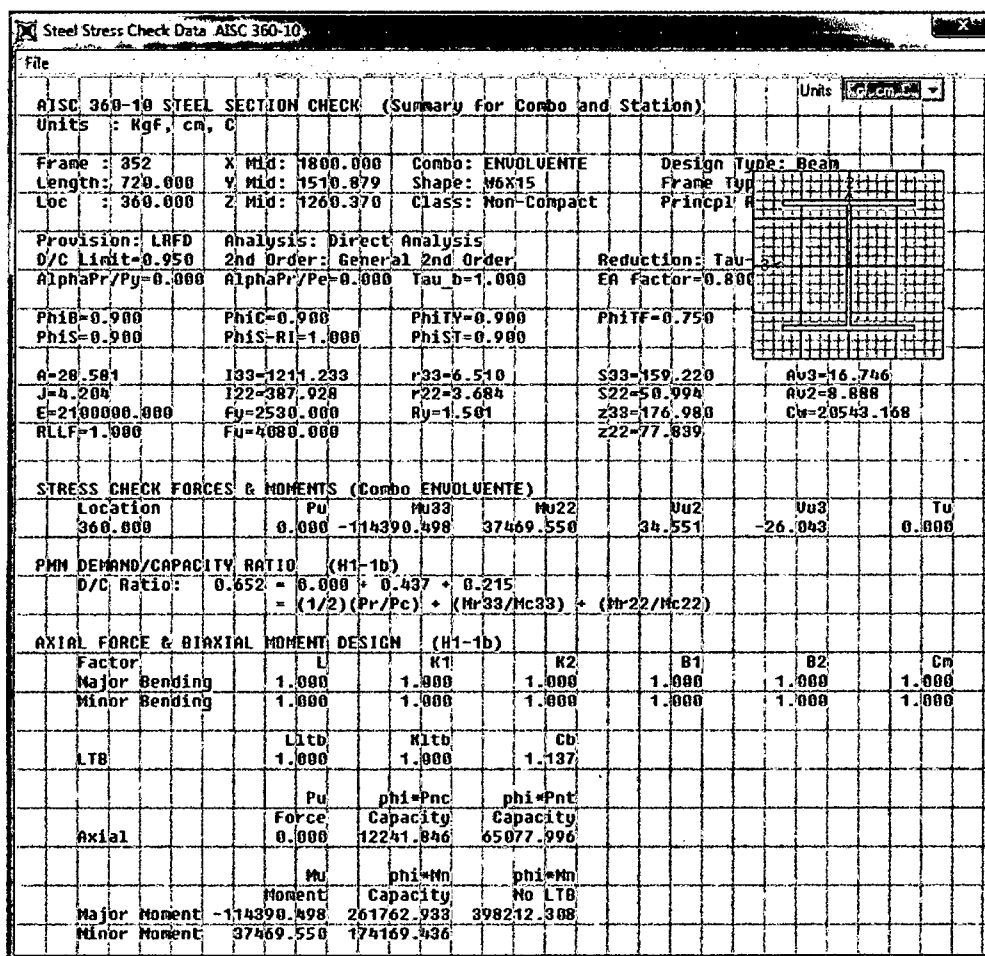
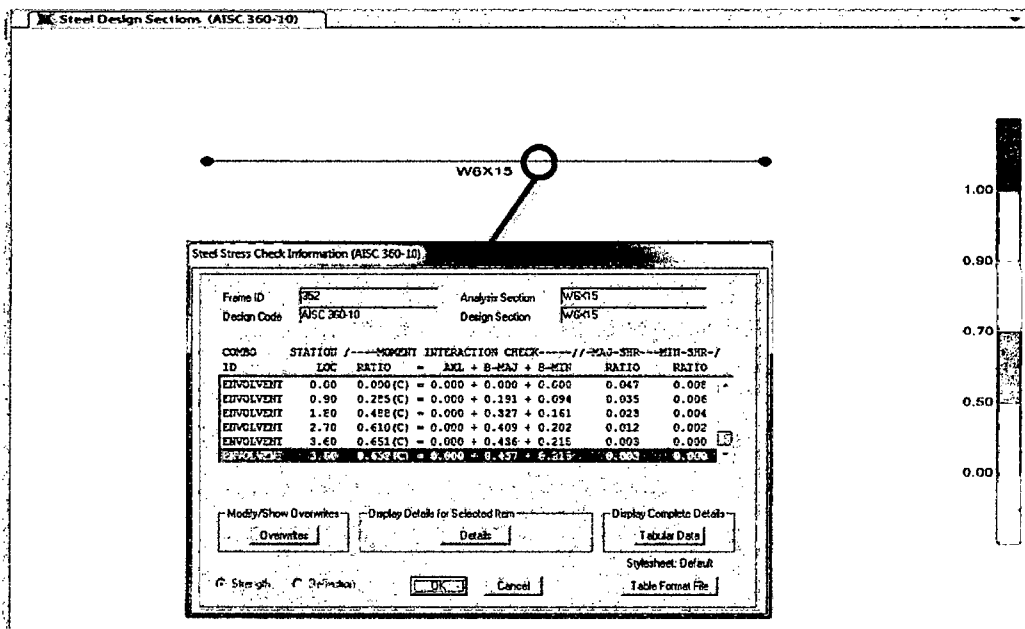


Figura 4. 72: Diseño del Frame 352 (Sistema III) con software Sap2000 v16.



DISEÑO MANUAL

Este componente no está sujeto a esfuerzos normales por lo que solamente se diseñara a flexión pura comprobando el cálculo manual con el software utilizando el código AISC-2010 desarrollado en el capítulo 2 con ecuaciones de miembros sometidos flexión de la sección 2.14.4.8, así como la sección 2.14.6 con la relación $P_r/P_c = 0$.

Por Flexión:

$$M_r \leq \phi_b M_n \quad ; \quad \phi_c = 0.90$$

- La resistencia de flexión nominal, M_n , debe determinarse a partir de la zona de pandeo de la columna de acuerdo a su longitud no arriostrada $L_b = 720$, para tal efecto se acudirá a la sección F2, diseño de miembros compactos de sección H con simetría doble flectados en torno a su eje mayor (33) del AISC-210.

$L_b = 720 \text{ cm}$	$\phi_b = 0.9$
$A = 28.581 \text{ cm}^2$	$Z_{33} = 176.98 \text{ cm}^3$
$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	$Z_{22} = 77.839 \text{ cm}^3$
$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	$S_{33} = 159.22 \text{ cm}^3$
$K = 1.0$	$S_{22} = 50.994 \text{ cm}^3$
$t = 0.66 \text{ cm}$	$I_{33} = 1211.233 \text{ cm}^3$
$h_o = 14.55$	$I_{22} = 387.928 \text{ cm}^3$
$\frac{h}{t_w} = 23.78$	$C_w = 20543.168 \text{ cm}^6$
$\frac{b}{t} = 11.51$	$J = 4.204 \text{ cm}^4$
$r_{max} = 6.510 \text{ cm}$	$C_b = 1.137$
$r_{min} = 3.684 \text{ cm}$	

En torno al eje 3-3 de la sección

- Calculando la longitud límite L_p a partir de la siguiente ecuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots \quad (\text{Ecuación F2-5 del AISC-2010})$$

$$L_p = 1.76 \cdot 3.684 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$



$$L_p = 186.802 \text{ cm}$$

$$L_b = 720 \text{ cm} > L_p = 186.802 \text{ cm}$$

... ¡Por lo tanto no corresponde a la zona 1 de Pandeo Plástico!

- Calculando la longitud límite L_r a partir de las siguientes ecuaciones:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} \dots \text{ (Ecuación F2-6 del AISC-2010)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \dots \text{ (Ecuación F2-7 del AISC-2010)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{387.928 \cdot 20543.168}}{159.22} = 17.730$$

$$r_{ts} = 4.211 \text{ cm}^3$$

$$L_r = 1.95 \cdot 4.211 \frac{2100000}{0.7 \cdot 2530} \sqrt{\frac{4.204}{159.22 \cdot 14.55} + \sqrt{\left(\frac{4.204}{159.22 \cdot 14.55}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$L_r = 664.64 \text{ cm}$$

$$L_b = 720 \text{ cm} > L_r = 664.64 \text{ cm}$$

... ¡Por lo tanto corresponde a la zona 3 de Pandeo Elástico!

- Como la longitud no arriostrada L_b corresponde a la zona 3 de pandeo elástico se procede a calcular el Momento nominal M_n con el caso (c) de la sección F2 :

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \dots \text{ (Ecuación F2-3 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \leq M_p \dots \text{ (Ecuación F2-4 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{1.137 \cdot 2100000}{\left(\frac{720}{4.211}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{4.204}{159.22 \cdot 14.55} \left(\frac{720}{4.211}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 1826.72$$



$$M_n = 1826.72 \cdot 159.22$$

$$M_n = 290849.82 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 261764.84 \text{ kg} - \text{m}$$

En torno al eje 2-2 de la sección

De acuerdo a la sección F6 del AISC-2010 para diseñar un miembro de sección H o canales flectados en torno a su eje menor, la resistencia nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local del ala.

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{15.21}{2} = 11.523$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.948 \dots \text{ (Caso 13 elemento No-Atiesado, ver tabla B4.1b)}$$

$$\lambda_{rf} = 1.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.81 \dots \text{ (Caso 13 elemento No-Atiesado, ver tabla B4.1b)}$$

- Calculando la resistencia nominal, M_n , para el Límite de Fluencia a partir de la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_y \leq 1.6 f_y \cdot S_y \dots \text{ (Ecuación F6-1 del AISC-2010)}$$

$$M_n = 2530 \cdot 77.84 \leq 1.6 \cdot 2530 \cdot 50.994$$

$$M_n = 196932.67 \leq 206423.712$$

- Calculando la resistencia nominal, M_n , según el Pandeo Local de Ala.
 - (a) Para secciones con alas Compactas, no aplica el estado límite de pandeo local.
 - (b) Para secciones con alas No Compactas:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 f_y \cdot S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \dots \text{ (Ecuación F6-2 del AISC-2010)}$$

$$M_n = \left[196932.67 - (196932.67 - 0.7 \cdot 5230 \cdot 50.99) \left(\frac{11.523 - 10.948}{28.81 - 10.948} \right) \right]$$

$$M_n = 193501.809$$



(c) Para secciones con alas Esbeltas:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_y \dots \text{ (Ecuación F6-3 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2} \dots \text{ (Ecuación F6-2 del AISC-2010)}$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2} = \frac{0.69 \cdot 2100000}{\left(\frac{7.605}{0.66}\right)^2} = 10913.343$$

$$M_n = 10913.34 \cdot 50.994$$

$$M_n = 556515.032$$

- Como se puede observar el menor valor de la resistencia nominal, M_n , se da en el caso (b) del pandeo local del ala (secciones con alas no compactas). Por lo tanto:

$$M_n = 193501.809$$

$$\phi_b M_n = M_{c33} = 174151.628 \text{ kg} - m$$

Por Flexo-Compresión:

- De acuerdo con la sección H1 de las especificaciones AISC-2010, la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a y H1-1b:
- Resistencias Requeridas (Obtenidas del Sap2000).

$$P_r = 0 \text{ kg}$$

$$M_{r33} = 114390.498 \text{ kg} - cm$$

$$M_{r22} = 37469.55 \text{ kg} - cm$$

- Resistencias Disponibles (Calculo Manual).

$$M_{c33} = 261764.84 \text{ kg} - cm$$

$$M_{c22} = 174151.628 \text{ kg} - cm$$

- Relación P_r/P_c :



$$\frac{P_r}{P_c} = 0 < 0.2$$

➤ De acuerdo a la relación P_r/P_c se procede con la ecuación siguiente:

$$\frac{1}{2} \frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots \text{(Ecuación H1 - 1b)}$$

$$0 + \left(\frac{114390.498}{261764.84} + \frac{37469.55}{174151.628} \right) \leq 1.0$$

$$0 + (0.437 + 0.215) \leq 1.0$$

$$0.652 \leq 1.0 \quad \dots \text{¡ Cumple !}$$

DISEÑO FLEJO-COMPRESIÓN	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	RANGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN PERFIL	DESIGNACIÓN COMERCIAL
SAP 2000 V16	28.58	2530	0.652	-	W6X15
MANUAL	28.58	2530	0.652	-	W6X15

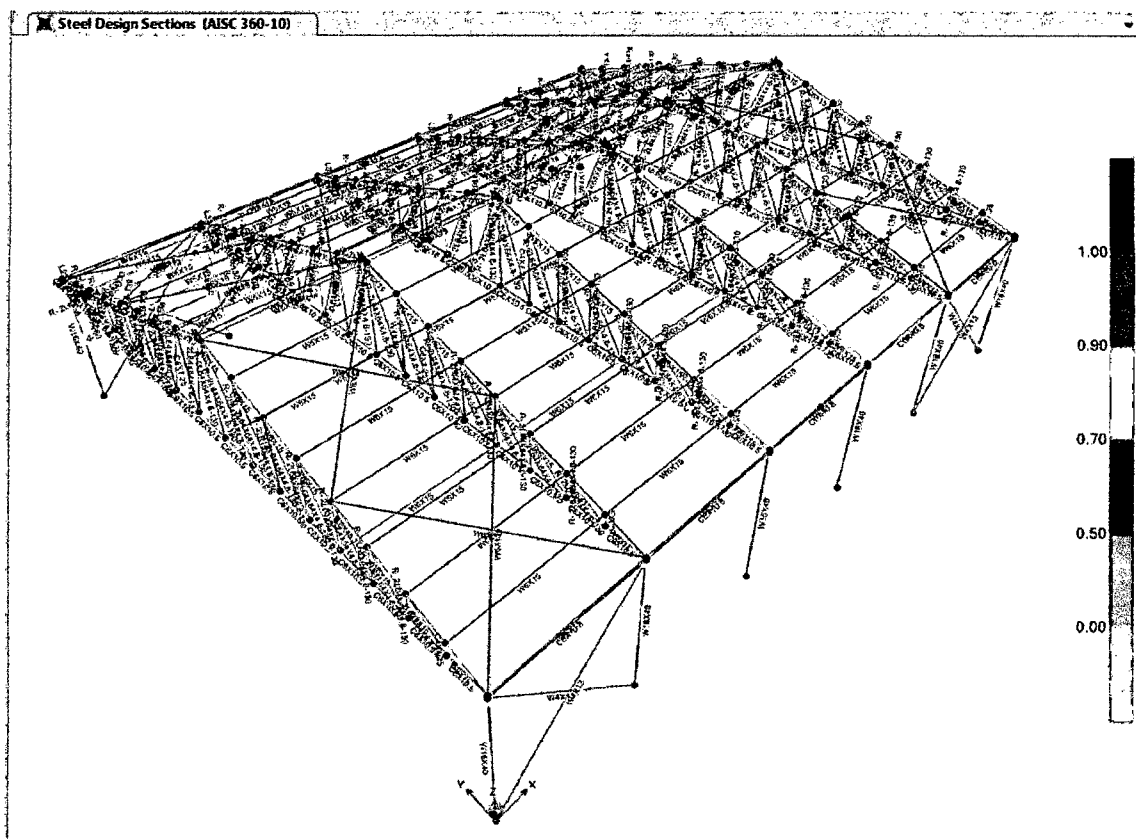


Figura 4. 73: Diseño del Sistema III con software Sap2000 v16.

4.3. DISEÑO DE UNIONES TÍPICAS DE SOLDADURA

Como complemento del Análisis y Diseño del presente capítulo se diseñará algunos detalles de soldadura típicos del sistema I.

4.3.1. DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA INFERIOR DE LA VIGA (VP-01)

Se plantea diseñar la junta con una soldadura filete de las diagonales de mayor dimensión (componentes críticos) de los elementos frame 14191 y frame 14192 diseñados en la sección anterior como perfiles: L44X44X4.8 y L25X25X3.2 respectivamente y con el proceso de soldadura al Arco con Electrodo Protegido (SMAW) con Electrodo E70. Se asume que debido a la acción del viento la conexión está sujeta a una variación repetitiva de esfuerzos. La siguiente figura muestra la zona de conexión a diseñar:

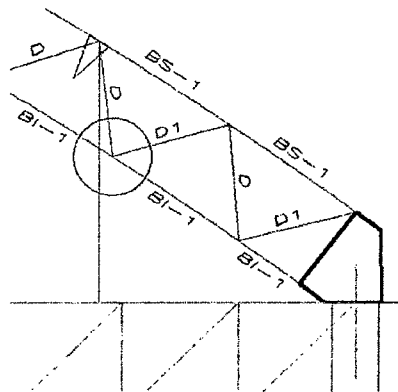


Figura 4. 74: Viga VP-01 del Sistema I.

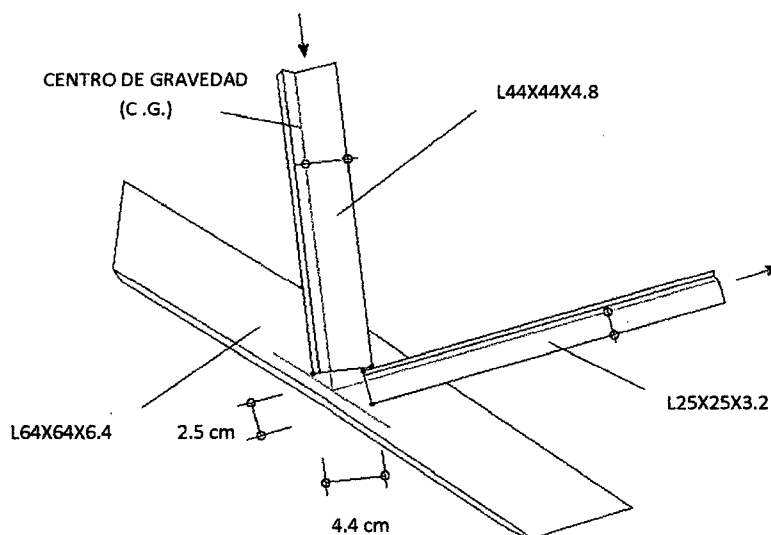


Figura 4. 75: Zona de Conexión en Viga VP-01.



Diseño de soldadura filete para el perfil L44X44X4.8:

El diseño de la soldadura se realizará según lo establecido en la sección J2 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2. Partiendo de las siguientes ecuaciones de resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 2 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = \phi F_y A_{BM}$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 3.99 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 9085.23 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_{BM}$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 3.99 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 12209.4 \text{ kg}$$

- Tamaño máximo de la soldadura: $T_{máx.s}$ (Sección J2.2b) $\rightarrow T_{máx.s} = 4.8 \text{ mm}$
- Tamaño mínimo de la soldadura: $T_{mín.s}$ (Tabla J2.4) $\rightarrow T_{máx.s} = 3 \text{ mm}$
Se asume el máximo : $T = 4.8 \text{ mm}$
- Espesor efectivo de la Garganta: $= 0.707 \cdot 4.8 = 3.39 \text{ mm} = 0.339 \text{ cm}$
- Capacidad de soldadura por centímetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.75 \cdot (0.60 \cdot 70 \cdot 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (0.339 \text{ cm}) (1.00 \text{ cm})$$

$$P_u = 750.69 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $9085.23 / 750.69 = 12.1 \text{ cm}$
Se requieren 12.1 cm para satisfacer la condición de resistencia
- Calculando el centro de gravedad de la sección L44x44x4.8 para determinar la longitud de soldadura para cada lado de la conexión. aplicado el segundo teorema de Pappus-Guldin:

$$\text{Área}_{total} = (44 \cdot 4.8 + 39.2 \cdot 4.8)$$

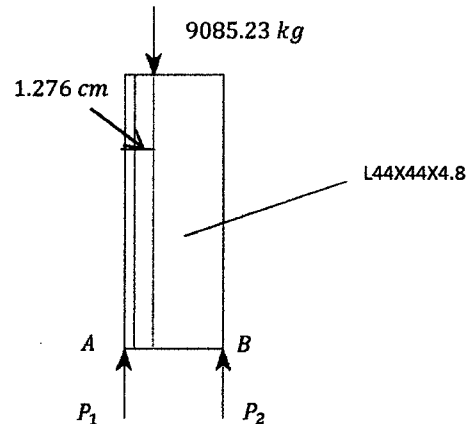
$$\text{Área}_{total} = 399.36 \text{ mm}^2 = 3.99 \text{ cm}^2$$



$$X_{C.G} = \frac{\frac{4.8}{2}(44 \cdot 4.8) + (4.8 + \frac{39.2}{2})(39.2 \cdot 4.8)}{399.36}$$

$$X_{C.G} = \frac{5109.70}{399.36} = 12.759 \text{ mm}$$

$$X_{C.G} = 1.276 \text{ cm}$$



Tomando momentos en en A: $\sum M_A = 0$

$$9085.23 \cdot 1.276 - P_2 \cdot 4.4 = 0$$

$$P_2 = 3634.72 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: $\sum F_v = 0$

$$P_1 = 9085.23 - 3634.72$$

$$P_1 = 5450.51 \text{ kg}$$

➤ Cálculo de la longitud de soldadura para cada lado del perfil.

Para el lado A:

$$5450.51/750.69 = 7.26 \text{ cm} \approx 7.50 \text{ cm}$$

Para el lado B:

$$3634.72/750.69 = 4.81 \text{ cm} \approx 5.00 \text{ cm}$$

Usando remates de: $2 \cdot 4.8 \text{ mm} = 0.96 \text{ cm} \approx 1.00 \text{ cm}$. Que se resta a cada lado de los cordones laterales, quedando como:

$$\text{Para el lado A: } 7.50 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 6.50 \text{ cm} \dots (a)$$

$$\text{Para el lado B: } 5.00 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 4.00 \text{ cm} \dots (b)$$

➤ Revisando la resistencia del bloque de con las dimensiones (a) y (b).



$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots \text{Ec. (J4 - 5)}$$

$$R_n = 0.6(4080 \cdot 12.5 \cdot 0.48) + 1.00(4080 \cdot 4.4 \cdot 0.48) \\ \leq 0.6(2530 \cdot 12.5 \cdot 0.48) + 1.00(4080 \cdot 4.4 \cdot 0.48)$$

$$R_n = 23304.96 \leq 17724.96$$

$$R_n = 17724.96 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 17724.96 = 13293.72 \text{ kg} > 9085.23 \text{ kg} \dots \text{¡ Cumple !}$$

Diseño de soldadura filete para el perfil L25X25X3.2:

El diseño de la soldadura se realizará según las lo establecido en la sección J2 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2. Partiendo de las siguientes ecuaciones de resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \dots (\text{Ecuación J2 - 2 del AISC - 2010})$$

$$P_u = \phi F_y A_{BM}$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.47 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 3347.19 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_{BM}$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.47 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 4498.2 \text{ kg}$$

- Tamaño máximo de la soldadura: $T_{máx.s}$ (Sección J2.2b) → $T_{máx.s} = 3.2 \text{ mm}$

- Tamaño mínimo de la soldadura: $T_{mín.s}$ (Tabla J2.4) → $T_{máx.s} = 3 \text{ mm}$

Se asume el máximo : $T = 3.2 \text{ mm}$

- Espesor efectivo de la Garganta: $= 0.707 \cdot 3.2 = 2.26 \text{ mm} = 0.226 \text{ cm}$

- Capacidad de soldadura por centimetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \dots (\text{Ecuación J2 - 3 del AISC - 2010})$$



$$P_u = 0.75 \cdot (0.60 \cdot 70 \cdot 70.3 \frac{kg}{cm^2})(0.226cm)(1.0cm)$$

$$P_u = 500.46 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $3347.19 / 500.46 = 6.69 \text{ cm}$

Se requieren 12.1 cm para satisfacer la condición de resistencia

- Calculando el centro de gravedad de la sección L25x25x3.2 para determinar la longitud de soldadura para cada lado de la conexión. aplicado el segundo teorema de Pappus-Guldin:

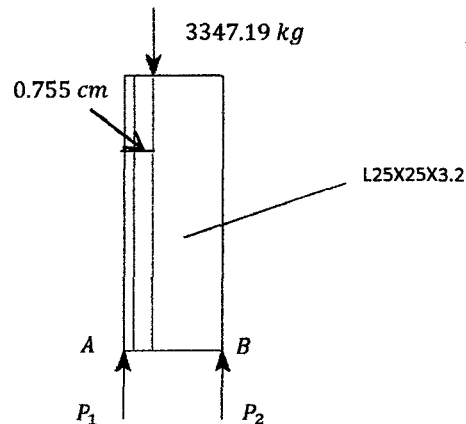
$$\text{Área}_{total} = (25 \cdot 3.2 + 21 \cdot 3.2)$$

$$\text{Área}_{total} = 147.2 \text{ mm}^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$X_{c.g} = \frac{\frac{3.2}{2}(25 \cdot 3.2) + (3.2 + \frac{21.8}{2})(21.8 \cdot 3.2)}{147.2}$$

$$X_{c.g} = \frac{1111.62}{147.2} = 7.55 \text{ mm}$$

$$X_{c.g} = 0.755 \text{ cm}$$



Tomando momentos en en A: $\sum M_A = 0$

$$3347.19 \cdot 0.755 - P_2 \cdot 2.5 = 0$$

$$P_2 = 1010.85 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: $\sum F_v = 0$

$$P_1 = 3347.19 - 1010.85$$

$$P_1 = 2336.34 \text{ kg}$$

- Cálculo de la longitud de soldadura para cada lado del perfil.



Para el lado A:

$$2336.34/500.46 = 4.67 \text{ cm} \approx 5.00 \text{ cm}$$

Para el lado B:

$$1010.85/500.46 = 2.01 \text{ cm} \approx 2.00 \text{ cm}$$

Usando remates de: $2 \cdot 3.2 \text{ mm} = 0.64 \text{ cm} \approx 1.00 \text{ cm}$. Que se resta a cada lado de los cordones laterales, quedando como:

Para el lado A: $5.00 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 4.00 \text{ cm} \dots (a)$

Para el lado B: $2.00 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 1.00 \text{ cm} \dots (b)$

➤ Revisando la resistencia del bloque de con las dimensiones (a) y (b).

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

$$R_n = 0.6(4080 \cdot 7.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 2.5 \cdot 0.32) \leq 0.6(2530 \cdot 7.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 2.5 \cdot 0.32)$$

$$R_n = 8747.52 \leq 6664.32$$

$$R_n = 6664.32 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 6664.32 = 4998.24 \text{ kg} > 3347.19 \text{ kg} \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

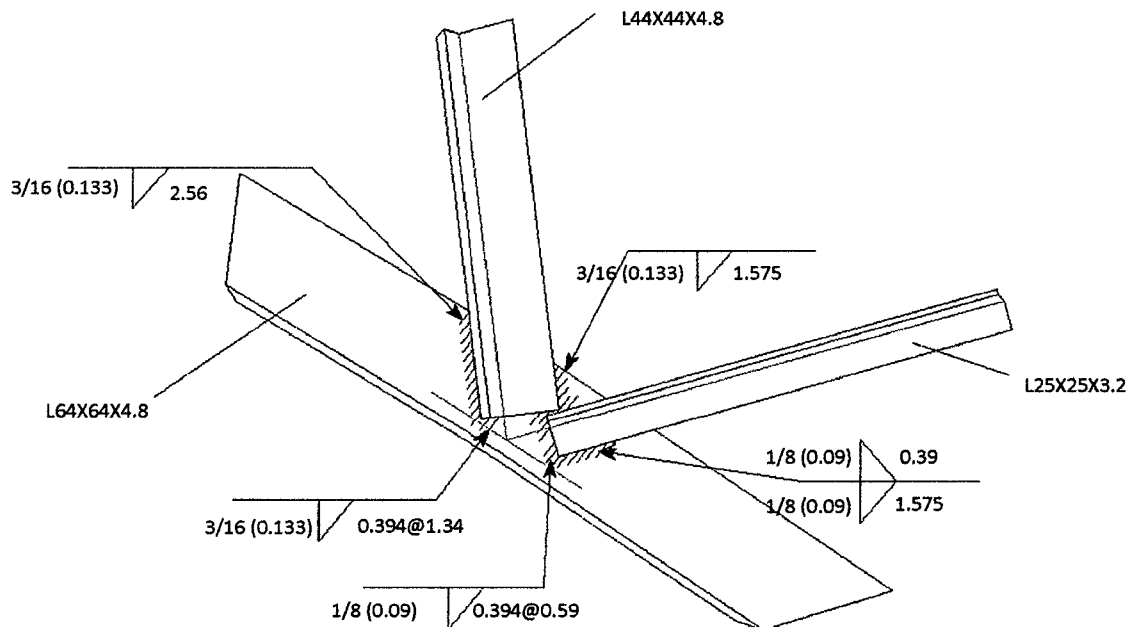


Figura 4. 76: Detalle de Conexión en Viga VP-01.

4.3.2. DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA (VP-02)

Se plantea diseñar la junta con una soldadura filete en la montante central de los elementos frame 14397 y frame 14411 diseñados ambos con el perfil: L19X19X3.2, con el proceso de soldadura al Arco con Electrodo Protegido (SMAW) con Electrodo E70. Se asume que debido a la acción del viento la conexión está sujeta a una variación repetitiva de esfuerzos. La siguiente figura muestra la zona de conexión a diseñar:

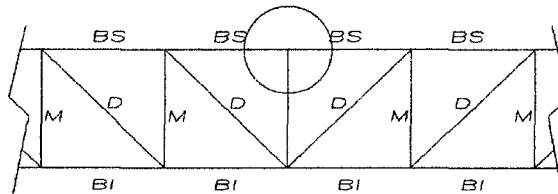


Figura 4. 77: Viga VP-02 del Sistema I.

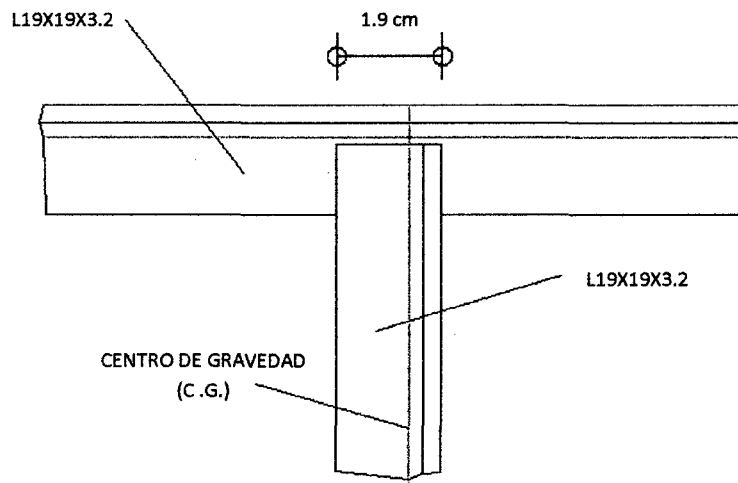


Figura 4. 78: Zona de Conexión en Viga VP-02.

Diseño de soldadura filete para el perfil L19X19X3.2:

El diseño de la soldadura se realizará según las lo establecido en la sección J2 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2. Partiendo de las siguientes ecuaciones de resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

➤ Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 2 del AISC – 2010)}$$



$$P_u = \phi F_y A_{BM}$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.11 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 2535.67 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_{BM}$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.11 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 3396.6 \text{ kg}$$

➤ Tamaño máximo de la soldadura: $T_{m\acute{a}x.s}$ (Sección J2.2b) $\rightarrow T_{m\acute{a}x.s} = 3.2 \text{ mm}$

➤ Tamaño mínimo de la soldadura: $T_{m\acute{i}n.s}$ (Tabla J2.4) $\rightarrow T_{m\acute{a}x.s} = 3 \text{ mm}$

Se asume el máximo : $T = 3.2 \text{ mm}$

➤ Espesor efectivo de la Garganta: $= 0.707 \cdot 3.2 = 2.262 \text{ mm} = 0.226 \text{ cm}$

➤ Capacidad de soldadura por centimetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{ (Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.75 \cdot (0.60 * 70 * 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(0.226 \text{ cm})(1.00 \text{ cm})$$

$$P_u = 500.47 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Longitud total requerida: $2535.67 / 500.47 = 5.07 \text{ cm}$

Se requieren 5.07 cm para satisfacer la condición de resistencia

➤ Calculando el centro de gravedad de la sección L19x19x3.2 para determinar la longitud de soldadura para cada lado de la conexión. aplicado el segundo teorema de Pappus-Guldin:

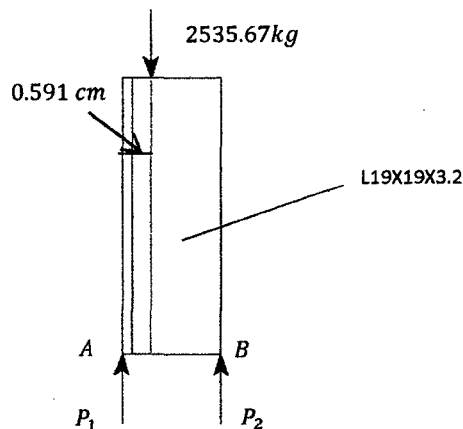
$$\text{Área}_{total} = (19 \cdot 3.2 + 15.8 \cdot 3.2)$$

$$\text{Área}_{total} = 111.36 \text{ mm}^2 = 1.114 \text{ cm}^2$$

$$X_{C.G} = \frac{\frac{3.2}{2}(19 \cdot 3.2) + (3.2 + \frac{15.8}{2})(15.8 \cdot 3.2)}{111.36}$$

$$X_{C.G} = \frac{658.50}{111.36} = 5.913 \text{ mm}$$

$$X_{C.G} = 0.591 \text{ cm}$$



Tomando momentos en en A: $\sum M_A = 0$

$$2535.67 \cdot 0.591 - P_2 \cdot 1.9 = 0$$

$$P_2 = 788.72 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: $\sum F_v = 0$

$$P_1 = 2535.67 - 788.72$$

$$P_1 = 1746.94 \text{ kg}$$

➤ Cálculo de la longitud de soldadura para cada lado del perfil.

Para el lado A:

$$1746.94 / 500.47 = 3.49 \text{ cm} \approx 3.50 \text{ cm}$$

Para el lado B:

$$788.72 / 500.47 = 1.576 \text{ cm} \approx 1.50 \text{ cm}$$

Usando remates de: $2 \cdot 3.2 \text{ mm} = 0.64 \text{ cm} \approx 0.50 \text{ cm}$. Que se resta a cada lado de los cordones laterales, quedando como:

$$\text{Para el lado A: } 3.50 \text{ cm} - 0.50 \text{ cm} = 3.00 \text{ cm} \dots (a)$$

$$\text{Para el lado B: } 1.50 \text{ cm} - 0.50 \text{ cm} = 1.00 \text{ cm} \dots (b)$$

➤ Revisando la resistencia del bloque de con las dimensiones (a) y (b).

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

$$R_n = 0.6(4080 \cdot 5.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 1.9 \cdot 0.32) \\ \leq 0.6(2530 \cdot 5.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 1.9 \cdot 0.32)$$

$$R_n = 6397.44 \leq 4909.44$$

$$R_n = 4909.44 \text{ kg}$$

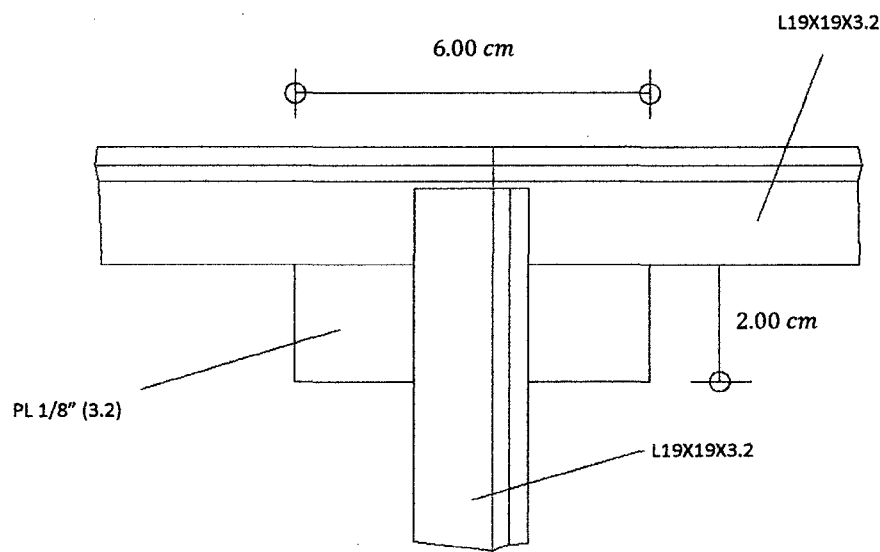
$$\phi R_n = 0.75 \cdot 4909.44 = 3682.08 \text{ kg} > 2535.67 \text{ kg} \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

NOTA: como el ala del perfil superior no es lo suficientemente amplia para el desarrollo de la soldadura, es necesario el uso de una plancha del mismo espesor del perfil que conforma la brida superior, esta cartela sirve principalmente para ampliar el tramo en contacto entre elementos de conexión.

Diseño de Cartela

El diseño de la soldadura será del tipo acanalada cuya unión es sin preparación y a escuadra (menor a $\frac{1}{4}$ ") la cual realizará según lo establecido en la sección J4 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2.

- Como dimensionamiento de la placa se da una longitud de 2.00 cm a ambos lados del perfil L19x19x3.2 y con una altura de 2.00 cm por lo que un lado de soldadura de dicho perfil requiere de 3.00 cm.



- Partiendo de las ecuaciones de Resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_y A_g \dots \text{ (Ecuación J4 – 1 del AISC – 2010)}$$



$$P_u = \phi F_y A_g$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6.00 \text{ cm} \cdot 0.32 \text{ cm}$$

$$P_u = 4371.84 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_e$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6.00 \text{ cm} \cdot 0.32 \text{ cm}$$

$$P_u = 5875.20 \text{ kg}$$

- Área efectiva de soldadura a tope = Long. Soldadura x Espesor efec. Garganta.
 Como se considera una junta de penetración completa (CJP) el espesor de la garganta según el AISC-2010 en su sección J2, debe ser el espesor de la parte más delgada conectada. Es decir = $1/8'' = 3.2 \text{ mm}$.
- Capacidad de soldadura por centímetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{ (Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot (70 * 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(0.32 \text{ cm})(1.00 \text{ cm})$$

$$P_u = 1417.25 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $4371.84 / 1417.25 = 3.08 \text{ cm} \approx 3.50 \text{ cm}$
 Se requieren 3.50 cm para satisfacer la condición de resistencia

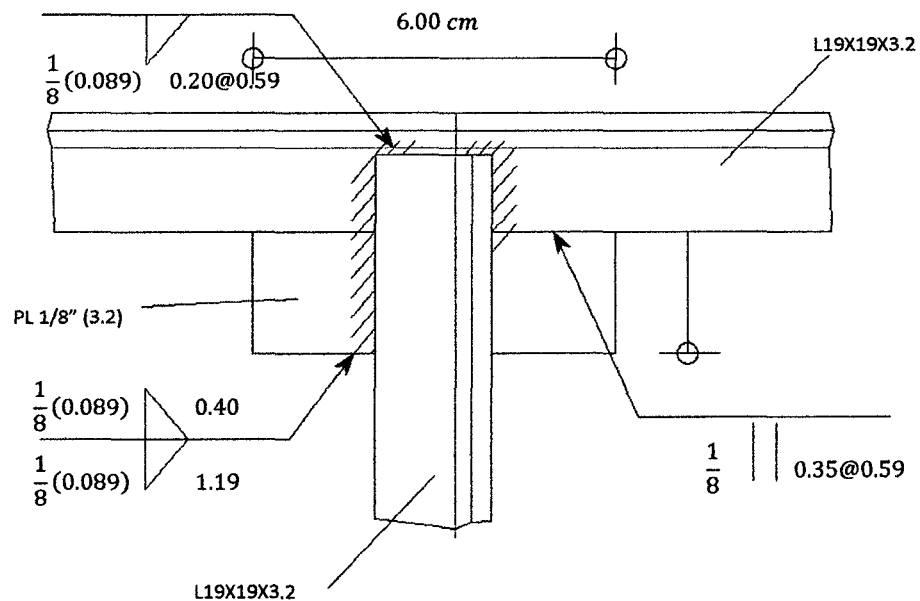


Figura 4. 79: Detalle de Conexión en Viga VP-02.

4.3.3. DISEÑO DE SOLDADURA EN BRIDA INFERIOR DE LA VIGA (VP-03)

Se plantea diseñar la junta con una soldadura filete de los componentes frame: 5369, 5408, 5574 y 6861 diseñados en la sección anterior como perfiles: L32X32X3.2, L25X25X3.2, L32X32X3.2 y L64X64X4.8 respectivamente y con el proceso de soldadura al Arco con Electrodo Protegido (SMAW) con Electrodo E70. Se asume que no está sujeta a una variación repetitiva de esfuerzos. Las siguientes figuras muestran la zona de conexión a diseñar:

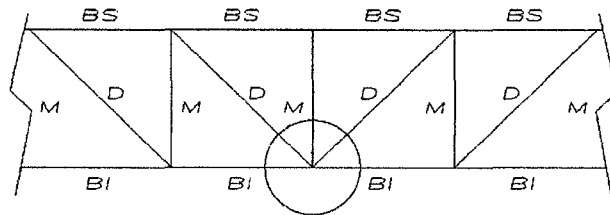


Figura 4. 80: Viga VP-03 del Sistema I.

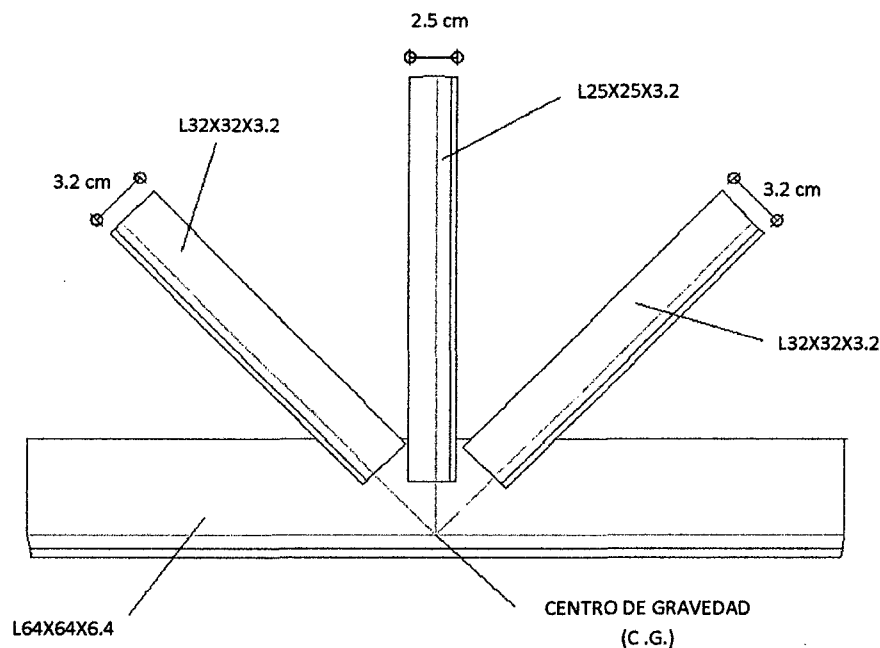


Figura 4. 81: Zona de Conexión de la Viga VP-03 del Sistema I.

Diseño de soldadura filete para el perfil L32x32x3.2:

El diseño de la soldadura se realizará tanto para el perfil diagonal izquierdo como para el derecho, según las lo establecido en la sección J2 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2. Partiendo de las siguientes ecuaciones de resistencia de diseño:



$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 2 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = \phi F_y A_{BM}$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.95 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 4440.15 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_{BM}$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.95 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 5967.00 \text{ kg}$$

- Tamaño máximo de la soldadura: $T_{m\acute{a}x.s}$ (Sección J2.2b) $\rightarrow T_{m\acute{a}x.s} = 3.2 \text{ mm}$

- Tamaño mínimo de la soldadura: $T_{m\acute{i}n.s}$ (Tabla J2.4) $\rightarrow T_{m\acute{a}x.s} = 3 \text{ mm}$

Se asume el máximo : $T = 3.2 \text{ mm}$

- Espesor efectivo de la Garganta: $= 0.707 \cdot 3.2 = 2.262 \text{ mm} = 0.226 \text{ cm}$

- Capacidad de soldadura por centimetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.75 \cdot (0.60 * 70 * 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(0.226 \text{ cm})(1.00 \text{ cm})$$

$$P_u = 500.47 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $4440.15 / 500.47 = 8.87 \text{ cm}$

Se requieren 8.87 cm para satisfacer la condición de resistencia

- Calculando el centro de gravedad de la sección L32x32x3.2 para determinar la longitud de soldadura para cada lado de la conexión. aplicado el segundo teorema de Pappus-Guldin:

$$\text{Área}_{total} = (32 \cdot 3.2 + 28.8 \cdot 3.2)$$

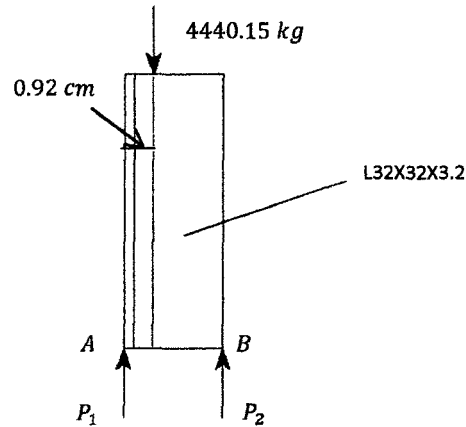
$$\text{Área}_{total} = 194.56 \text{ mm}^2 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$X_{c.g} = \frac{\frac{3.2}{2} (32 \cdot 3.2) + (3.2 + \frac{28.8}{2})(28.8 \cdot 3.2)}{194.56}$$



$$X_{c.g} = \frac{1785.86}{194.56} = 9.17 \text{ mm}$$

$$X_{c.g} = 0.92 \text{ cm}$$



Tomando momentos en en A: $\sum M_A = 0$

$$4440.15 \cdot 0.92 - P_2 \cdot 3.2 = 0$$

$$P_2 = 1276.54 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: $\sum F_v = 0$

$$P_1 = 4440.15 - 1276.54$$

$$P_1 = 3163.61 \text{ kg}$$

➤ Cálculo de la longitud de soldadura para cada lado del perfil.

Para el lado A:

$$3163.61/500.47 = 6.32 \text{ cm} \approx 6.50 \text{ cm}$$

Para el lado B:

$$1276.54/500.47 = 2.55 \text{ cm} \approx 2.50 \text{ cm}$$

Usando remates de: $2 \cdot 3.2 \text{ mm} = 0.64 \text{ cm} \approx 1.00 \text{ cm}$. Que se resta a cada lado de los cordones laterales, quedando como:

$$\text{Para el lado A: } 6.50 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 5.50 \text{ cm} \quad \dots (a)$$

$$\text{Para el lado B: } 2.50 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 1.50 \text{ cm} \quad \dots (b)$$

➤ Revisando la resistencia del bloque de con las dimensiones (a) y (b).

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad \dots \text{Ec. (J4 - 5)}$$



$$R_n = 0.6(4080 \cdot 9.0 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 3.2 \cdot 0.32) \\ \leq 0.6(2530 \cdot 9.0 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 3.2 \cdot 0.32)$$

$$R_n = 11228.16 \leq 8549.76$$

$$R_n = 8549.76 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 8549.76 = 6412.32 \text{ kg} > 4440.15 \text{ kg} \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

Diseño de soldadura filete para el perfil L25X25X3.2:

El diseño de la soldadura se realizará según las lo establecido en la sección J2 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2. Partiendo de las siguientes ecuaciones de resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad \dots \text{ (Ecuación J2 – 2 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = \phi F_y A_{BM}$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.47 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 3347.19 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_{BM}$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.47 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 4498.2 \text{ kg}$$

- Tamaño máximo de la soldadura: $T_{máx.s}$ (Sección J2.2b) $\rightarrow T_{máx.s} = 3.2 \text{ mm}$

- Tamaño mínimo de la soldadura: $T_{mín.s}$ (Tabla J2.4) $\rightarrow T_{máx.s} = 3 \text{ mm}$

Se asume el máximo : $T = 3.2 \text{ mm}$

- Espesor efectivo de la Garganta: $= 0.707 \cdot 3.2 = 2.26 \text{ mm} = 0.226 \text{ cm}$

- Capacidad de soldadura por centimetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{ (Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.75 \cdot (0.60 * 70 * 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(0.226 \text{ cm})(1.0 \text{ cm})$$

$$P_u = 500.46 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $3347.19 / 500.46 = 6.69 \text{ cm}$



Se requieren 12.1 cm para satisfacer la condición de resistencia

- Calculando el centro de gravedad de la sección L25x25x3.2 para determinar la longitud de soldadura para cada lado de la conexión. aplicado el segundo teorema de Pappus-Guldin:

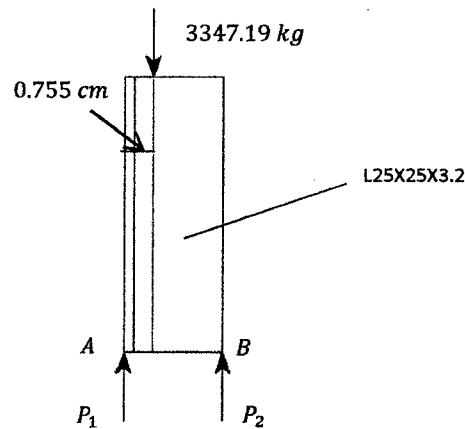
$$\text{Área}_{total} = (25 \cdot 3.2 + 21 \cdot 3.2)$$

$$\text{Área}_{total} = 147.2 \text{ mm}^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$X_{c.g} = \frac{\frac{3.2}{2}(25 \cdot 3.2) + (3.2 + \frac{21.8}{2})(21.8 \cdot 3.2)}{147.2}$$

$$X_{c.g} = \frac{1111.62}{147.2} = 7.55 \text{ mm}$$

$$X_{c.g} = 0.755 \text{ cm}$$



Tomando momentos en en A: $\sum M_A = 0$

$$3347.19 \cdot 0.755 - P_2 \cdot 2.5 = 0$$

$$P_2 = 1010.85 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: $\sum F_v = 0$

$$P_1 = 3347.19 - 1010.85$$

$$P_1 = 2336.34 \text{ kg}$$

- Cálculo de la longitud de soldadura para cada lado del perfil.

Para el lado A:

$$2336.34/500.46 = 4.67 \text{ cm} \approx 5.00 \text{ cm}$$

Para el lado B:

$$1010.85/500.46 = 2.01 \text{ cm} \approx 2.00 \text{ cm}$$



Usando remates de: $2 \cdot 3.2 \text{ mm} = 0.64 \text{ cm} \approx 1.00 \text{ cm}$. Que se resta a cada lado de los cordones laterales, quedando como:

Para el lado A: $5.00 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 4.00 \text{ cm} \dots (a)$

Para el lado B: $2.00 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm} = 1.00 \text{ cm} \dots (b)$

➤ Revisando la resistencia del bloque de con las dimensiones (a) y (b).

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

$$R_n = 0.6(4080 \cdot 7.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 2.5 \cdot 0.32) \leq 0.6(2530 \cdot 7.00 \cdot 0.32) + 1.00(4080 \cdot 2.5 \cdot 0.32)$$

$$R_n = 8747.52 \leq 6664.32$$

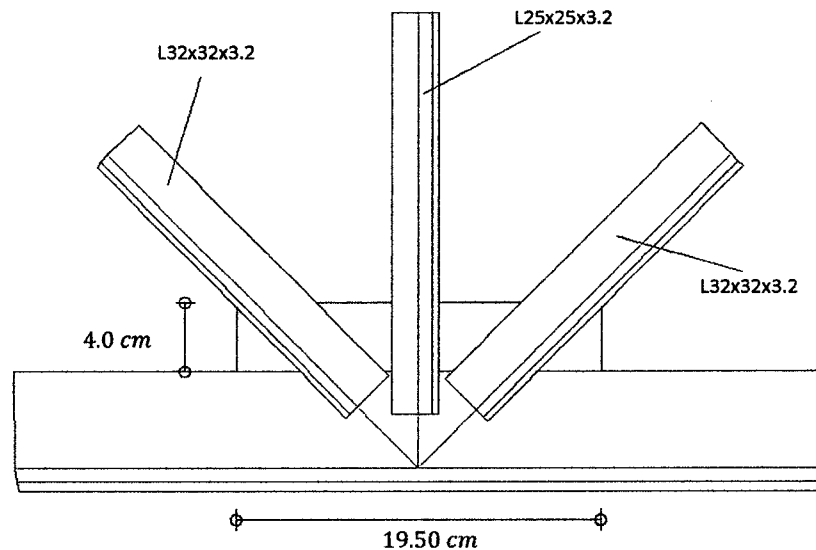
$$R_n = 6664.32 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 6664.32 = 4998.24 \text{ kg} > 3347.19 \text{ kg} \dots \text{ ¡ Cumple !}$$

NOTA: como el ala del perfil superior no es lo suficientemente amplia para el desarrollo de la soldadura, es necesario el uso de una plancha del mismo espesor del perfil que conforma la brida superior, esta cartela sirve principalmente para ampliar el tramo en contacto entre elementos de conexión.

Diseño de Cartela

El diseño de la soldadura será del tipo acanalada cuya unión es sin preparación y a escuadra (menor a 1/4") la cual realizará según lo establecido en la sección J4 de las especificaciones AISC -2010, y de la sección 2.17.1.8 del capítulo 2.





- Como dimensionamiento de la placa se da una longitud prudente de 7.50 cm a ambos lados del perfil L25x25x3.2 y con una altura de 4.00 cm. Espacio suficiente para el desarrollo de la soldadura de filete.

- Partiendo de las ecuaciones de Resistencia de diseño:

$$R_u = \phi R_n$$

$$P_u = \phi P_n$$

- Para el Metal Base, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_y A_g \quad \dots \text{(Ecuación J4 – 1 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = \phi F_y A_g$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 \cdot 19.50 \text{ cm} \cdot 0.48 \text{ cm}$$

$$P_u = 21312.72 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi F_u A_e$$

$$P_u = 0.75 \cdot 4080 \text{ kg/cm}^2 \cdot 19.50 \text{ cm} \cdot 0.48 \text{ cm}$$

$$P_u = 28641.6 \text{ kg}$$

- Área efectiva de soldadura a tope = Long. Soldadura x Espesor efec. Garganta. Como se considera una junta de penetración completa (CJP) el espesor de la garganta según el AISC-2010 en su sección J2, debe ser el espesor de la parte más delgada conectada. Es decir = 3/16" = 4.8 mm.
- Capacidad de soldadura por centímetro:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad \dots \text{(Ecuación J2 – 3 del AISC – 2010)}$$

$$P_u = 0.90 \cdot (70 * 70.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(0.48 \text{ cm})(1.00 \text{ cm})$$

$$P_u = 2125.87 \text{ kg/cm}^2$$

- Longitud total requerida: $21312.72 / 2125.87 = 10.02 \text{ cm} \approx 10.00 \text{ cm}$
Se requieren 10.00 cm para satisfacer la condición de resistencia

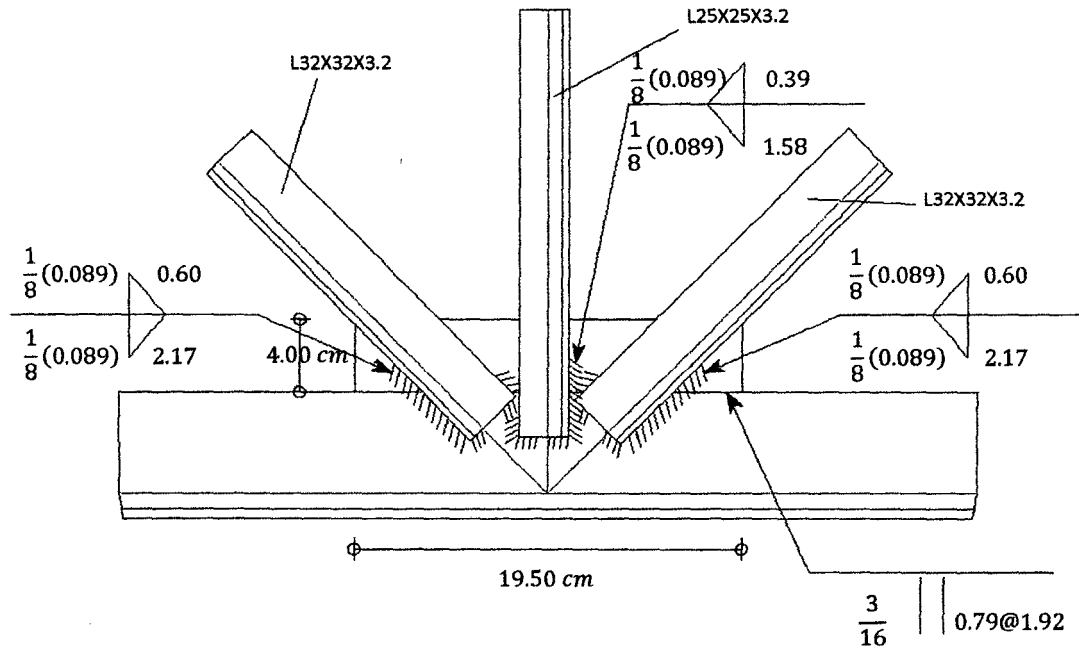


Figura 4. 82: Detalle de Conexión de la Viga VP-03 del Sistema I.



CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL DISEÑO CON EL PROGRAMA SAP2000 Y EL PROCEDIMIENTO MANUAL.

Como se puede observar en el Cuadro 5.1 se han diseñado los componentes de mayor demanda de resistencia respecto a cada Sistema Típico, con los procesos computacional y manual, y se puede decir que en casi todos los casos se ha llegado a resultados iguales, a diferencia del diseño de miembros a tracción pura que difieren sustancialmente, lo que indica la buena interpretación de las especificaciones AISC (2010), de ambos procedimientos de Diseño. Llegando a concluir que dichos procesos son fiables y válidos para el diseño.

Cuadro 5.1: Resumen del diseño comparativo.

FRAME (Barra)	PROCEDIMIENTO	SIST.	DISEÑO	ÁREA (cm ²)	f_y ($\frac{kg}{cm^2}$)	RANGO DEM./CAP.	DESIGNACIÓN COMERCIAL
14258	SAP 2000 V16	S-I	TRACCIÓN PURA	4.61	2530	0.811	L2X2X3/16
	MANUAL	S-I	TRACCIÓN PURA	3.93	2530	-	L1 3/4X1 3/4 X3/16
14274	SAP 2000 V16	S-I	COMPRESIÓN PURA	7.66	2530	0.805	L2 1/2X2 1/2 X3/16
	MANUAL	S-I	COMPRESIÓN PURA	7.66	2530	-	L2 1/2X2 1/2 X3/16
8874	SAP 2000 V16	S-I	COMPRESIÓN PURA	3.40	2530	0.689	L2 1/2X2 1/2 X3/16
	MANUAL	S-I	COMPRESIÓN PURA	3.40	2530	-	L2 1/2X2 1/2 X3/16
8683	SAP 2000 V16	S-I	TRACCIÓN PURA	2.87	2530	0.647	Var 3/4"
	MANUAL	S-I	TRACCIÓN PURA	1.98	2530	-	Var 5/8"
9	SAP 2000 V16	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	159.0	2530	0.898	HSS16X12X1/2
	MANUAL	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	159.0	2530	0.898	HSS16X12X1/2
7	SAP 2000 V16	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	159.0	2530	0.877	HSS16X12X1/2
	MANUAL	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	159.0	2530	0.877	HSS16X12X1/2
43	SAP 2000 V16	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	21.2	2530	0.686	HSS7X3X3/16
	MANUAL	S-II	FLEXO-COMPRESIÓN	21.2	2530	0.686	HSS7X3X3/16
180	SAP 2000 V16	S-III	COMPRESIÓN PURA	28.58	2530	0.748	W6X15
	MANUAL	S-III	COMPRESIÓN PURA	28.58	2530	-	W6X15
183	SAP 2000 V16	S-III	TRACCIÓN PURA	19.9	2530	0.845	C6X10.5
	MANUAL	S-III	TRACCIÓN PURA	19.9	2530	-	C6X10.5



8	SAP 2000 V16	S-III	FLEXO-COMPRESIÓN	85.8	2530	0.855	W16X45
	MANUAL	S-III	FLEXO-COMPRESIÓN	85.8	2530	0.855	W16X45
352	SAP 2000 V16	S-III	FLEXIÓN PURA	85.8	2530	0.652	W6X15
	MANUAL	S-III	FLEXIÓN PURA	85.8	2530	0.652	W6X15

5.2. EVALUACIÓN DE LOS COMPONENTES Y SISTEMAS EN CONJUNTO

La evaluación general del diseño, permitirá interpretar los resultados de las fases más importantes de este, con el fin de brindar algunos criterios recomendados al momento de diseñar este tipo de estructuras en acero. Como objetivo principal del presente trabajo de investigación esta sección tomará los aspectos funcionales, ventajas y desventajas de cada sistema frente a sucesos accidentales o mientras se encuentra en su estado de servicio, por lo que para el caso se interpretará los resultados del punto 4.2 de todos los sistemas.

5.2.1. EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU MODO DE VIBRACIÓN

De acuerdo a la sección 18.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones la respuesta máxima esperada de las fuerzas internas de los elementos componentes como de los parámetros globales de cada sistema, es igual al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración. La norma E.030 recomienda que en cada dirección se consideren los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos 90% de la masa de la estructura. El siguiente reporte proporcionado por el programa Sap2000 muestra para cada sistema 20 modos de vibración, la tercera columna muestra el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, las columnas UX y UY representan la masa traslacional, y en las columnas SumUX y SumUY muestran la acumulación de masas.

Cuadro 5.2: Porcentaje de Masa Participativa del Sistema I.

SISTEMA I: Porcentaje de Masa Participativa						
Tipo de Vibración	Número	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sin Und.	Sec.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.
Modo	1	0.579452	0.991	3.766E-08	0.99	3.8E-08
Modo	2	0.416274	5.341E-08	0.308	0.99	0.31
Modo	3	0.401065	6.796E-08	0.011	0.99	0.32
Modo	4	0.369381	0.0008266	0.0001408	0.99	0.32
Modo	5	0.310092	0.0003544	0.005994	0.99	0.33
Modo	6	0.306669	0.00001233	9.206E-07	0.99	0.33



Modo	7	0.303421	0.0000211	0.011	0.99	0.34
Modo	8	0.301123	0.00005751	0.0004838	0.99	0.34
Modo	9	0.300133	0.00009805	0.049	0.99	0.39
Modo	10	0.297729	0.00006271	0.02	0.99	0.41
Modo	11	0.291264	0.0001062	0.006375	0.99	0.41
Modo	12	0.284896	0.00006495	0.012	0.99	0.43
Modo	13	0.280327	0.00003661	0.092	0.99	0.52
Modo	14	0.27775	0.0001006	0.001046	0.99	0.52
Modo	15	0.275989	0.00004475	0.042	0.99	0.56
Modo	16	0.269708	0.000004134	0.2	0.99	0.76
Modo	17	0.264527	0.000001181	0.038	0.99	0.80
Modo	18	0.260354	1.253E-07	0.082	0.99	0.88
Modo	19	0.24832	0.000001168	0.015	0.99	0.90
Modo	20	0.245418	0.000001405	0.000006038	0.99	0.90

Cuadro 5. 28: Porcentaje de Masa Participativa del Sistema II.

SISTEMA II: Porcentaje de Masa Participativa						
Tipo de vibración	Número	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sin Und.	Sec.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.
Modo	1	0.888637	0.485	1.763E-09	0.49	1.8E-09
Modo	2	0.743607	4.131E-08	0.389	0.49	0.39
Modo	3	0.724893	2.97E-08	0.00002246	0.49	0.39
Modo	4	0.698038	7.673E-09	0.435	0.49	0.82
Modo	5	0.697803	3.896E-08	0.054	0.49	0.88
Modo	6	0.596857	6.871E-09	0.0005176	0.49	0.88
Modo	7	0.580599	3.515E-08	1.905E-08	0.49	0.88
Modo	8	0.55318	6.355E-08	0.001694	0.49	0.88
Modo	9	0.551131	1.552E-07	7.944E-08	0.49	0.88
Modo	10	0.545994	0.016	1.036E-09	0.50	0.88
Modo	11	0.311869	2.039E-09	0.00009629	0.50	0.88
Modo	12	0.311434	2.698E-09	0.022	0.50	0.90
Modo	13	0.286622	4.026E-13	0.001124	0.50	0.90
Modo	14	0.275463	2.234E-09	0.002368	0.50	0.91
Modo	15	0.27537	6.705E-09	0.037	0.50	0.94
Modo	16	0.249427	1.218E-09	0.000005538	0.50	0.94
Modo	17	0.249246	1.24E-09	0.052	0.50	1.00
Modo	18	0.218709	0.000001169	2.214E-12	0.50	1.00
Modo	19	0.214636	0.07	1.232E-11	0.57	1.00
Modo	20	0.191267	0.0000235	1.402E-09	0.57	1.00



Cuadro 5.4: Porcentaje de Masa Participativa del Sistema III.

SISTEMA III: Porcentaje de Masa Participativa						
Tipo de vibración	Número	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sin Und.	Sec.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.	Sin Und.
Modo	1	1.056004	8.533E-11	0.676	8.5E-11	0.68
Modo	2	1.012267	4.248E-10	0.004503	5.1E-10	0.68
Modo	3	1.005674	1.125E-09	0.318	1.6E-09	1.00
Modo	4	0.913334	4.487E-09	5.374E-07	6.1E-09	1.00
Modo	5	0.75059	6.809E-14	0.001083	6.1E-09	1.00
Modo	6	0.475173	0.362	3.752E-09	0.36	1.00
Modo	7	0.439668	3.508E-10	8.383E-08	0.36	1.00
Modo	8	0.43061	5.89E-13	0.0003574	0.36	1.00
Modo	9	0.386066	4.876E-09	0.00001518	0.36	1.00
Modo	10	0.355802	0.00001817	6.631E-11	0.36	1.00
Modo	11	0.340414	0.000003579	5.453E-11	0.36	1.00
Modo	12	0.332763	0.062	1.444E-09	0.42	1.00
Modo	13	0.247758	3.926E-17	0.000003729	0.42	1.00
Modo	14	0.241828	1.517E-11	1.677E-08	0.42	1.00
Modo	15	0.217477	0.503	2.3E-10	0.93	1.00
Modo	16	0.188692	0.000007523	3.077E-08	0.93	1.00
Modo	17	0.183099	2.898E-13	6.613E-09	0.93	1.00
Modo	18	0.181816	0.00000626	0.00001045	0.93	1.00
Modo	19	0.180414	3.875E-09	2.53E-12	0.93	1.00
Modo	20	0.180394	1.093E-10	0.000004066	0.93	1.00

Como se puede observar en el siguiente cuadro resumen se comparan los tres sistemas con la mayor masa asociada y su respectivo periodo. Cumpliendo con lo especificado en la norma E.030 todas excepto el sistema II cumplen con el porcentaje mayor a 90% de la combinación de masa total de cada estructura.

Cuadro 5.5: Resumen de Porcentajes de Masa Participativa.

SISTEMA	DESCRIPCIÓN		SUMATORIA DE MASAS	
	MODO	PERIODO (seg.)	EJE X (%)	EJE Y (%)
I	19	0.248	0.99	0.90
II	19	0.215	0.57	1.00
III	15	0.217	0.93	1.00

La Figura 5.1 muestra un diagrama de barras donde se compara los periodos de cada sistema típico. El sistema compuesto por secciones tubulares (S.II) posee el menor



periodo, por lo tanto representa la estructura más rígida de las 3. Mientras el sistema I posee un comportamiento más flexible que los demás.

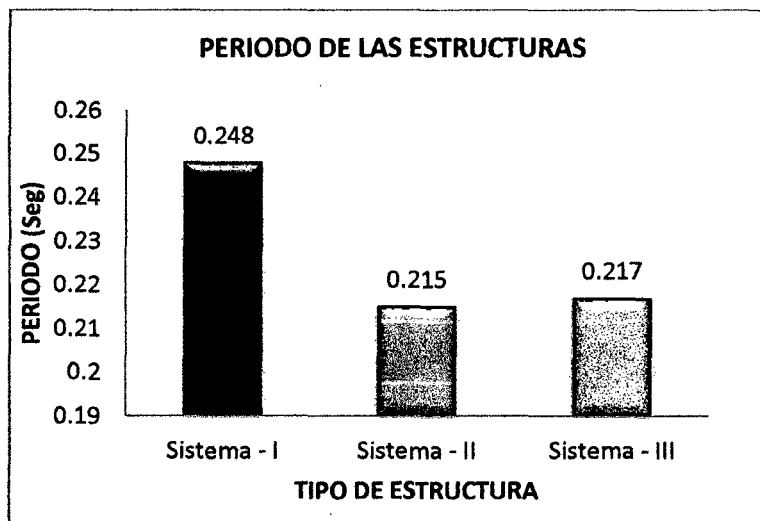


Figura 5.1: Periodo de cada Sistema.

Alternativamente el reporte de incidencia de cargas participativas según el tipo de análisis, muestra claramente que el mayor porcentaje en cada eje está ubicado en el análisis estático, lo que demuestra su importancia frente al análisis dinámico (espectral).

Cuadro 5.6: Rango de cargas Participativas Estáticas y Dinámicas.

SISTEMA I: Rango de cargas participativas Estáticas-Dinámicas				
Tipo de caso	Tipo de Item	Item	%Estático	%Dinámico
MODAL	Aceleración	UX	99.95	99.29
MODAL	Aceleración	UY	97.53	89.54
MODAL	Aceleración	UZ	78.84	28.71

SISTEMA II: Rango de cargas participativas Estáticas-Dinámicas				
Tipo de caso	Tipo de Item	Item	%Estático	%Dinámico
MODAL	Aceleración	UX	97.81	57.16
MODAL	Aceleración	UY	99.99	99.49
MODAL	Aceleración	UZ	97.14	58.75

SISTEMA III: Rango de cargas participativas Estáticas-Dinámicas				
Tipo de caso	Tipo de Item	Item	%Estático	%Dinámico
MODAL	Aceleración	UX	99.68	92.66
MODAL	Aceleración	UY	100.00	99.99
MODAL	Aceleración	UZ	99.66	82.26



5.2.2. EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU PESO

Se evalúa siguiendo el criterio de bajo peso de la estructura para optimizar costos, sabiendo que a menor peso muerto, menor es la sollicitación de fuerza sísmica equivalente y menores son los esfuerzos requeridos lo que permite un diseño liviano de bajo costo y estructuralmente resistente.

Cuadro 5.7: Peso Muerto de cada Sistema.

SISTEMA I: CARGA MUERTA TOTAL (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
D	LinStatic	1.089E-08	1.846E-08	89555.57

SISTEMA II: CARGA MUERTA TOTAL (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
D	LinStatic	2.439E-11	4.177E-08	83530.23

SISTEMA III: CARGA MUERTA TOTAL (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
D	LinStatic	-8.413E-12	2.682E-09	71802.39

El cuadro 5.7 muestra una comparación de carga muerta de los tres sistemas estudiados, sin embargo es importante señalar que el "Sistema I" muestra un peso que incluye las columnas de concreto, 12 en total, cada una con un peso de 3.58 toneladas siendo un total de 42.96 ton, lo que indica que el peso real del acero del sistema I es **55593.17 kg o 55.59 ton**. Siendo este el sistema más liviano en lo que al acero se refiere.

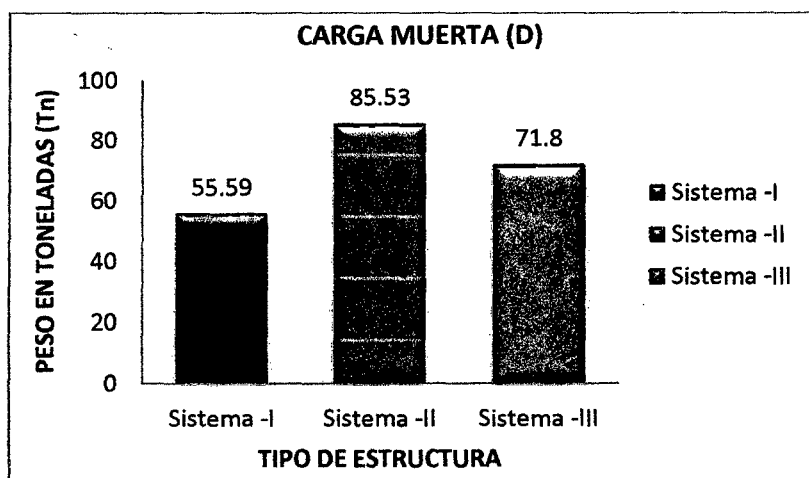


Figura 5.2: Proporción de Peso Muerto entre Sistemas.



5.2.3. EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN SU FUERZA SÍSMICA

La fuerza sísmica o carga sísmica depende íntegramente del coeficiente basal y del peso sísmico, en el análisis estático se ingresaron los coeficientes calculados en punto 3 del análisis de cargas externas, para el sismo SX el coeficiente basal es: $C_b = 0.091 \rightarrow$ Carga de sismo: $V_x = 0.091P_{sismico}$ y, para el sismo SY el coeficiente basal es: $C_b = 0.103 \rightarrow$ Carga de sismo: $V_y = 0.103P_{sismico}$. Los siguientes reportes del software muestran la fuerza sísmica para cada sistema.

Cuadro 5. 8: Valores de Fuerza Sísmica Estática

SISTEMA I: FUERZA SISMICA ESTÁTICA (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
SX	LinStatic	-9189.5	3.839E-09	6.65E-09
SY	LinStatic	8.325E-10	-10401.31	-1.55E-09
D+0.25L	Combination	1.353E-08	2.285E-08	100982.87

SISTEMA II: FUERZA SISMICA ESTÁTICA (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
SX	LinStatic	-8598.03	-3.034E-10	2.34E-09
SY	LinStatic	-2.309E-11	-9731.83	-2.22E-09
D+0.25L	Combination	2.702E-11	4.835E-08	94483.83

SISTEMA III: FUERZA SISMICA ESTÁTICA (Kg)				
Carga	Tipo de Caso	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
SX	LinStatic	-7530.8	4.946E-11	-1.00E-10
SY	LinStatic	1.564E-11	-8523.87	-1.21E-09
D+0.25L	Combination	-9.161E-12	3.127E-09	82755.99

En el cuadro anterior la combinación D+0.25L es el peso de la edificación de acuerdo a la sección 16.3 de la norma E.030 la cual es multiplicada por los coeficientes de base para cada sentido (eje X o Y) y se obtiene la fuerza producida por el sismo en la dirección X o Y. Por ejemplo para el sistema I:

✓ Para SX

$$C_b = 0.091 \rightarrow V_x = 0.091P_{sismico}$$

$$V_x = 0.091 \cdot 100982.87$$

$$V_x = 9189.44 \text{ Kg}$$

✓ Para SY

$$C_b = 0.103 \rightarrow V_x = 0.103P_{sismico}$$

$$V_x = 0.103 \cdot 100982.87$$



$$V_x = 10401.24 \text{ Kg}$$

Los resultados obtenidos del ejemplo demuestran que el software ha tomado correctamente los valores de la acción sísmica en los ejes de desplazamiento X y Y siendo estos necesarios para conformar todas las combinaciones de carga necesarias para el diseño.

5.2.4. EVALUACIÓN DE ELEMENTOS VIGA SEGÚN SU DEFORMACIÓN VERTICAL.

Los elementos viga que componen cada sistema son evaluados de acuerdo a su deformación (desplazamiento) vertical ante envolventes de servicio, viento, sismo y una envolvente combinada de todas las cargas estáticas a las que está expuesto cada sistema. Cabe señalar que para esta comparación se tomaron todas las cargas y luces de igual magnitud. En el siguiente cuadro se puede observar dichos elementos y su deformada vertical:

- ✓ Para la viga VP-1 el sistema III toma como elemento una armadura tipo Pratt que muestra un mejor comportamiento ante la deformación vertical. No obstante el sistema I con la viga espacial en arco de alma abierta posee una deformación muy parecida a la del sistema I.
- ✓ Para la viga VP-2 el sistema I ofrece un elemento espacial conformado por ángulos que poseen baja deformación vertical, y
- ✓ Para el Larguero P-1 el sistema I ofrece un elemento espacial (Polín espacial) conformado por ángulos y varillas de acero liso que en conjunto constituyen un elemento rígido y de baja deformación vertical.

Cuadro 5.9: Desplazamientos Verticales por Envolvente.

ELEMENTO	SISTEMA	ENVOLVENTE SERVICIO	DEFORMACIÓN VERTICAL Δ (cm)			
			CONTROL $\Delta_{MAX} > \Delta$	ENVOLVENTE VIENTO	ENVOLVENTE SISMO	ENVOLVENTE TOTAL
VP-1	S - I	6.74	<i>¡Cumple!</i>	2.09	0.56	9.04
	S - II	13.81	<i>¡Cumple!</i>	3.76	0.00	18.29
	S - III	5.78	<i>¡Cumple!</i>	1.59	0.02	7.66
VP-2	S - I	0.03	<i>¡Cumple!</i>	0.00	0.00	0.16
	S - II	0.61	<i>¡Cumple!</i>	0.00	0.00	0.85
	S - III	1.78	<i>¡Cumple!</i>	0.02	0.00	2.59
VP-3	S - I	1.20	<i>¡Cumple!</i>	0.00	0.00	1.72
	S - II	-	-	-	-	-
	S - III	-	-	-	-	-
P-1	S - I	2.09	<i>¡Cumple!</i>	0.76	0.22	3.39
	S - II	4.13	<i>¡Cumple!</i>	1.09	0.77	5.74
	S - III	2.80	<i>¡Cumple!</i>	0.75	0.18	3.87



5.2.5. EVALUACIÓN DE SISTEMAS SEGÚN DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Para este fenómeno de desplazamiento horizontal (Para el eje crítico horizontal Y) de estructuras de acero (cuando se relaciona con la altura desde el piso es llamado *derivas*) no existen claramente recomendaciones para su control o deformación máxima, por lo que la evaluación consiste en una comparación del desplazamiento máximo horizontal entre sistemas.

Cuadro 5.10: Desplazamientos Horizontales por Envolvente.

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL Δ (cm)				
SISTEMA	ENVOLVENTE SERVICIO	ENVOLVENTE VIENTO	ENVOLVENTE SISMO	ENVOLVENTE TOTAL
S - I	0.38	0.34	0.20	0.76
S - II	4.15	1.98	1.81	6.40
S - III	4.45	3.95	4.18	5.89

Los desplazamientos horizontales del eje Y fueron tomados del punto crítico C-6 de cada sistema a 7.5m del piso. El cuadro anterior demuestra la clara ventaja que tiene el "sistema I" frente a los sistemas II y III, respecto a la rigidez en dicho eje que es el más débil de los desplazamientos horizontales debido a la poca densidad de pórticos y falta de arriostramientos en los mismos.

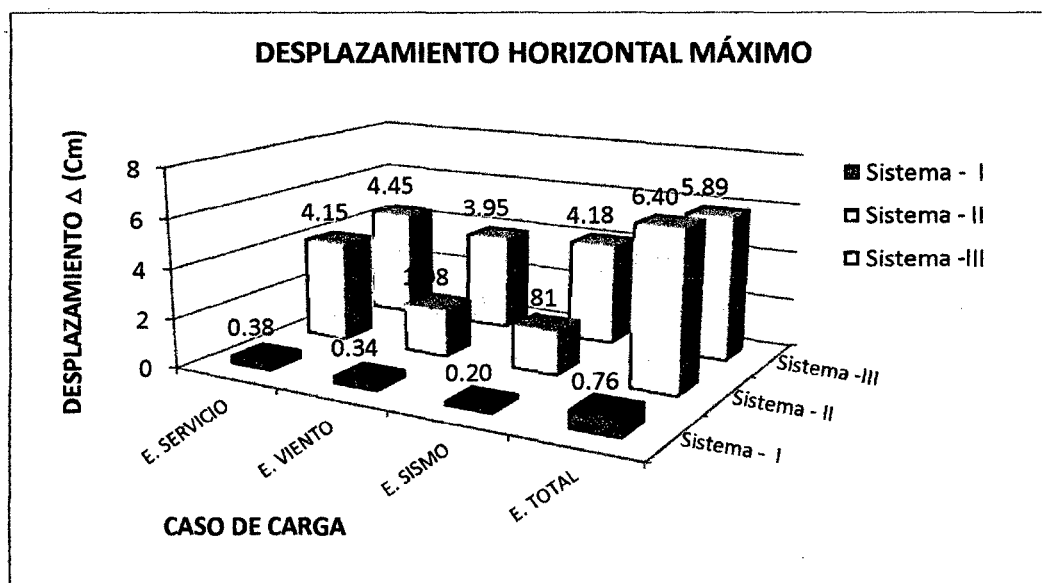


Figura 5.3: Proporción del Desplazamiento Horizontal entre Sistemas.



5.3. RESUMEN DEL ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS TÍPICOS

Como se ha visto en el Capítulo 4, cada sistema típico posee un comportamiento estructural distinto, por lo que es importante para el proyectista determinar que utilidad pueden tener cada tipo de sistema. A continuación se presenta un cuadro resumen con la información más relevante acerca del comportamiento de cada sistema evaluado.

Cuadro 5.11: Desplazamientos Horizontales por Envolvente.

VARIABLES DEPENDIENTES	SISTEMA TÍPICO		
	TIPO I	TIPO II	TIPO III
PERIODO (seg)	0.248	0.215	0.217
MASA PART. X-Y (%)	99-90	57-100	93-100
PESO (tn)	55.59	83.53	71.80
FUERZA SÍSMICA X-Y (tn)	9.19-10.40	8.60-9.73	7.53-8.52
DEFORMACIÓN VERTICAL EN VIGA VP-1 (EVOLV. T.) (cm)	9.04	18.29	7.66
DEFORMACIÓN VERTICAL EN VIGA VP-2 (EVOLV. T.) (cm)	0.16	0.85	2.59
DEFORMACIÓN VERTICAL EN VIGA P-1 (EVOLV. T.) (cm)	3.39	5.74	3.87
DEFORMACIÓN HORIZONTAL (EVOLV. T.) (cm)	0.76	6.40	5.89

El Sistema espacial de alma abierta (S.I) respecto a su peso tiene una ventaja considerable frente a los demás sistemas típicos, sin embargo cabe destacar que el mejor comportamiento estructural frente a deformaciones en sus vigas principales (Pratt) es del sistema compuesto por perfiles de alma llena W (S.II). El sistema de tubos HSS posee el menor periodo, no obstante la suma de masas participativas efectivas no llega al 90% recomendado por el reglamento nacional de edificaciones (RNE).



CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- ❖ El sistema conformado por elementos espaciales de alma abierta demostró ser la mejor alternativa de solución óptima frente a sistemas tubulares y de alma llena, por poseer un buen comportamiento estructural y menor costo de construcción.
- ❖ La fase conceptual del proceso de diseño fue la etapa más importante para la distribución y elección de elementos componentes de cada sistema, permitiendo identificar los tipos de configuración óptima que llevará cada sistema típico. Así mismo la separación entre elementos principales y largueros de cada sistema fue el mismo, con la finalidad de que dichos elementos posean la misma área tributaria y sean comparables entre sí.
- ❖ Al igual que para los largueros de los tres tipos de sistemas, para las vigas principales de los sistemas I y III ha sido necesario establecer las condiciones de borde de su celosía para una transmisión despreciable de momentos, como lo establece la sección J1-2 de las especificaciones AISC (2010). Mientras que para el sistema compuesto por elementos tubo HSS según la sección J1-3, se consideró una conexión de momento completamente restringida (FR) diseñada para el efecto combinado de fuerzas de Momentos y corte inducidos por la rigidez de las conexiones.
- ❖ Se realizó el análisis de cargas actuantes, para los tres tipos de sistemas, provocando una acción similar de cargas vivas, muertas, de viento, y de lluvia para que la evaluación sea consistente y se pueda percibir resultados comparables. Respecto al análisis sísmico, se calculó la fuerza sísmica equivalente y el espectro de diseño para el análisis estático y dinámico respectivamente.
- ❖ El análisis estructural se llevó a cabo con el software Sap2000, con las combinaciones de carga establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, y las envolventes necesarias para el diseño. Como resultado del análisis estructural se encontró que los rangos de cargas participativas Estáticas-Dinámicas de los tres tipos de sistemas fueron siempre mayor para el caso de cargas Estáticas (Ver cuadro 4.33).
- ❖ Partiendo del Diseño AISC (2010) de los componentes metálicos que conforman elementos y sistemas estructurales típicos de techo, se pudo comparar que a nivel de Resultados, los procedimientos desarrollados por el software Sap2000 con el método manual son en sumo exactamente iguales los que se pueden corroborar en el Cuadro Resumen 4.28.
- ❖ Respecto a Modos de vibración, de acuerdo con la sección 18.2 del RNE la suma de masas efectivas deben ser mayores o iguales al 90% de la masa total de la estructura (para cada eje), solo los sistemas I y III con periodos de 0.248 y 0.217 seg. cumplen tales requisitos, lo cual es un factor aceptable ya que se encuentran en los ratios típicos del comportamiento sísmico permitido.



- ❖ Según su Fuerza Sísmica, en la sección 4.3.3 se puede comprobar la aplicación correcta que hace el software de dicha fuerza, que está en función principalmente del peso sísmico y de los factores de reducción R. siendo el sistema II el que presenta la mayor fuerza Sísmica en sus ejes X y Y, este factor no es tan relevante para el sistema I ya que esta acción es absorbida en su mayoría por las columnas de concreto armado que la constituyen.
- ❖ Según el peso total del acero estructural, el sistema de elementos espaciales (S.I) resulto ser hasta un 35% más liviano que el sistema compuesto de elementos HSS (S.II) y un 24% frente al sistema conformado por componentes de alma llena W (S.III). resultando el sistema I como el más liviano, que traducido a costos vendría a ser el más económico.
- ❖ Respecto a desplazamientos verticales en vigas, y ante la Envolvente de Diseño, el sistema III tomó como elemento VP-1 una armadura tipo Pratt que es la que menos deformación vertical presentó en comparación con la viga espacial (S.I) o la viga HSS (S.II). Mientras que para la viga VP-2 el elemento espacial plano del sistema I ofreció una baja deformación vertical. Por último para el larguero P-1 del sistema I (polín espacial) y el sistema III (tubo HSS) presentaron deformaciones mínimas.
- ❖ Respecto a desplazamientos Horizontales, el sistema I por estar compuesto por columnas de concreto armado (mayor rigidez) su desplazamiento horizontal fue un 92.5% más bajo que los demás.
- ❖ El diseño de soldadura de las conexiones simples en ángulos, fue del tipo Filete y en juntas donde no cubría el desarrollo del cordón fue necesario el diseño de cartelas del mismo espesor del material de conexión con el tipo de soldadura Acanalada garantizando el buen comportamiento de bloque necesario en la junta.

6.2. RECOMENDACIONES

- ❖ Se recomienda a los futuros investigadores realizar un Análisis Estructural manual de los elementos de acero y compararlos con los resultados obtenidos por el software Sap2000.
- ❖ Se recomienda investigar sobre los mecanismos de montaje y posibles controles de calidad que requieren cada tipo de sistema estructural de techo.
- ❖ Se recomienda investigar el diseño de elementos de cerramiento de este tipo de sistemas, tales como muros de albañilería, drywall, paneles de vidrio reforzado, etc.
- ❖ Se recomienda investigar el diseño de estructuras combinadas de acero y concreto armado, y la interacción de estos materiales en elementos de losas colaborantes, columnas combinadas, arriostramientos metálicos, etc.



REFERENCIAS

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

1. ANSI/AISC 360-10 (Instituto Americano de la Construcción en Acero, US). 2010, Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero, Santiago de Chile, Alacero. 318 p.
2. ANSI/AISC 360-10 Comentario (Instituto Americano de la Construcción en Acero, US). 2012, Comentarios de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero, Santiago de Chile, Alacero. 314 p.
3. ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Building and Other Structures, US). 2010, American Society of Civil Engineers. Virginia, 608 p.
4. AWS (American Welding Society, US). 2006. Código de Soldadura Estructural. s.e. USA.
5. RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones, PE). 2010. Norma E.020. 3 ed. Lima, Megabyte. 656 p.
6. RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones, PE). 2010. Norma E.030. 3 ed. Lima, Megabyte. 656 p.
7. RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones, PE). 2010. Norma E.090. 3 ed. Lima, Megabyte. 656 p.
8. NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente). 2010. Cap. G8: Armaduras. Bogotá, s.e. p. 1852.
9. SJI (Steel Joist and Joist Girders, US). 2005. Standar Specifications, Load Tables and Weight for SJI. 42 ed.

LIBROS

10. Aroca, R. 2006. Vigas Trianguladas y Cerchas. s.e. Madrid. 34 p.
11. Bowles, JE. 1993. Diseño de Acero Estructural. Ed. Limusa, México D.F. Noriega.
12. Cervera, MR, Blanco E. 2001. Mecánica de Estructuras Libro 1 Resistencia de Materiales. s.e Barcelona.
13. Cervera, MR, Blanco E. 2002. Mecánica de Estructuras Libro 2 Métodos de Análisis. Ed UPC Barcelona.
14. Cruz, CA. 2012. Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos por el Método LRFD. s.e. San Salvador.
15. Fitzgerald, R. 2000. Mecánica de Materiales, Worcester Polytechnic Institute, Alfaomega, Colombia, 520 p.



16. Hibbeler, R.C. 2012. Análisis Estructural. 8 ed. Mexico, Pearson. 695 p.
17. Leet, K. 2006. Fundamentos de análisis estructural. 2 ed. US, Mc Graw Hill.
18. McCormac, JC, Csernak, SF. 2012. Structural Steel Desing. Ed. Stark. 5 ed. New Jersey, Pearson. 724 p.
19. Nonnast, R. 1993. El Proyectista de Estructuras Metálicas 1. 18 ed. Madrid, Parainfo. 266 p.
20. Nonnast, R. 1994. El Proyectista de Estructuras Metálicas 2. 10 ed. Madrid, Parainfo. 274 p.
21. Parker, H. 1972. Diseño Simplificado de Armaduras de Techo para Arquitectos y Constructores. Limusa. México D.F.
22. Popov, E. 1981. Introducción a la Mecánica de los Sólidos, Ed. Limusa, México D.F.
23. Segui, WT. 2013. Steel Desing, Altieri. 5 ed. Stamford, Cengage 772 p.
24. Smit, JC. 1988. Structural Steel Desing. 2 ed. s.e. Wiley. 560 p.
25. Soto, H. 2000. Diseño de Estructuras Metálicas. Vol. II. s.e. México D.F.
26. Vinnakota, S. 2006. Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD. s.e. Mc Graw.
27. Wilson, E. 2004. Análisis Estático y Dinámico de Estructuras. Trad. Morrison Ingenieros. 4 ed. California, CSI. 462 p.
28. Zapata, LF. 2004. Diseño Estructural en Acero. s.e. 2 ed. Lima. 11-39 p.

TESIS

29. Carrasco, CA. 2011. Metodología para el Análisis Estático y Dinámico de Estructuras Metálicas Aplicando el Método de los Elementos Finitos. Tesis Ing. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.
30. Cruz, CA, Figueroa, PR, Hernandez, CL. 2012. Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos Utilizando el Método LRFD. Tesis Ing. San Salvador. Universidad de El Salvador. 464 p.
31. Meza, CA. 2012. Optimización Topológica en el Diseño de Elementos Estructurales Mecánicos. Tesis Ing. Santiago de Cali. Universidad Autónoma de Occidente. 68 p.
32. Pérez, M. 2009. Diseño y Cálculo de la Estructura Metálica y de la Cimentación de una Nave Industrial. Tesis Ing. Madrid. Universidad Carlos III de Madrid Escuela Politécnica Superior. 321 p.
33. Santiago, L. 2005. Diseño de Armaduras para Techo. Tesis Ing. Chapingo. Universidad Autónoma de Chapingo. Universidad de El Salvador. 156 p.



ANEXOS

ANEXO 1

FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA: METODO ANALITICO

Mediante nomogramas desarrollados mediante un análisis de pendiente-desviación de los marcos incluyendo el efecto de las cargas en las columnas. Un nomograma se desarrolló para columnas arriostradas contra lado y el otro para columnas sometidas a lado. Ambos proporcionan buenos valores de K sin tener que usar largos procedimientos de tanteos con las ecuaciones de pandeo.

Primero se propone tamaños preliminares de vigas o columnas que se conectarán con la columna antes de poder determinar el factor K.

Determinar el lado impedido si es que los hubiera (arriostramientos laterales, muros, etc) que puedan impedir la traslación horizontal de los nudos. En caso el lado no este impedido, significaría que la resistencia a la traslación horizontal es suministrada sólo por la resistencia a la flexión y a la regidez de las vigas del marco en consideración con sus juntas continuas.

La resistencia a la rotación proporcionada por las vigas que se unen en la columna depende de las rigideces rotacionales de esos miembros. El momento necesario para producir una rotación unitaria en un extremo de un miembro cuando el otro está empotrado se denomina rigidez angular; este momento tiene el valor de $4EI/L$ para un miembro homogéneo de sección transversal constante. Por lo tanto se puede deducir que la restricción rotatoria en el extremo de una columna particular es proporcional a la razón de la suma de las rigideces de las columnas a la suma de las rigides de las vigas que se unen en ese nudo.

$$G = \frac{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las columnas}}{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las vigas}} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

[structural Stability Research Council, "Guide to Stability Desing Criteria for Metal Structures", 4ta. Ed. T. V. Galambos, edition, Nueva York, 1988]

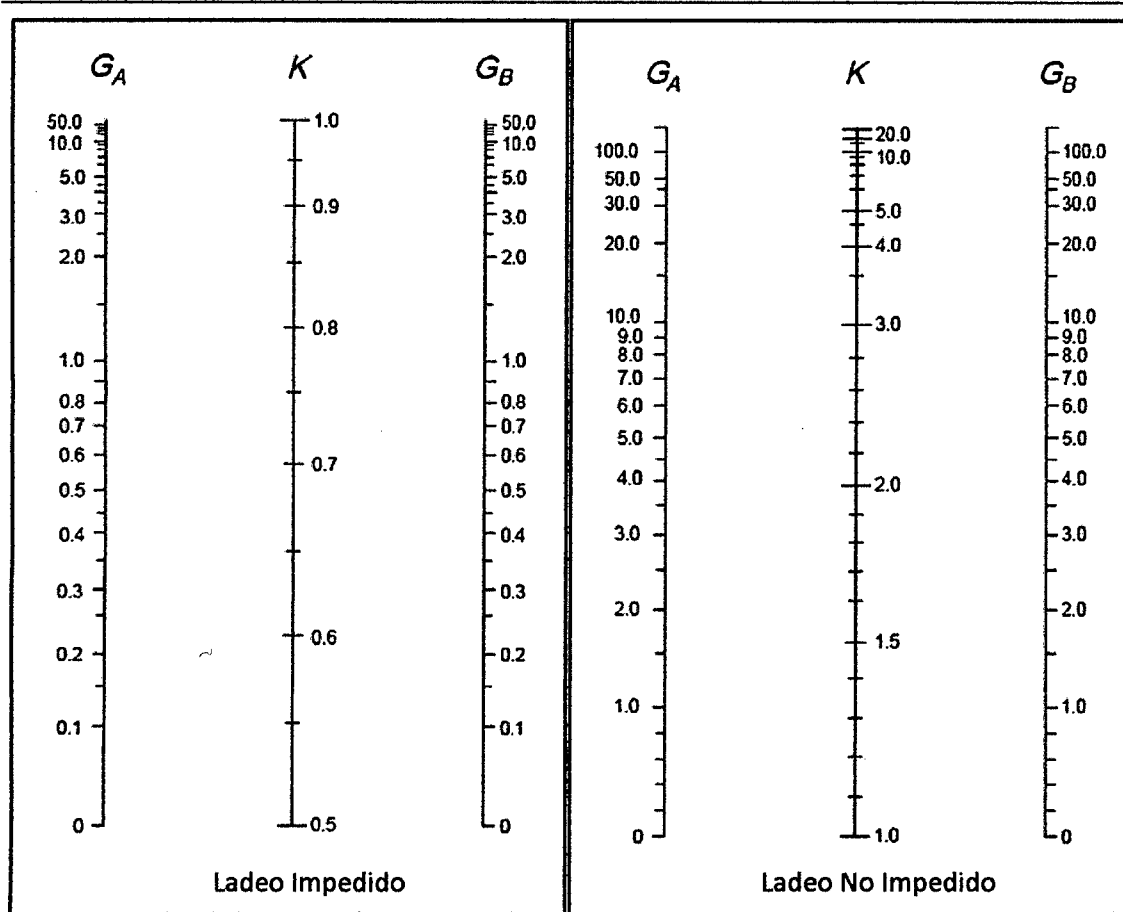
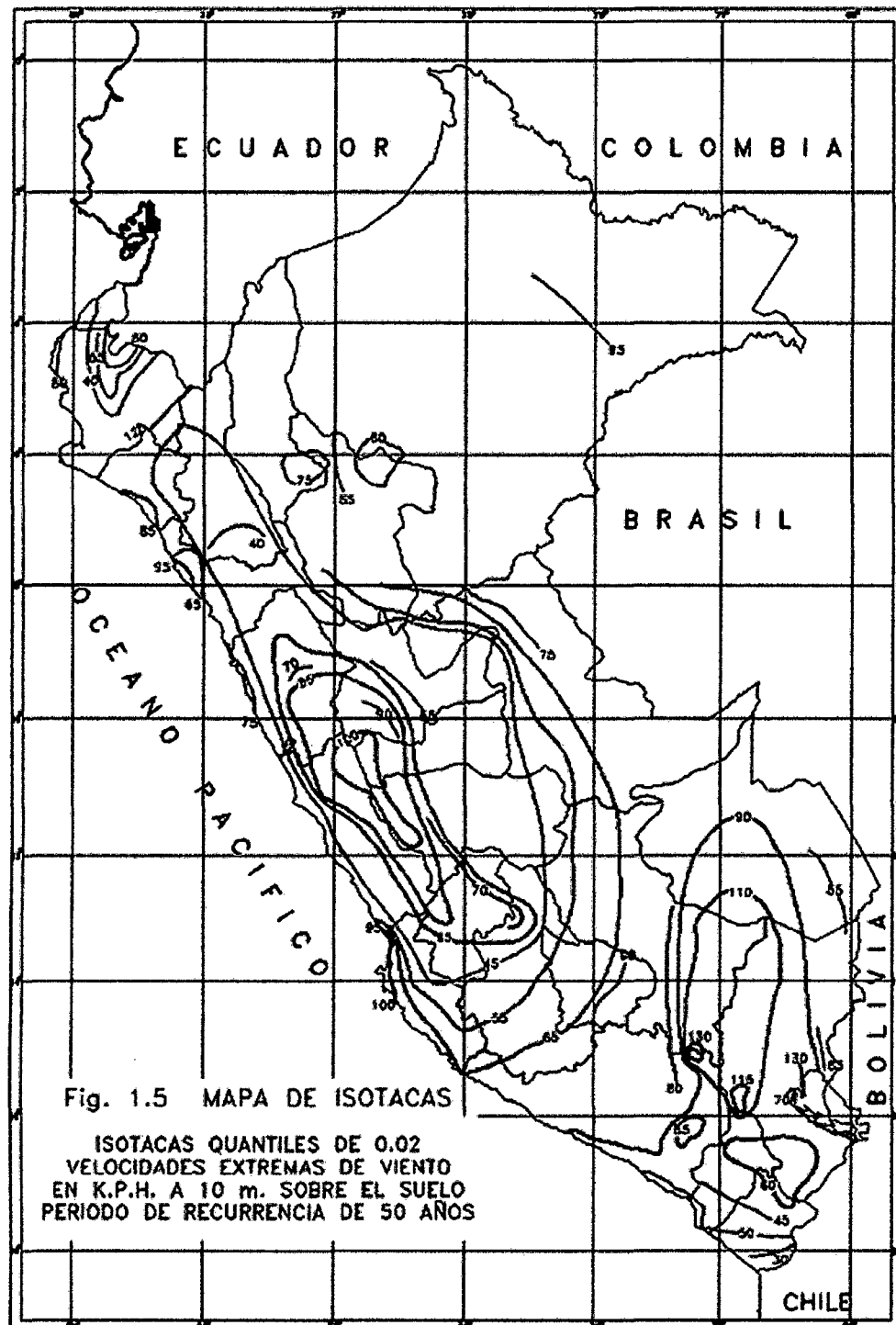


Figura (A1) Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos.

ANEXO 3

MAPA EÓLICO DEL PERÚ

Mapa propuesto por el *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)* del Perú donde se establecen velocidades básicas en cada región del país.





ANEXO 4

FACTORES DE CORTE DIFERIDO "U" PARA MIEMBROS A TRACCIÓN.

TABLA D3.1 Factor de Corte Diferido para Conexiones de Miembros en Tracción				
Caso	Descripción del Miembro		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.		$U = 1.0$ y $A_p =$ área de los elementos conectados directamente	—
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Tubos redondos con sólo una plancha gusset concéntrica.		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	—
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	—
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$	—

l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); \bar{x} = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)



ANEXO 5

TABLAS ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTO A COMPRESIÓN SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL Y A FLEXIÓN.

TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Aliesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no aliesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Aliesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento aliesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	



TABLA B4.1b
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_c (compacta-no compacta)	λ_p (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Alisados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_c}}$ ^{(a) (b)}	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Alisados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $(0.5 \frac{M_x}{M_y} - 0.09) \leq \lambda_y$ ^(c)	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		



ANEXO 6

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES ACEROS ARQUIPA

Ángulos Estructurales



DIMENSIONES Sistema Inglés (pulgadas)		DIMENSIONES Sistema Métrico (mm)
1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	20 x 20 x 2,0
1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	20 x 20 x 2,5
1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	2 1/2 x 2 1/2 x 5/16	20 x 20 x 3,0
1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	2 1/2 x 2 1/2 x 3/8	25 x 25 x 2,0
2 x 2 x 1/8	3 x 3 x 1/4	25 x 25 x 2,5
2 x 2 x 3/16	3 x 3 x 5/16	25 x 25 x 3,0
2 x 2 x 1/4	3 x 3 x 3/8	25 x 25 x 4,5
2 x 2 x 5/16	3 x 3 x 1/2	25 x 25 x 6,0
2 x 2 x 3/8	4 x 4 x 1/4	30 x 30 x 2,0
	4 x 4 x 5/16	30 x 30 x 2,5
	4 x 4 x 3/8	30 x 30 x 3,0
	4 x 4 x 1/2	30 x 30 x 4,5
		30 x 30 x 6,0

NORMAS TÉCNICAS:
 Sistema Inglés: Propiedades Mecánicas: ASTM A36 / A36 M
 Tolerancias Dimensionales: ASTM A6 / A6 M
 Sistema Métrico: Propiedades Mecánicas: ASTM A36 / A36 M
 Tolerancias Dimensionales: ISO 857 / V

PRESENTACIÓN:**
 Se producen en longitudes de 6 metros.
 Se suministran en varillas y en paquetones de 2 TM, los cuales están formados por 2 paquetes de 1 TM c/u.

USOS:

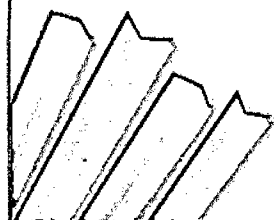
En la fabricación de estructuras de acero para plantas industriales, almacenes, techados de grandes luces, industria naval, carrocerías, torres de transmisión. También se utiliza para la fabricación de puertas, ventanas, rejas, etc.

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Límite de Fluencia mínimo = 2,530 kg/cm²
 Resistencia a la Tracción = 4,080 - 5,620 kg/cm² (*)
 Alargamiento en 200 mm
 Espesores:
 2,0mm, 2,5mm, 3,0mm,
 3/32" y 1/8" = 15,0 % mínimo
 4,5 mm = 15,0 % mínimo
 3/16" = 15,0 % mínimo
 6,0 mm = 17,0 % mínimo
 1/4" = 17,5 % mínimo
 5/16", 3/8" y 1/2" = 20,0 % mínimo
 Soldabilidad = Buena

(*) Para espesores de 2,0 y 2,5 mm, la resistencia a la tracción mínima es de 3,500 kg/cm².

Ángulos de Alta Resistencia



DIMENSIONES Sistema Inglés (pulgadas)	
2 x 2 x 1/8	3 x 3 x 1/4
2 x 2 x 3/16	3 x 3 x 5/16
2 x 2 x 1/4	3 x 3 x 3/8
2 x 2 x 5/16	3 x 3 x 1/2
2 x 2 x 3/8	3 x 3 x 1/2
2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	4 x 4 x 1/4
2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	4 x 4 x 5/16
2 1/2 x 2 1/2 x 5/16	4 x 4 x 3/8
2 1/2 x 2 1/2 x 3/8	4 x 4 x 1/2

NORMA TÉCNICA:
 ASTM A572 Grado 50.

PRESENTACIÓN:
 Se produce en barras de 6 metros de longitud. Se suministra en varillas y en paquetones de 2 TM, los cuales están formados por 2 paquetes de 1 TM c/u.

DESCRIPCIÓN:

Producto de acero microaleado laminado en caliente, cuya transversal está formada por dos alas de igual longitud, en ángulo recto.

USOS:

En la fabricación de estructuras de acero de alta resistencia y de poco peso. Son muy resistentes y vuelven más ligeras las estructuras como: torres de transmisión, vigas, viguetas, pórticos de celosía, plantas industriales, almacenes, techado de grandes luces, industria naval, carrocería, etc.

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Límite de Fluencia mínimo = 3,520 kg/cm² (50,000 lbs/pulg²).
 Resistencia a la Tracción = 4,580 kg/cm² (65,000 lbs/pulg²) mínimo.
 Alargamiento en 200 mm:
 1/8" = 12,5 % mínimo
 3/16" = 13,0 % mínimo
 1/4" = 15,5 % mínimo
 5/16" = 18,0 % mínimo
 3/8" y 1/2" = 20,0 % mínimo
 Soldabilidad = Buena, sin precauciones.

Canales U



DIMENSIONES Sistema Inglés (Pulg/pic)	
2" x 2,58	
3" x 4,10	
3" x 5,00	
4" x 5,40	
4" x 7,25	
6" x 8,20	
6" x 10,50	
8" x 11,50	
10" x 15,30	

NORMAS TÉCNICAS:

NORMA	MEDIDAS
ASTM A36	Todas
ASTM A572-G50	2" a 4"

PRESENTACIÓN**:

Canales U hasta de 4", se producen en longitudes de 6 metros. Se entregan en paquetones de 1 TM. Los canales a partir de 6" se comercializan en 20 pies (6,096 mm) de longitud. Se suministran en unidades.

USOS:

En la fabricación de carrocerías y estructuras metálicas como vigas, viguetas, etc.

PROPIEDADES MECÁNICAS:

DIMENSIONES	LÍMITE DE FLUENCIA MÍNIMO (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	ALARGAMIENTO EN 200mm MÍNIMO
Menores o igual a 4"	3520	4580 - 5620	20%
Mayor o igual a 6"	2530	4080 - 5620	20%

Soldabilidad = Buena.

Sólo los canales de 2" a 4" vienen marcados.



Barras Redondas Lisas



DIMENSIONES	
Sección Ingles (pulgadas)	
3/8	1 1/4
1/2	1 3/8
5/8	1 1/2
3/4	1 3/4
7/8	2
1	2 1/4
1 1/8	2 1/2

NORMAS TÉCNICAS:
 Composición Química : ASTM A36, SAE 1045
 Tolerancias Dimensionales
 - Barras de diámetros \leq a 1" : ISO 1035/4
 - Barras de diámetros $>$ a 1" : ASTM A6

PRESENTACIÓN:

Se producen en longitudes de 6 metros.
 Además, las barras de diámetros mayores a 1" se entregan pulidas. Se suministran en varillas y en paquetes de 2 TM, los cuales están formados por 2 paquetes de 1 TM c/u. La calidad 1045 se identifica con los colores blanco o blanco con negro en el extremo de la barra, mientras que la calidad A36 se identifica con el color verde o verde con negro.

USOS:

Calidad SAE 1045: Pernos y tuercas por rocalcado en caliente o mecanizado, ejes, pines, pasadores, etc.

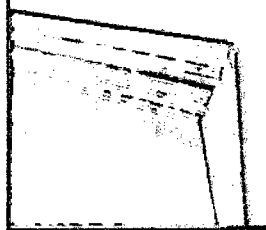
Calidad ASTM A36: Estructuras metálicas, puertas, ventanas, rejas, cercos, barras de transferencia para pavimento rígido, etc.

PROPIEDADES MECÁNICAS:

ASTM A36: Límite de Fluencia mínimo	=	2,530 kg/cm ² (*)
Resistencia a la Tracción	=	4,080 - 5,620 kg/cm ² (*)
Alargamiento en 200 mm	=	20.0 % mínimo
SAE 1045 : Límite de Fluencia mínimo	=	4,000 - 5,500 kg/cm ² (*)
Resistencia a la Tracción	=	6,700 - 8,200 kg/cm ² (*)
Alargamiento en 200 mm	=	12.0 % mínimo

(*) Valores referenciales.

Planchas Dalgadas LAC



Planchas de acero laminadas en caliente con bordes de laminación, de espesores menores a 4.75 mm.

DIMENSIONES NOMINALES (1)	
Calidad Comercial	Calidad Estructural
PDLAC 1011 TB (mm)	PDLAC A36 (mm)
1.8 x 1,200 x 2,400	3.0 x 1,500 x 6,000
1.9 x 1,200 x 2,400	4.5 x 1,200 x 2,400
2.0 x 1,200 x 2,400	4.5 x 1,500 x 6,000
2.2 x 1,100 x 2,400	
2.2 x 1,200 x 2,400	
2.3 x 1,200 x 2,400	
2.4 x 1,200 x 2,400	
2.5 x 1,200 x 2,400	
2.8 x 1,200 x 2,400	
2.9 x 1,200 x 2,400	
3.0 x 1,200 x 2,400	
4.0 x 1,200 x 2,400	
4.4 x 1,200 x 2,400	

NORMAS TÉCNICAS:

Comercial : ASTM A1011 TB

Estructural : ASTM A36

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Comercial:
 Límite de Fluencia mínimo = 2,110 - 3,510 kg/cm² (*)
 Alargamiento en 50 mm = 25.0 % mínimo (*)
 Doblado = a 180°

Estructural
 Límite de Fluencia mínimo = 2,550 kg/cm² (*)
 Resistencia a la Tracción = 4,080 - 5,610 kg/cm²
 Alargamiento en 50 mm = 20.0 % mínimo
 Doblado = a 180° (opcional).
 Diámetro Pin = 3e, Sentido Laminación

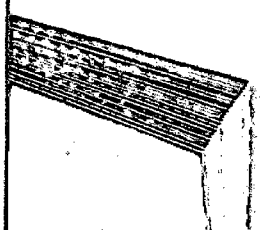
(*) Referencial

(1) Previa consulta y a pedido, también se suministra en otras longitudes.

USOS:

Construcción de silos, embarcaciones posqueras, vagones, estructuras y usos en general.

Planchas Gruesas LAC



Planchas de acero laminadas en caliente con bordes de laminación de espesores mayores a 4.75 mm.

PGLAC A1011 Tipo B (mm)	DIMENSIONES NOMINALES (1)		
	PGLAC A36 (mm)		
5.9 x 1,200 x 2,400	6.0 x 1,500 x 6,000	12.0 x 2,400 x 6,000	32.0 x 1,500 x 6,000
	8.0 x 1,200 x 2,400	12.0 x 3,000 x 6,000	32.0 x 2,400 x 6,000
	8.0 x 1,500 x 6,000	16.0 x 1,500 x 6,000	32.0 x 3,000 x 6,000
	8.0 x 2,400 x 6,000	16.0 x 2,400 x 6,000	38.0 x 1,500 x 6,000
	8.0 x 3,000 x 6,000	16.0 x 3,000 x 6,000	38.0 x 2,400 x 6,000
	9.0 x 1,200 x 2,400	19.0 x 1,500 x 6,000	38.0 x 3,000 x 6,000
	9.0 x 1,500 x 6,000	19.0 x 2,400 x 6,000	50.0 x 1,500 x 6,000
	9.0 x 2,400 x 6,000	19.0 x 3,000 x 6,000	50.0 x 2,400 x 6,000
	9.0 x 3,000 x 6,000	25.0 x 1,500 x 6,000	50.0 x 3,000 x 6,000
	12.0 x 1,200 x 2,400	25.0 x 2,400 x 6,000	
	12.0 x 1,500 x 6,000	25.0 x 3,000 x 6,000	

NORMAS TÉCNICAS:

Comercial : ASTM A1011 Tipo B

Estructural : ASTM A36

USOS:

Construcción de silos, plataformas, embarcaciones, equipamiento pesado, carrocerías, etc.

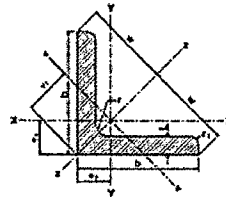
(1) Previa consulta y a pedido, también se suministra en otras longitudes.



ANEXO 7

TABLAS DE PERFILES SEGÚN EL "CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES" (CIRSOC)

**Perfiles Angulo
 según
 IRAM-IAS
 U 500-558**



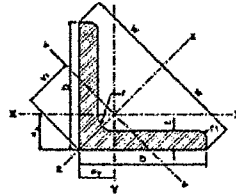
Ag = Área bruta de la sección transversal.
 I = Momento de inercia de la sección.
 respecto de los ejes principales.
 $r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro.
 S = Módulo resistente elástico de la sección.
 Q = Momento estático de media sección.
 Z = Módulo plástico de la sección.
 J = Módulo de torsión.
 Cw = Módulo de alabeo.

Página 1/2

Designación del perfil	Designación Comercial	Dimensiones		Radios de acuerdo		Relación $\frac{h}{t}$	Ag cm ²	Peso Kg/m	Distancias al centro de gravedad			X - X = Y - Y			v - v			z - z		J cm ⁴	Cw cm ⁶
		b	t	r	r1				ex = ey	w	v1	ix = iy	Sx = Sy	rx = ry	iv	sv	iv	iz	iz		
		mm	mm	mm	mm				cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm	cm ²	cm ²	cm	cm ²	cm		
L 16 x 16 x 3.2*	L 5/8 x 5/8 x 1/8	15.9	3.2	4	2	5.0	0.94	0.74	0.50	1.13	0.71	0.20	0.18	0.46	0.08	0.12	0.30	0.31	0.57	0.031	0.005
L 19 x 19 x 3.2*	L 3/4 x 3/4 x 1/8	19	3.2	4	2	5.9	1.13	0.89	0.53	1.34	0.82	0.35	0.26	0.55	0.14	0.18	0.36	0.55	0.70	0.038	0.010
L 22 x 22 x 3.2*	L 7/8 x 7/8 x 1/8	22.2	3.2	4	2	6.9	1.32	1.04	0.65	1.56	0.92	0.56	0.36	0.65	0.23	0.25	0.42	0.69	0.82	0.045	0.016
L 25 x 25 x 3.2*	L 1 x 1 x 1/8	25.4	3.2			7.9	1.51	1.19	0.73	1.77	1.03	0.84	0.48	0.75	0.34	0.34	0.48	1.34	0.94	0.052	0.025
x 4.8*	x 3/16	25.4	4.8	4	2	5.3	2.19	1.72	0.79	1.77	1.11	1.17	0.68	0.73	0.5	0.45	0.48	1.84	0.92	0.170	0.075
x 6.4*	x 1/4	25.4	6.4			4.0	2.81	2.2	0.85	1.77	1.19	1.44	0.87	0.72	0.60	0.55	0.48	2.23	0.89	0.388	0.159
L 29 x 29 x 3.2	L 1 1/8 x 1 1/8 x 1/8	28.6	3.2	5	2.5	8.9	1.65	1.3	0.77	1.91	1.09	1.06	0.55	0.80	0.42	0.39	0.51	1.70	1.01	0.059	0.036
L 32 x 32 x 3.2*	L 1 1/4 x 1 1/4 x 1/8	31.7	3.2			9.9	1.97	1.55	0.89	2.26	1.26	1.83	0.79	0.96	0.72	0.57	0.61	2.93	1.22	0.066	0.050
x 4.8*	x 3/16	31.7	4.8	5	2.5	6.6	2.87	2.25	0.96	2.26	1.35	2.58	1.15	0.93	1.06	0.78	0.61	4.10	1.20	0.216	0.155
x 6.4*	x 1/4	31.7	6.4			5.0	3.71	2.91	1.02	2.26	1.44	3.24	1.49	0.93	1.38	0.96	0.61	5.09	1.17	0.498	0.337
L 38 x 38 x 3.2*	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	38.1	3.2			11.9	2.37	1.86	1.03	2.69	1.46	3.11	1.12	1.15	1.2	0.82	0.71	5.02	1.46	0.080	0.089
x 4.8*	x 3/16	38.1	4.8	6	3	7.9	3.46	2.71	1.10	2.69	1.56	4.45	1.65	1.13	1.78	1.14	0.72	7.12	1.44	0.263	0.280
x 6.4*	x 1/4	38.1	6.4			6.0	4.49	3.53	1.17	2.69	1.65	5.83	2.14	1.12	2.33	1.42	0.72	8.93	1.41	0.610	0.619
L 45 x 45 x 3.2*	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/8	44.4	3.2			13.9	2.83	2.22	1.19	3.18	1.68	5.24	1.58	1.36	1.98	1.18	0.84	8.50	1.73	0.093	0.143
x 4.8*	x 3/16	44.4	4.8	7	3.5	9.3	4.14	3.25	1.27	3.18	1.79	7.57	2.34	1.35	2.97	1.66	0.85	12.17	1.71	0.310	0.455
x 6.4*	x 1/4	44.4	6.4			6.9	5.40	4.24	1.34	3.18	1.88	9.67	3.06	1.34	3.9	2.07	0.85	15.43	1.69	0.720	1.018
L 51 x 51 x 3.2*	L 2 x 2 x 1/8	50.8	3.2			15.9	3.21	2.52	1.34	3.18	1.89	7.76	2.07	1.55	2.95	1.56	0.96	12.58	1.98	0.107	0.217
x 4.8*	x 3/16	50.8	4.8			10.6	4.72	3.7	1.42	3.61	2	11.26	3.06	1.54	4.41	2.2	0.97	18.12	1.96	0.357	0.697
x 6.4*	x 1/4	50.8	6.4	7	3.5	7.9	6.17	4.84	1.49	3.61	2.1	14.45	4.00	1.53	5.8	2.77	0.97	23.10	1.93	0.832	1.571
x 7.9	x 5/16	50.8	7.9			6.4	7.49	5.88	1.54	3.61	2.18	17.19	4.83	1.52	7.06	3.24	0.97	27.32	1.91	1.540	2.817
x 9.5	x 3/8	50.8	9.5			5.3	8.84	6.94	1.60	3.61	2.26	19.87	5.68	1.50	8.38	3.7	0.97	31.35	1.88	2.632	4.651
L 57 x 57 x 3.2*	L 2 1/4 x 2 1/4 x 1/8	57.1	3.2			17.8	3.61	2.84	1.48	4.03	2.08	10.88	2.58	1.73	4.05	1.95	1.06	17.70	2.21	0.121	0.311
x 4.8*	x 3/16	57.1	4.8	8	4	11.9	5.31	4.17	1.56	4.03	2.2	15.88	3.84	1.73	6.13	2.79	1.07	25.64	2.20	0.403	1.006
x 6.4*	x 1/4	57.1	6.4			8.9	8.96	5.46	1.83	4.03	2.3	20.49	5.03	1.72	8.1	3.53	1.08	32.87	2.17	0.942	2.281



**Perfiles Angulo
 según
 IRAM-IAS
 U 500-558**



Ag = Área bruta de la sección transversal.
 I = Momento de Inercia de la sección.
 respecto de los ejes principales.
 $r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro.
 S = Módulo resistente elástico de la sección.
 Q = Momento estático de media sección.
 Z = Módulo plástico de la sección.
 J = Módulo de torsión.
 Cw = Módulo de alabeo.

Página 2/2

Designación del perfil	Designación Comercial	Dimensiones		Radios de acuerdo		Relación	Ag	Peso	Distancias al centro de gravedad			X-X = Y-Y			v-v			z-z		J	Cw
		b	t	r	r ₁				b	ex=ey	w	v ₁	Ix = Iy	Sx = Sy	rx = ry	Iv	Sv	Iv	Iz		
		mm	mm	mm	mm	t	cm	kg/m	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm ⁴
L 64 x 64 x 4,8* x 6,4* x 7,9 x 9,5	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	63,5	4,8			13,2	6,00	4,71	1,72	4,53	2,43	22,70	4,85	1,95	8,65	3,56	1,20	36,76	2,48	0,450	1,401
	x 1/4	63,5	6,4	9	4,5	9,9	7,87	6,18	1,80	4,53	2,53	29,43	6,39	1,93	11,49	4,54	1,21	47,37	2,45	1,054	3,193
	x 5/16	63,5	7,9			8,0	9,57	7,52	1,86	4,53	2,62	35,30	7,77	1,92	14,07	5,37	1,21	56,54	2,43	1,957	5,784
	x 3/8	63,5	9,5			6,7	11,34	8,91	1,92	4,53	2,71	41,14	9,19	1,90	16,74	6,18	1,21	65,55	2,40	3,358	9,659
L 76 x 76 x 6,4* x 7,9* x 9,5* x 12,7	L 3 x 3 x 1/4	76,2	6,4			11,9	9,43	7,4	2,09	5,37	2,94	50,39	9,14	2,31	19,47	6,62	1,44	81,30	2,94	1,276	5,665
	x 5/16	76,2	7,9	10	5	9,6	11,49	9,02	2,15	5,37	3,03	60,74	11,15	2,30	23,89	7,88	1,44	97,59	2,91	2,375	10,33
	x 3/8	76,2	9,5			8,0	13,64	10,71	2,22	5,37	3,12	71,15	13,21	2,28	28,47	9,11	1,44	113,82	2,89	4,084	17,37
	x 1/2	76,2	12,7			6,0	17,80	13,97	2,34	5,37	3,3	90,15	17,14	2,25	37,35	11,33	1,45	142,95	2,83	9,539	38,78
L 89 x 89 x 6,4* x 7,9* x 9,5* x 12,7	L 3 1/2 x 3 1/2 x 1/4	88,9	6,4			13,9	11,11	8,72	2,40	6,29	3,38	82,34	12,67	2,72	31,58	9,34	1,69	133,09	3,46	1,493	9,167
	x 5/16	88,9	7,9	11	5,5	11,3	13,57	10,85	2,47	6,29	3,48	99,66	15,49	2,71	38,85	11,17	1,69	160,47	3,44	2,792	16,79
	x 3/8	88,9	9,5			9,4	16,14	12,67	2,53	6,29	3,57	117,20	18,41	2,69	46,37	12,98	1,70	188,04	3,41	4,810	28,38
	x 1/2	88,9	12,7			7,0	21,12	16,58	2,66	6,29	3,75	149,65	23,98	2,66	60,89	16,23	1,70	238,40	3,36	11,273	64,02
L 102 x 102 x 6,4* x 7,9* x 9,5* x 11,1* x 12,7*	L 4 x 4 x 1/4	101,6	6,4			15,9	12,80	10,05	2,71	7,21	3,82	125,53	16,76	3,13	47,85	12,52	1,93	203,21	3,98	1,720	13,88
	x 5/16	101,6	7,9	12	6	12,9	15,65	12,23	2,78	7,21	3,92	152,41	20,54	3,12	59	15,04	1,94	245,82	3,96	3,210	25,51
	x 3/8	101,6	9,5			10,7	18,63	14,63	2,85	7,21	4,02	179,81	24,47	3,11	70,56	17,55	1,95	289,07	3,94	5,536	43,27
	x 1/2	101,6	12,7			8,0	24,45	19,19	2,98	7,21	4,2	230,95	31,99	3,07	92,84	22,09	1,95	269,07	3,89	13,007	98,34
L 127 x 127 x 9,5 x 11,1 x 12,7	L 5 x 5 x 3/8	127	9,5			13,4	23,44	18,4	3,46	8,98	4,87	355,91	38,51	3,90	138,04	28,32	2,43	573,78	4,95	6,863	87,03
	x 7/16	127	11,1	14	7	11,4	27,17	21,33	3,53	8,98	4,97	409,46	44,63	3,88	160,51	32,28	2,43	658,41	4,92	11,073	136,1
	x 1/2	127	12,7			10,0	30,88	24,22	3,59	8,98	5,07	461,04	50,62	3,87	182,49	36,03	2,43	739,60	4,90	16,476	199,9
L 152 x 152 x 9,5 x 11,1 x 12,7	L 6 x 6 x 3/8	152,4	9,5			16,0	28,25	22,18	4,06	10,75	5,72	620,29	55,68	4,69	238,52	41,67	2,91	1002,06	5,96	8,439	153,3
	x 7/16	152,4	11,1	16	8	13,7	32,79	25,74	4,13	10,75	5,83	715,82	64,68	4,67	278,03	47,71	2,91	1153,60	5,93	13,389	240,6
	x 1/2	152,4	12,7			12,0	37,27	29,26	4,20	10,75	5,92	808,39	73,50	4,66	316,74	53,46	2,92	1300,04	5,91	19,944	354,5

* Perfiles racionalizados