



FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE TECHO DE
ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA
AUTOPORTANTE PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL
DISTRITO DE PAUCARPATA – AREQUIPA”

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

➤ FABRIZIO GUSTAVO BOLAÑOS PONCE

PARA OPTAR EL

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERÚ

2018

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a:

Dios Creador de todo cuanto hay en el mundo, Por ayudarme a romper los obstáculos y alcanzar la meta anhelada

A mis padres Gustavo A. Bolaños Chávez, Jacqueline A. Ponce de Bolaños por darme la vida, su comprensión, su paciencia y sobre todo por su amor incomparable. A mi hermano Fabián G. Bolaños Ponce por el afecto que nos une y por su constante apoyo

A mi familia Sihomara C. Calcino Galindo y mi hijo Leandro F. Bolaños Calcino por el amor, solidaridad, comprensión, confianza y fuente de Inspiración

Y por último me gustaría agradecer al ingeniero Juan Jorge Niño Morazzani (Kingmax Perú SAC). Quien me brindó su apoyo para la realización de la presente tesis

Dios los bendiga siempre...

DEDICATORIA

A mis padres porque todo lo que soy se lo debo a ellos, por inculcar en mi la importancia de alcanzar las metas trazadas. A mi hijo y mi esposa por su confianza, apoyo incondicional y por ser ellos la fuente de mi inspiración y poder concluir con esta tesis.

A mis profesores por apoyarme en este gran logro.

RESUMEN

La investigación a continuación nos introduce a contribuir técnicamente, proponiendo criterios de diseño para dos sistemas estructurales de techo metálico diferentes, teniendo en cuenta las normas nacionales y las experiencias de diseños utilizados por estas técnicas, buscando la innovación, optimización y mejor calidad.

Se realizara un estudio comparativo para encontrar la mejor solución de un proyecto determinado en cuanto al comportamiento estructural, costos-presupuestos y programación de ambos métodos constructivos de techo. Pasaremos a describir cada uno de los capítulos de la presente tesis: En el Capítulo I se explica el Planteamiento Metodológico, el cual comprende el problema, los objetivos de la investigación, hipótesis y variables en una descripción detallada para el desarrollo de la tesis.

Por otro lado el Capítulo II describe los Fundamentos Teóricos de la Investigación que comprenden el marco histórico, marco metodológico y finalmente el marco teórico

Con referencia al Capítulo III podemos decir que contiene el análisis y diseño estructural de ambas alternativas, donde se especifican los datos generales del coliseo Miguel Grau, describiendo detalladamente el sistema portante tipo arco de celosía y el sistema de cobertura metálica tipo membrana autoportante, identificando para ambos casos, el tipo de cubierta a utilizar, la transición de cargas de este sistema, características de los elementos estructurales, y su correspondiente dimensionado, verificación, análisis estructural y posterior diseño de los componentes estructurales.

Así mismo el Capítulo IV trata del análisis de costos, presupuesto y tiempo de ejecución para ambas alternativas donde se detalla la planilla de metrados y su correspondiente cuantificación

de materiales, mano de obra, equipos y la determinación del costo total, identificando también para ambos casos del estudio la programación de obra.

Uno de los capítulos más importantes es el Capítulo V que nos muestra el análisis comparativo, donde se comprobarán las características de cada sistema estudiado en cuanto al comportamiento estructural y la evaluación de costos, presupuesto y tiempo de ejecución culminando para cada caso con un cuadro comparativo detallado.

Finalmente en el capítulo VI se desarrollarán las conclusiones, recomendaciones y anexos de la presente tesis.

ABSTRACT

The research below introduces us to contribute technically, proposing design criteria for two different metallic roof systems, taking into account the national standards and the experiences of designs used by these techniques, looking for innovation, optimization and better quality.

A comparative study will be carried out to find the best solution of a given project in terms of structural behavior, cost-budgets and programming of both roof construction methods. We will describe each of the chapters of this thesis: Chapter I explains the Methodological Approach, which includes the problem, the objectives of the research, hypotheses and variables in a detailed description for the development of the thesis.

On the other hand, chapter II describes the Theoretical Foundations of the Investigation that includes the historical framework, methodological framework and finally the theoretical framework

With reference to chapter III, we can say that it contains the analysis and structural design of both alternatives, where the general data of the Miguel Grau Coliseum are specified, describing in detail the lattice arch support system and the selfportant membrane type metallic cover system, identifying for Both the type of roof to be used, the transition of loads of this system, characteristics of the structural elements, and their corresponding dimensioning, verification, structural analysis and subsequent design of the structural components.

Likewise, Chapter IV deals with the cost, budget and execution time analysis for both alternatives, where the metrics sheet is detailed and its corresponding quantification of materials, labor, equipment and determination of the total cost, identifying also for both cases Of the study the work schedule.

One of the most important chapters is chapter V, which shows us the comparative analysis, in which the characteristics of each system studied in terms of structural behavior and the

evaluation of costs, budget and execution time are verified, culminating for each case with a comparative table detailed.

Finally, in chapter VI, the conclusions, recommendations and annexes of this thesis will be developed.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación, tiene como objetivo realizar la comparación de dos técnicas constructivas diferentes aplicadas en la estructura de techo del coliseo Municipal Miguel Grau, ubicado en el distrito de Paucarpata. Ambos sistemas estructurales cumplen la misma función, pero poseen diferentes aspectos de diseño y construcción.

“se conoce como Diseño Estructural: Una mezcla de Arte y Ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de los Materiales, y el Análisis Estructural, para producir una estructura segura que sirva sus propósitos”¹

La estructura portante de celosía es un sistema estructural muy conocido en nuestra región (convencional); sin embargo el sistema de cobertura autoportante está ganando lentamente importancia, esto debido a la creciente cantidad de obras desarrolladas con esta técnica constructiva en nuestro medio. Es por eso que existe la necesidad de conocer, analizar, diseñar ambas sistemas estructuras y realizar una comparación detallada donde se podrá notar claramente las ventajas y desventajas de cada sistema de techo con el fin de llegar a la conclusión sobre cuál de estas estructuras es la más adecuada para la edificación en estudio.

El coliseo Municipal Miguel Grau es una obra que tendrá la función de recrear, donde se podrán desarrollar eventos deportivos nacionales o internacionales de gran magnitud.

En Arequipa estas obras son de gran importancia debido a que se promueve la práctica de diversos deportes, generando también desarrollo económico, social en las zonas urbanas donde se ubican.

1 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO - LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO PAG. 01

ÍNDICE

RESUMEN	4
INTRODUCCIÓN	8
ÍNDICE	9
ÍNDICE DE FIGURAS	17
INDICE DE ECUACIONES.....	32
ÍNDICE DE TABLAS	34
CAPÍTULO I.....	37
1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	37
1.1. EL PROBLEMA	37
1.1.1. FUNDAMENTACION DEL PROBLEMA	37
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	38
1.1.2.1 PROBLEMA PRINCIPAL	38
1.1.2.2 PROBLEMA SECUNDARIO	38
1.1.3. ANTECEDENTES.....	39
1.1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	45
1.1.4.1 TÉCNICA	45
1.1.4.2 ECONÓMICA	45
1.1.4.3 SOCIAL	46
1.1.5. LIMITACIONES Y RESTRICCIONES DE LA INVESTIGACIÓN	46
1.1.6. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	46
1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.....	47
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	47
1.2.2. OBJETIVO ESPECIFICO	47
1.3. HIPÓTESIS.....	48
1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	48
1.4. VARIABLES.....	48
1.4.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	48
1.4.2. VARIABLE DEPENDIENTE.....	48

1.4.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	49
CAPÍTULO II.....		50
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO		50
2.1.	MARCO HISTÓRICO	50
2.2.	MARCO METODOLÓGICO.....	57
2.2.1.	DISEÑO METODOLÓGICO	57
2.2.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	57
2.2.3.	TÉCNICAS DE RECOPIACIÓN DE DATOS (INFORMACIÓN).....	57
2.2.4.	ANÁLISIS Y DISEÑO PROPUESTO.....	58
2.3.	MARCO TEÓRICO.....	58
2.3.1.	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	58
2.3.2.	DEFINICIONES CONCEPTUALES	60
2.3.3.	BASES TEÓRICAS	63
2.3.3.1	MÉTODO DE DISEÑO LRFD	63
2.3.3.1.1	DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A TRACCIÓN...	65
2.3.3.1.2	DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN	65
2.3.3.1.3	CONTROL DE ESBELTEZ	67
2.3.3.1.4	CONTROL DE RIGIDEZ	68
2.3.3.2	MÉTODO DE ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS	68
2.3.3.2.1	CÁSCARAS	69
2.3.3.2.2	COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS LÁMINAS	72
2.3.3.3	CARGAS DE DISEÑO	92
2.3.3.4	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE TECHO EN ESTUDIO	106
2.3.3.4.1	SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA.....	106
A.	TIPOS DE ARCOS	107
B.	COMPORTAMIENTO	110
C.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	110
D.	ACERO UTILIZADO EN LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA ASTM A36	111
E.	TIPOS DE PERFILES DEL ACERO	114
2.3.3.4.2	SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	120

A.	<i>COMPORTAMIENTO</i>	121
B.	<i>VENTAJAS Y DESVENTAJAS</i>	122
C.	<i>APLICACIONES</i>	123
D.	<i>ACERO UTILIZADO EN MEMBRANA AUTOPORTANTE ASTM A653/A792</i>	123
E.	<i>TIPOS DE PERFILES</i>	125
F.	<i>PROCESO DE FABRICACION Y MONTAJE</i>	126
2.3.4.	MARCO NORMATIVO.....	130
CAPÍTULO III		131
3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE AMBAS ALTERNATIVAS		131
3.1. DATOS GENERALES DEL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PAUCARPATA		131
A.	<i>UBICACIÓN</i>	131
B.	<i>ARQUITECTURA</i>	132
C.	<i>ALTURA DEL EDIFICIO</i>	136
D.	<i>DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL</i>	137
3.2. SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA		140
3.2.1.	TIPO DE COBERTURA A UTILIZAR.....	140
3.2.2.	TRANSMISIÓN DE CARGAS POR GRAVEDAD.	143
3.2.3.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA PLANTEADA	144
3.2.3.1	<i>CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA</i>	144
3.2.4.	CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES...	147
3.2.4.1	<i>TIPOLOGÍA DE VIGUETAS</i>	147
3.2.4.2	<i>TIPOLOGÍA DE VIGAS PORTANTES EN ARCO</i>	148
3.2.4.3	<i>TIPOLOGÍA DE TENSORES</i>	150
3.2.4.4	<i>TIPOLOGÍA DE VIGAS HORIZONTALES PRINCIPALES O DE SOPORTE DE LAS VIGAS EN ARCO</i>	150
3.2.5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	151
3.2.5.1	<i>CARGAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA</i>	151
3.2.6.	DIMENSIONADO, VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	153
3.2.6.1	<i>DISEÑO DE VIGUETAS</i>	154

3.2.6.1.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	154
3.2.6.1.2	PRE-DIMENSIONADO	156
3.2.6.1.3	VERIFICACIONES	158
3.2.6.1.4	DISEÑO	172
3.2.6.1.5	RESULTADOS	176
3.2.6.2	<i>DISEÑO DE VIGAS ARCO</i>	178
3.2.6.2.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	178
3.2.6.2.2	PRE-DIMENSIONADO	181
3.2.6.2.3	VERIFICACIONES	186
3.2.6.2.4	DISEÑO	195
3.2.6.2.5	RESULTADOS	198
3.2.6.3	<i>DISEÑO DE TENSORES</i>	200
3.2.6.3.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	200
3.2.6.3.2	VERIFICACIONES	202
3.2.6.3.3	DISEÑO	203
3.2.6.3.4	RESULTADOS	204
3.2.6.4	<i>DISEÑO DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL</i>	205
3.2.6.4.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	205
3.2.6.4.2	PRE-DIMENSIONADO	206
3.2.6.4.3	VERIFICACIONES	209
3.2.6.4.4	DISEÑO	217
3.2.6.4.5	RESULTADOS	221
3.2.6.5	<i>DISEÑO DE COLUMNAS</i>	223
3.2.6.5.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	223
3.2.6.5.2	PRE-DIMENSIONADO	225
3.2.6.5.3	VERIFICACIONES	227
3.2.6.5.4	DISEÑO	244
3.2.6.5.5	RESULTADOS	256
3.2.6.6	<i>DISEÑO DE PLANCHA DE APOYO</i>	260
3.2.6.6.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	261
3.2.6.6.2	VERIFICACIONES	262
3.2.6.6.3	DISEÑO	264
3.2.6.6.4	RESULTADOS	266

3.2.6.7	<i>DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS</i>	267
3.2.6.7.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	271
3.2.6.7.2	VERIFICACIONES	271
3.2.6.7.3	DISEÑO	272
3.2.6.7.4	RESULTADOS	273
3.2.6.8	<i>DISEÑO DE CIMENTACIONES</i>	274
3.2.6.8.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	276
3.2.6.8.2	VERIFICACIONES	277
3.2.6.8.3	DISEÑO	280
3.2.6.8.4	RESULTADOS	280
3.3.	COBERTURA METÁLICA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE	281
3.3.1.	TIPO DE CUBIERTA A UTILIZAR	281
3.3.2.	TRANSMISIÓN DE CARGAS POR GRAVEDAD.	283
3.3.2.1	<i>LAMINA CILÍNDRICA</i>	284
3.3.3.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA PLANTEADA	287
3.3.3.1	<i>CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA</i>	287
3.3.4.	CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES... ..	289
3.3.4.1	<i>TIPOLOGÍA DE PERFIL AUTOPORTANTE</i>	289
3.3.4.2	<i>TIPOLOGÍA DE VIGA CANAL</i>	290
3.3.4.3	<i>TIPOLOGÍA DE TENSORES</i>	292
3.3.4.4	<i>TIPOLOGÍA DE VIGAS HORIZONTALES O DE SOPORTE DE LAS VIGAS CANAL</i>	292
3.3.5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	293
3.3.5.1	<i>CARGAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA</i>	293
3.3.5.1.1	CARGAS PERMANENTES O CARGAS MUERTAS	294
3.3.5.1.2	SOBRECARGA DE MONTAJE Y MANTENIMIENTO ..	295
3.3.5.1.3	CARGA DE VIENTO	295
3.3.6.	DIMENSIONADO, VERIFICACIÓN Y DISEÑO DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES	295
3.3.6.1	<i>DISEÑO DE PERFILES AUTOPORTANTES</i>	296
3.3.6.1.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	296
3.3.6.1.2	PRE-DIMENSIONADO	299
3.3.6.1.3	VERIFICACIONES	302

3.3.6.1.4	DISEÑO	329
3.3.6.1.5	RESULTADOS	332
3.3.6.2	<i>DISEÑO DE VIGA TIPO CANAL</i>	333
3.3.6.2.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	333
3.3.6.2.2	RESULTADOS	335
3.3.6.3	<i>DISEÑO DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL</i>	335
3.3.6.3.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	335
3.3.6.3.2	PRE-DIMENSIONADO	338
3.3.6.3.3	VERIFICACIONES	340
3.3.6.3.4	DISEÑO	351
3.3.6.3.5	RESULTADOS	354
3.3.6.4	<i>DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA</i>	356
3.3.6.4.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	356
3.3.6.4.2	PRE-DIMENSIONADO	357
3.3.6.4.3	VERIFICACIONES	360
3.3.6.4.4	DISEÑO	368
3.3.6.4.5	RESULTADOS	372
3.3.6.5	<i>DISEÑO DE TENSORES</i>	374
3.3.6.5.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	374
3.3.6.5.2	VERIFICACIONES	375
3.3.6.5.3	DISEÑO	375
3.3.6.5.4	RESULTADOS	376
3.3.6.6	<i>DISEÑO DE COLUMNAS</i>	377
3.3.6.6.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	377
3.3.6.6.2	PRE-DIMENSIONADO	379
3.3.6.6.3	VERIFICACIONES	382
3.3.6.6.4	DISEÑO	395
3.3.6.6.5	RESULTADOS	406
3.3.6.7	<i>DISEÑO DE PLANCHA DE APOYO</i>	410
3.3.6.7.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	410
3.3.6.7.2	VERIFICACIONES	411
3.3.6.7.3	DISEÑO	411
3.3.6.7.4	RESULTADOS	414

3.3.6.8	DISEÑO DE CONECCIONES SOLDADAS	414
3.3.6.8.1	ANÁLISIS PRELIMINAR	414
3.3.6.8.2	VERIFICACIONES	415
3.3.6.8.3	DISEÑO	415
3.3.6.8.4	RESULTADOS	416
3.3.6.9	DISEÑO DE CIMENTACIONES	417
3.3.6.9.1	VERIFICACIONES	417
3.3.6.9.2	RESULTADOS	419
CAPÍTULO IV		420
4. ANÁLISIS DE COSTOS, PRESUPUESTO Y TIEMPO DE EJECUCIÓN PARA AMBAS ALTERNATIVAS		420
4.1.	ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA:	420
4.1.1.	COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE:	420
4.1.2.	DETERMINACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA	425
4.1.3.	PROCESO CONSTRUCTIVO	426
4.1.3.1	CRONOGRAMA DE OBRA	440
4.2.	SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	441
4.2.1.	COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE:	441
4.2.2.	DETERMINACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	445
4.2.3.	PROCESO CONSTRUCTIVO	445
4.2.3.1	CRONOGRAMA DE OBRA	453
CAPÍTULO V		456
5. ANÁLISIS COMPARATIVO		456
5.1.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO Y SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE FRENTE A LAS CARGAS ANALIZADAS.	456
5.1.1.	SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO.	457
5.1.2.	SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	459
5.1.3.	CUADRO COMPARATIVO	461

5.2. EVALUACIÓN DE COSTOS, PRESUPUESTOS Y TIEMPO DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO Y SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	462
5.2.1. SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA.....	463
5.2.1.1 <i>COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS.</i>	463
5.2.1.2 <i>PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA.</i>	464
5.2.1.3 <i>CRONOGRAMA.</i>	465
5.2.2. SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	465
5.2.2.1 <i>COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS.</i>	465
5.2.2.2 <i>PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE.</i>	466
5.2.2.3 <i>CRONOGRAMA.</i>	467
5.2.3. CUADROS COMPARATIVOS	468
5.2.3.1 <i>COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.</i>	468
5.2.3.2 <i>PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.</i>	468
5.2.3.3 <i>CRONOGRAMA DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.</i>	470
CAPÍTULO VI	472
6. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y ANEXOS.....	472
6.1. CONCLUSIONES	472
6.2. RECOMENDACIONES	474
6.3. ANEXOS.....	476
BIBLIOGRAFÍA	493
TESIS.....	494
MANUALES, ARTÍCULOS DE INVESTIGACIÓN Y REVISTAS	495
PLANOS.....	499

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: ESTADIO OLÍMPICO ACUÁTICO (a), ESTADIO DE USOS MÚLTIPLES ÔITA BANK DOME (b), ESTADIO OLÍMPICO DE BERLÍN (c)	40
FIGURA 2: COLISEO AREQUIPA (a), COLISEO MUNICIPAL AREQUIPA (b), MERCADO SAN CAMILO (c)	41
FIGURA 3: ALMACENES DE PRODUCTOS COMESTIBLES EN EEUU (a), HANGARES EN AEROPUERTOS PRIVADOS (b), POLIDEPORTIVOS EN ALEMANIA (c)	43
FIGURA 4: TECHOS DE COBERTURA AUTOPORTANTE EN AREQUIPA.....	44
FIGURA 5: CUBIERTAS VEGETALES	51
FIGURA 6: LA BASÍLICA DE FANUM - OBRA DE VITRUVIO.....	53
FIGURA 7: LA BASÍLICA PALLADIANA	53
FIGURA 8: THE CRYSTAL PALACE – ILUSTRACIÓN FRONTAL.....	55
FIGURA 9: THE CRYSTAL PALACE – ILUSTRACIÓN INTERIOR	55
FIGURA 10: INVERNADERO DE CHATSWORTH HOUSE	56
FIGURA 11: ELEMENTO DE CASCARA	69
FIGURA 12: LAMINA DE DOBLE CURVATURA.....	70
FIGURA 13: ESFUERZOS EN LÁMINA CURVA CON SOFTWARE	70
FIGURA 14: ALGUNOS EJEMPLOS.....	71
FIGURA 15: ELEMENTO DIFERENCIAL DE LÁMINA DELGADA	73
FIGURA 16: GRADOS DE LIBERTAD DEL ELEMENTO TIPO SHELL	80
FIGURA 17: DEFORMACIONES POR CORTE, FLEXION Y AXIAL DEL ELEMENTO SHELL ...	81
FIGURA 18: GRADOS DE LIBERTAD DEL ELEMENTO TIPO MEMBRANE	82
FIGURA 19: CARAS DEL ELEMENTO SHELL	83
FIGURA 20: DIRECCIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS EN UN ELEMENTO SHELL.	85
FIGURA 21: FUERZAS INTERNAS F11 ACTUANDO SOBRE LA LÍNEA MEDIA DE LA CARA DEL ELEMENTO SHELL.....	86
FIGURA 22: FUERZAS INTERNAS F11 ACTUANDO SOBRE LA LÍNEA MEDIA DE LA CARA DEL	87

FIGURA 23: DIRECCIÓN POSITIVA DE LOS MOMENTOS INTERNOS EN UN ELEMENTO SHELL M11, M22 Y M12	88
FIGURA 24: DIRECCIÓN POSITIVA DE LOS MOMENTOS PRINCIPALES SOBRE EL ELEMENTO SHELL MMAX Y MMIN	88
FIGURA 25: TENSIONES DE MEMBRANA Y DE FLEXIÓN EN ELEMENTOS SHELL FINOS	90
FIGURA 26: DISCRETIZACIÓN DE ARCOS Y LÁMINAS CILÍNDRICAS EN ELEMENTOS PLANOS	91
FIGURA 27: MAPA DE ISOTACAS	95
FIGURA 28: COEFICIENTES DE PRESIÓN CP PARA CUBIERTAS EN ARCO	98
FIGURA 29: FACTOR DE ZONIFICACION SISMICA	100
FIGURA 30: COEFICIENTE SISMICO.....	102
FIGURA 31: PERIODOS Tp y Tl	104
FIGURA 32: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELO	104
FIGURA 33: FACTOR DE SUELO “S”.....	105
FIGURA 34: SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	105
FIGURA 35: CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA	106
FIGURA 36: ARCO METALICO	108
FIGURA 37: DIFERENTES TIPOS DE ARCOS	109
FIGURA 38: DIAGRAM TIPO ESFUERZO – DEFORMACION PARA UN ACERO DULCE..	112
FIGURA 39: PARTE INICIAL DEL DIAGRAM TIPO ESFUERZO – DEFORMACION.....	112
FIGURA 40: SECCIÓN DE PERFILES EN ACERO.....	116
FIGURA 41: SECCIONES DE PERFILES LAMINARES Y TUBULARES.....	118
FIGURA 42: PERFILES DE SECCIÓN COMPUESTA.....	119
FIGURA 43: CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE.....	120
FIGURA 44: ESTACIONAMIENTO EN EEUU. FOTO DE LOS INICIOS DE LAS COBERTURAS AUTOPORTANTES	121
FIGURA 45: ESPECIFICACIONES DE ZINTRO-ALUM	124

FIGURA 46: ROLLO DE ZINTRO-ALUM	125
FIGURA 47: PERFIL AUTOPORTANTE PARA LUCES LIBRES HASTA 35 M.	125
FIGURA 48: PERFILES AUTOPORTANTES PARA LUCES LIBRES HASTA 25 M.	126
FIGURA 49: FABRICACION DE COBERTURAS AUTOPORTANTES.....	127
FIGURA 50: MONTAJE DE COBERTURAS AUTOPORTANTES	127
FIGURA 51: ENGARGOLADORA ELÉCTRICA	128
FIGURA 52: VIGA CANAL DE SOPORTE	129
FIGURA 53: MUROS DE FACHADA O DE CIERRE	129
FIGURA 54: UBICACIÓN SATELITAL DEL COLISEO	131
FIGURA 55: UBICACIÓN CATASTRAL DEL COLISEO	132
FIGURA 56: DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES NIVEL 0.00	134
FIGURA 57: DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES NIVEL 3.00	135
FIGURA 58: CORTE DE LA ESTRUCTURA DEL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU	136
FIGURA 59: SISTEMA ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO Y MUROS DE ALBAÑILERÍA	138
FIGURA 60: FORMA DE ILUMINACION NATURAL PARA EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	139
FIGURA 61: FORMA DE ILUMINACION NATURAL PARA EL SISTEMA	139
FIGURA 62: CATÁLOGO DE PRODUCTOS CALAMINON.....	140
FIGURA 63: CUBIERTA CURVA CON PLANCHAS RECTAS	141
FIGURA 64: CUBIERTA CURVA CON PLANCHAS CURVAS	142
FIGURA 65: ÁREA TRIBUTARIA SOBRE LARGUEROS DE TECHO	143
FIGURA 66: CARGAS GRAVITACIONALES SOBRE LARGUEROS	144
FIGURA 67: CARGAS GRAVITACIONALES SOBRE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE TECHO (ARCOS)	144
FIGURA 68: VISTA EN PLANTA ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	145
FIGURA 69: VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	145
FIGURA 70: VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	146
FIGURA 71: GEOMETRÍA DE ESTA VIGUETA Y SECCIÓN DE PERFIL	148
FIGURA 72: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS ARCO	149
FIGURA 73: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS HORIZONTALES	151

FIGURA 74: PROCESO ITERATIVO DE DISEÑO	154
FIGURA 75: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA VIGUETA ANALIZADA	155
FIGURA 76: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGUETA ANALIZADA	156
FIGURA 77: VISTA FRONTAL DE VIGUETA	157
FIGURA 78: VISTA EN 3D DE VIGUETA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA	158
FIGURA 79: PERFILES TUBULARES LAC ASTM 500	159
FIGURA 80: PROPIEDADES MECÁNICAS ACERO ASTM A 500	160
FIGURA 81: PROPIEDADES MECÁNICAS ACERO ASTM A 500 SEGÚN ACEROS AREQUIPA 160	
FIGURA 82: DIMENSIONES, PESOS Y ESPESORES DE PERFILES TUBULARES – ACEROS AREQUIPA	161
FIGURA 83: VISTA TOTAL DE LA VIGUETA	162
FIGURA 84: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE VIGUETA	162
FIGURA 85: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGUETA	162
FIGURA 86: TRAMOS DEL ARCO SEGÚN EL CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO	165
FIGURA 87: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA MUERTA POR LA CUBIERTA SOBRE LA VIGUETA	167
FIGURA 88: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA MUERTA POR LA CUBIERTA SOBRE LA VIGUETA	167
FIGURA 89: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA	167
FIGURA 90: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA SEGÚN EL REGLAMENTO	168
FIGURA 91: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA DE VIENTO	168
FIGURA 92: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA DE VIENTO	169
FIGURA 93: DIAGRAMA DE ESFUERZOS INTERNOS EN LAS BARRAS DE LA VIGUETA	169
FIGURA 94: DIAGRAMA DE ESFUERZOS INTERNOS EN LAS BARRAS DE LA VIGUETA	170
FIGURA 95: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGUETA	170
FIGURA 96: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGUETA	171

FIGURA 97: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGUETA.....	171
FIGURA 98: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR E INFERIOR.....	172
FIGURA 99: LONGITUD DE PANDEO PARA LAS DIAGONALES Y MONTANTES.....	174
FIGURA 100: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA	179
FIGURA 101: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ARCO ANALIZADA	180
FIGURA 102: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA	180
FIGURA 103: CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA	181
FIGURA 104: GEOMETRÍA DEL ARCO DE CELOSÍA.....	184
FIGURA 105: ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE LA VIGA ARCO DE CELOSÍA	185
FIGURA 106: ESQUEMA DE LA SEPARACIÓN ENTRE BARRAS DE LA VIGA ARCO DE CELOSÍA	185
FIGURA 107: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES	187
FIGURA 108: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)	188
FIGURA 109: VISTA FRONTAL DE LA VIGA EN ARCO	189
FIGURA 110: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DEL ARCO	189
FIGURA 111: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA ARCO	190
FIGURA 112: ESFUERZOS DE TRACCION Y COMPRESION POR LA ENVOLVENTE.....	191
FIGURA 113: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN LA BRIDA INFERIOR DEL ARCO ..	191
FIGURA 114: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA SUPERIOR DEL ARCO	192
FIGURA 115: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA INFERIOR DEL ARCO	193
FIGURA 116: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN DIAGONALES DEL ARCO.....	193
FIGURA 117: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN DIAGONALES DEL ARCO	194
FIGURA 118: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA EN ARCO	194
FIGURA 119: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR	195
FIGURA 120: VISTA EN CORTE DEL TENSOR.....	201
FIGURA 121: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN EL TENSOR	203
FIGURA 122: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA	205
FIGURA 123: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA ANALIZADA.....	206

FIGURA 124: VISTA FRONTAL DE VIGA HORIZONTAL	207
FIGURA 125: VISTA EN 3D DE VIGA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA	209
FIGURA 126: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES	210
FIGURA 127: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)	210
FIGURA 128: VISTA FRONTAL DE LA VIGA HORIZONTAL	211
FIGURA 129: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA VIGA	211
FIGURA 130: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA HORIZONTAL	212
FIGURA 131: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE	213
FIGURA 132: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA 214	
FIGURA 133: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA	214
FIGURA 134: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA	215
FIGURA 135: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA 216	
FIGURA 136: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA 216	
FIGURA 137: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA	217
FIGURA 138: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR.	218
FIGURA 139: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA	224
FIGURA 140: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA COLUMNA ANALIZADA	225
FIGURA 141: SECCIÓN DE VIGA DONDE SE MUESTRA SEPARACIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES	226
FIGURA 142: CORTE TRANSVERSAL DE LA COLUMNA	226
FIGURA 143: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES	228
FIGURA 144: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)	228
FIGURA 145: VISTA FRONTAL DE LA VIGA HORIZONTAL	229
FIGURA 146: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA COLUMNA 229	
FIGURA 147: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS COLUMNAS	230

FIGURA 148: PASOS PARA DEFINIR LA MASA DEL ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFWARE SAP 2000 V 17	232
FIGURA 149: MASA DEL ESPECTRO SISMICO (1D+0.5L) EN EL SOFWARE SAP 2000 V 17	232
FIGURA 150: PASOS PARA DEFINIR EL ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFWARE SAP 2000 V 17	233
FIGURA 151: ESPECTRO SISMICO SEGÚN LA NORMA PERUANA E030 - 2014 EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFWARE SAP 2000 V 17	233
FIGURA 152: ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “X” - SOFWARE SAP 2000 V 17	235
FIGURA 153: PATRONES DE CARGA - SOFWARE SAP 2000 V 17.....	236
FIGURA 154: ESTADOS DE CARGA - SOFWARE SAP 2000 V 17	237
FIGURA 155: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (W)	237
FIGURA 156: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SX)	238
FIGURA 157: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SY)	238
FIGURA 158: DISTRIBUCIÓN DE LAS COLUMNAS – SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA	239
FIGURA 159: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	241
FIGURA 160: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	242
FIGURA 161: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	243
FIGURA 162: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”	251
FIGURA 163: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”	251
FIGURA 164: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”	252
FIGURA 165: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”	253
FIGURA 166: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	255
FIGURA 167: CONDICIONES DE LAS PLANCHAS DE APOYO	261
FIGURA 168: VISTA EN PLANTA DE LA PLANCHA DE APOYO	263
FIGURA 169: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA	264

FIGURA 170: VISTA EN CORTE DE LA PLANCHA DE APOYO	264
FIGURA 171: PROCESOS DE SOLDADURA MAS CONOCIDOS	267
FIGURA 172: TIPOS DE SOLDADURAS ESTUCTURALES	269
FIGURA 173: RESISTENCIA DE SOLDADURA DE FILETE – ELECTRODO PROTEGIDO	270
FIGURA 174: RESISTENCIA DE SOLDADURA DE FILETE – ELECTRODO SUMERGIDO	270
FIGURA 175: TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA	272
FIGURA 176: ESQUEMA DONDE SE MUESTRA LA UBICACIÓN DE LA SOLDADURA EN LA COLUMNA	273
FIGURA 177: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA ZAPATA ANALIZADA	278
FIGURA 178: VISTA DONDE SE MUESTRAN LAS FUERZAS DE VOLTEO SOBRE LA ZAPATA ANALIZADA	279
FIGURA 179: VISTA DONDE SE MUESTRAN LOS DESPLAZAMIENTOS POR VOLTEO DE LA ZAPATA ANALIZADA	280
FIGURA 180: CUBIERTA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE	281
FIGURA 181: CUBIERTA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE	282
FIGURA 182: CUBIERTA SEMICIRCULAR AUTOPORTANTE	282
FIGURA 183: CUBIERTA SEMICIRCULAR AUTOPORTANTE	283
FIGURA 184: TRANSMISIÓN DE CARGAS A TRAVÉS DE LÁMINAS CILÍNDRICAS	285
FIGURA 185: COMPORTAMIENTO DE LÁMINA CILÍNDRICA	285
FIGURA 186: DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA UNA LÁMINA CILÍNDRICA	286
FIGURA 187: VISTA EN PLANTA ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	287
FIGURA 188: VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	288
FIGURA 189: VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	288
FIGURA 190: GEOMETRÍA Y SECCION DE PERFIL ATUपोर्टANTE	290
FIGURA 191: DETALLE VIGA CANAL DE ACERO SIMPLE	290
FIGURA 192: DETALLE VIGA CANAL DE ACERO DOBLE	291
FIGURA 193: DETALLE VIGA CANAL DE CONCRETO SIMPLE	291
FIGURA 194: DETALLE VIGA CANAL DE CONCRETO DOBLE	291
FIGURA 195: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS HORIZONTALES	293
FIGURA 196: PROCESO ITERATIVO DE DISEÑO	296

FIGURA 197: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DEL PERFIL AUTOPORTANTE ANALIZADO	298
FIGURA 198: VISTA TRANSVERSAL DEL PERFIL AUTOPORTANTE ANALIZADA	298
FIGURA 199: CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA	299
FIGURA 200: GEOMETRÍA DEL PERFIL AUTOPORTANTE	301
FIGURA 201: PESOS Y ESPESORES CUBIERTA TIPO MEMBRANA CON ARCO AL 20%	302
FIGURA 202: ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL ACERO ASTM A 792.....	302
FIGURA 203: DATOS TECNICOS PARA EL DISEÑO	303
FIGURA 204: GEOMETIA DEL ARCO AUTOPORTANTE.....	304
FIGURA 205: GEOMETRIA DEL PERFIL AUTOPORTANTE.....	304
FIGURA 206: COORDENADAS DE LOS EJES PRINCIPALES EN EL SOFWARE SAP 2000	305
FIGURA 207: VISTA ESQUEMATICA DE LOS EJES PRINCIPALES DEL ARCO AUTOPORTANTE	306
FIGURA 208: VISTA TRNASVERSAL DEL PERFIL AUTOPORTANTE EN EL SOFWARE SAP 2000	306
FIGURA 209: DESIGNACION DE DIMENCIONES U ANGULOS DE CURVATURA CON EL COMANDO EXTRUDE – RADIAL EN EL SOFWARE SAP 2000.....	307
FIGURA 210: VISTA DE LA REPETICION RADIAL Y CONVIRTIENDO LAS LINEAS EN AREAS – SAP 2000	308
FIGURA 211: VISTA ESQUEMÁTICA DEL PERFIL AUTOPORTANTE	308
FIGURA 212: VISTA ESQUEMÁTICA DEL PERFIL AUTOPORTANTE DONDE SE APRECIA EL ÁREA QUE SERÁ SOMETIDA A FUERZAS DE VIENTO (¼ EN BARLOVENTO – SOTAVENTO Y LA PARTE CENTRAL)	309
FIGURA 213: VISTA FRONTAL DE LA VIGA EN ARCO	310
FIGURA 214: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DEL ARCO	310
FIGURA 215: PESOS POR ELEMENTOS DEL PERFIL AUTOPORTANTE.....	311
FIGURA 216: ASIGNAR CARGAS VIVAS SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	313
FIGURA 217: ASIGNAR CARGA VIVA SOBE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE.....	313
FIGURA 218: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA.....	314

FIGURA 219: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA	315
FIGURA 220: MAPA DE ISOTACAS	316
FIGURA 221: COEFICIENTES DE PRESIÓN CP PARA CUBIERTAS EN ARCO	317
FIGURA 222: SECCIONES DE LA COBERTURA AUTOPORTANTE PARA REALIZAR EL ANÁLISIS DE VIENTO	318
FIGURA 223: ASIGNAR CARGAS DE VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	320
FIGURA 224: ASIGNAR CARGAS DE VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	320
FIGURA 225: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO	321
FIGURA 226: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO	322
FIGURA 227: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO	323
FIGURA 228: MODELO TRIDIMENCIONAL DE LA COBERTURA AUTOPORTANTE	324
FIGURA 229: ESFUERZOS DE TRACCION (F11) POR LA ENVOLVENTE	324
FIGURA 230: ESFUERZOS DE COMPRESIÓN (F22) POR LA ENVOLVENTE	325
FIGURA 231: ESFUERZO MÁXIMO DE TRACCION F11 EN LA BASE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	326
FIGURA 232: ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESION F11 EN LA BASE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	326
FIGURA 233: ESFUERZO MÁXIMO DE TRACCION F22 EN LA BASE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	327
FIGURA 234: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION F22 EN LA BASE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	328
FIGURA 235: DEFORMACIÓN DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA COBERTURA AUTOPORTANTE	328
FIGURA 236: DEFORMACIÓN MÁXIMA DEL PERFIL AUTOPORTANTE	329
FIGURA 237: ESFUERZO MAXIMO DE TRACCION EN EL PERFIL AUTOPORTANTE CON ESPESOR 0.98 mm.	330
FIGURA 238: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA TIPO CANAL ANALIZADA	334

FIGURA 239: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA TIPO CANAL	334
FIGURA 240: DIMENCIONES DE LA VIGA TIPO CANAL.....	335
FIGURA 241: DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE VIGA CANAL Y VIGA DE CELOSÍA	336
FIGURA 242: DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE VIGA CANAL Y VIGA DE CELOSÍA	336
FIGURA 243: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA	337
FIGURA 244: VISTA FRONTAL DE VIGA HORIZONTAL.....	339
FIGURA 245: VISTA EN 3D DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE	340
FIGURA 246: VISTA EN 3D DE LA VIGA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA	340
FIGURA 247: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES	341
FIGURA 248: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES).....	342
FIGURA 249: VISTA FRONTAL DE LA VIGA HORIZONTAL	342
FIGURA 250: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA VIGA.....	342
FIGURA 251: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA HORIZONTAL.....	343
FIGURA 252: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE	344
FIGURA 253: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA	345
FIGURA 254: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA	345
FIGURA 255: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA	346
FIGURA 256: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA	347
FIGURA 257: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA	347
FIGURA 258: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA	348
FIGURA 259: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA	349
FIGURA 260: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA	349
FIGURA 261: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA	350
FIGURA 262: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA	357
FIGURA 263: VISTA FRONTAL DE VIGA SECUNDARIA.....	358
FIGURA 264: VISTA EN 3D DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE	359

FIGURA 265: VISTA EN 3D DE LA VIGA SECUNDARIA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA	359
FIGURA 266: VISTA FRONTAL DE LA VIGA SECUNDARIA.....	360
FIGURA 267: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA VIGA.....	360
FIGURA 268: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS VIGAS SECUNDARIA	361
FIGURA 269: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE	362
FIGURA 270: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA	362
FIGURA 271: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA	363
FIGURA 272: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA	364
FIGURA 273: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA	365
FIGURA 274: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA	365
FIGURA 275: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA SECUNDARIA	366
FIGURA 276: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA	367
FIGURA 277: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA	367
FIGURA 278: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA	368
FIGURA 279: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN EL TENSOR	375
FIGURA 280: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA	378
FIGURA 281: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA COLUMNA ANALIZADA	379
FIGURA 282: SECCIÓN DONDE SE MUESTRA SEPARACIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA PRINCIPAL DE CELOSIA	380
FIGURA 283: CORTE TRANSVERSAL DE LA COLUMNA	381
FIGURA 284: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES	383
FIGURA 285: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES).....	383
FIGURA 286: VISTA EN 3D DE LAS COLUMNAS	384

FIGURA 287: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LAS COLUMNAS	385
FIGURA 288: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS COLUMNAS	385
FIGURA 289: ESPECTRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TECNICA PERUANA E.030 PARA LA DIRECCIÓN “Y”	387
FIGURA 290: ESPECTRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TECNICA PERUANA E.030 PARA LA DIRECCIÓN “X”	387
FIGURA 291: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (W)	388
FIGURA 292: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SX)	389
FIGURA 293: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SY)	389
FIGURA 294: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	392
FIGURA 295: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	393
FIGURA 296: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	394
FIGURA 297: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO	394
FIGURA 298: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE VIENTO	402
FIGURA 299: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE VIENTO	402
FIGURA 300: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	405
FIGURA 301: VISTA EN PLANTA DE LA PLANCHA DE APOYO	411
FIGURA 302: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA	412
FIGURA 303: VISTA EN CORTE DE LA PLANCHA DE APOYO	412
FIGURA 304: TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA	415
FIGURA 305: ESQUEMA DONDE SE MUESTRA LA UBICACIÓN DE LA SOLDADURA EN LA COLUMNA	416
FIGURA 306: PASO (a) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	427
FIGURA 307: PASO (a) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	427

FIGURA 308: PASO (b) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	428
FIGURA 309: PASO (c) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	428
FIGURA 310: PASO (c) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	429
FIGURA 311: PASO (d) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	429
FIGURA 312: PASO (d) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	430
FIGURA 313: PASO (e) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	431
FIGURA 314: PASO (e) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	431
FIGURA 315: PASO (f) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	432
FIGURA 316: PASO (g) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	433
FIGURA 317: PASO (h) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	433
FIGURA 318: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	434
FIGURA 319: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	434
FIGURA 320: PASO (c) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	435
FIGURA 321: PASO (d) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	436
FIGURA 322: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	436

FIGURA 323: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	437
FIGURA 324: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	437
FIGURA 325: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	438
FIGURA 326: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	438
FIGURA 327: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA	439
FIGURA 328: PASO (a) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	446
FIGURA 329: PASO (b) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	446
FIGURA 330: PASO (c) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	447
FIGURA 331: PASO (d) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	447
FIGURA 332: PASO (d) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	448
FIGURA 333: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	448
FIGURA 334: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	449
FIGURA 335: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	449
FIGURA 336: PASO (f) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.	450
FIGURA 337: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.....	450
FIGURA 338: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE.....	451
FIGURA 339: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE	452
FIGURA 340: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE	452

INDICE DE ECUACIONES

ECUACION 1: ECUACION DE DISEÑO MÉTODO LRFD	64
ECUACION 2: ECUACION DE TRACCION	65
ECUACION 3: ECUACION DE COMPRESIÓN	66
ECUACION 4: RESISTENCIA NOMINAL.....	66
ECUACION 5: ESFUERZO CRÍTICO DE PANDEO PLÁSTICO	66
ECUACION 6: ESFUERZO CRÍTICO DE PANDEO ELÁSTICO	66
ECUACION 7: FACTOR DE RANGO ELÁSTICO	66
ECUACION 8: RELACIÓN DE ESBELTEZ EN TRACCIÓN	67
ECUACION 9: RELACIÓN DE ESBELTEZ EN COMPRESIÓN	67
ECUACION 10: FUERZA MÁXIMA TRANSVERSAL EN CUALQUIER ÁNGULO PARA VMAX .	87
ECUACION 11: VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO A UNA ALTURA H.....	95
ECUACION 12: PRESIÓN O SUCCIÓN DEL VIENTO A UNA ALTURA H.....	96
ECUACION 13: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGUETA DE CELOSÍA.....	156
ECUACION 14: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE VIGUETA DE CELOSÍA:.....	157
ECUACION 15: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGUETA.....	163
ECUACIONES 16: COMBINACIONES DE CARGA LRFD	178
ECUACION 17: PRE DIMENSIONADO - ALTURA LIBRE DE ARCO DE CELOSÍA:	181
ECUACION 18: PRE DIMENSIONADO - RADIO DEL ARCO DE CELOSÍA:	182
ECUACION 19: PRE DIMENSIONADO - ANGULO DEL ARCO DE CELOSÍA:	182
ECUACION 20: PRE DIMENSIONADO - LONGITUD DE CIRCUNFERENCIA DEL ARCO DE CELOSÍA:.....	183
ECUACION 21: PRE DIMENSIONADO - ALTURA DE LA VIGA DEL ARCO DE CELOSÍA	183
ECUACION 22: PRE DIMENSIONADO - ANCHO DE LA VIGA DEL ARCO DE CELOSÍA.....	184
ECUACION 23: PRE DIMENSIONADO - ESPACIAMIENTO ENTRE BARRAS DE LA VIGA DEL ARCO DE CELOSÍA.....	185
ECUACION 24: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL ARCO	190
ECUACION 25: ÁREA REQUERIDA DE TENSOR.....	202

ECUACION 26: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	206
ECUACION 27: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	207
ECUACION 28: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE VIGA HORIZONTAL:	208
ECUACION 29: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL	212
ECUACION 30: PRE DIMENSIONAMIENTO – PERALTE (LARGO) DE LA COLUMNA:	225
ECUACION 31: PRE DIMENSIONAMIENTO – ANCHO DE LA COLUMNA:	226
ECUACION 32: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE LA COLUMNA:	227
ECUACION 33: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA COLUMNA	231
ECUACIONES 34: COMBINACIONES DE CARGA LRFD	297
ECUACION 35: ALTURA LIBRE (flecha) DEL PERFIL AUTOPORTANTE:.....	300
ECUACION 36: RADIO DEL PERFIL AUTOPORTANTE:	300
ECUACION 37: ANGULO DEL PERFIL AUTOPORTANTE:.....	300
ECUACION 38: LONGITUD DE CIRCUNFERENCIA DEL ARCO DE CELOSÍA:.....	301
ECUACION 39: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL PERFIL AUTOPORTANTE	312
ECUACION 40: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	338
ECUACION 41: PRE DIMENSIONAMIENTO - ANCHO DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	338
ECUACION 42: PRE DIMENSIONAMIENTO – SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	339
ECUACION 43: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL	343
ECUACION 44: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA SECUNDARIA:	358
ECUACION 45: PRE DIMENSIONAMIENTO – SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA HORIZONTAL:.....	359
ECUACION 46: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL	361
ECUACION 47: PRE DIMENSIONAMIENTO – PERALTE (LARGO) DE LA COLUMNA:	380
ECUACION 48: PRE DIMENSIONAMIENTO – ANCHO DE LA COLUMNA:.....	381
ECUACION 49: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE LA COLUMNA:	382
ECUACION 50: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL	386

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: OPERACIÓN DE VARIABLES	49
TABLA 2: FACTORES DE FORMA.....	96
TABLA 3: FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE.....	97
TABLA 4 : FACTOR DE USO.....	102
TABLA 5: TABLA DEL FABRICANTE PARA CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM	142
TABLA 6: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR DEFORMACION MAXIMA	176
TABLA 7: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR ESBELTEZ.....	177
TABLA 8: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA.....	177
TABLA 9: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR DEFORMACION MAXIMA	199
TABLA 10: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR ESBELTEZ.....	199
TABLA 11: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA.....	200
TABLA 12: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ESBELTEZ	204
TABLA 13: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ÁREA REQUERIDA	204
TABLA 14: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR DEFORMACION MAXIMA	221
TABLA 15: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ESBELTEZ	222

TABLA 16: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA	223
TABLA 17: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR DEFORMACION MAXIMA.....	257
TABLA 18: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ESBELTEZ (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica).....	258
TABLA 19: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica)	259
TABLA 20: PROPIEDADES DEL ACERO UTILIZADO EN LA FABRICACIÓN DEL PERFIL AUTOPORTANTE.....	303
TABLA 21: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL PERFIL AUTOPORTANTE DEFORMACION MAXIMA	332
TABLA 22: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL PERFIL AUTOPORTANTE POR RESISTENCIA	333
TABLA 23: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR DEFORMACION MAXIMA.....	354
TABLA 24: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ESBELTEZ	354
TABLA 25: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA	355
TABLA 26: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR DEFORMACION MAXIMA.....	372
TABLA 27: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ESBELTEZ	372
TABLA 28: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA	373
TABLA 29: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ESBELTEZ	376
TABLA 30: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ÁREA REQUERIDA.....	377
TABLA 31: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR DEFORMACION MAXIMA.....	407

TABLA 32: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ESBELTEZ (esfuerzos por la envolvente de viento W – crítica)	408
TABLA 33: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica)	409

CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. FUNDAMENTACION DEL PROBLEMA

En la actualidad la demanda de estructuras que sean menos costosas y de menor tiempo de ejecución, son la motivación para que los ingenieros desarrollen nuevas tecnologías, pensando principalmente en la efectividad estructural.

Como es el caso de las estructuras portantes de celosía, estructuralmente este sistema posee y es conocido su buen comportamiento, cuenta con procedimientos ya establecidos de dimensionado y diseño para sus elementos de acuerdo a los diferentes esfuerzos producidos por la acción de cargas externas, en nuestro país el Reglamento Nacional De Edificaciones contempla en el Título III, III.2 Estructuras - E 0.90 Estructuras Metálicas, la normativa para este sistema estructural, en nuestra región Arequipa se puede consultar con varias fuentes² que poseen experiencia en el desarrollo de esta técnica constructiva, pero son relativamente costosas y de acuerdo a sus diferentes fases desde la fabricación hasta la instalación demandan un mayor tiempo de ejecución.

Por otro lado el sistema de cobertura autoportante, aparentemente económico y acelerado en su construcción, estructuralmente se sabe que se comporta de manera adecuada, aunque la información que conocemos de este sistema en nuestro medio es limitada, esto debido a que las tablas, fórmulas de dimensionado, los métodos de análisis y procesos de diseño de este

² EMP. ESTRUCTURAS METÁLICAS THE SOLUTIONS EIRL.; EMP. COBERTURAS METÁLICAS BIHULIS EIRL, INGENIEROS CIVILES EN EL RUBRO DE DISEÑO EN ACERO, ETC.

sistema solo son conocidos por las empresas que lo desarrollan, adicionalmente, las estructuras que utilizan este sistema en nuestra ciudad son pocas.

A diferencia de las estructuras portantes de celosía, este sistema no posee reglamentación nacional³ y son muy pocas las fuentes que se pueden encontrar en nuestra región que conozcan o hayan trabajado con coberturas autoportantes.

En la presente investigación se estudiarán, analizarán y diseñarán los sistemas portantes de celosías en techos y el sistema de membrana autoportante con el fin de comparar y demostrar el comportamiento y efectividad de ambos sistemas frente una estructura determinada, llegando a conocer también los costos, procesos constructivos y tiempos de ejecución.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.2.1 PROBLEMA PRINCIPAL

- Limitada documentación que refleje una comparación de dos técnicas constructivas para techos metálicos en forma de arco con directriz constante: el sistema portante de celosía y el sistema con membrana autoportante. Aplicados a una misma estructura, pero que sirva de referencia a estructuras de características similares en nuestra región.

1.1.2.2 PROBLEMA SECUNDARIO

- Reducida normatividad nacional donde se analicen los techos de membrana autoportante
- limitada ejecución de obras en nuestra región que utilicen techos de membrana autoportante

3 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, TITULO III, III.2 ESTRUCTURAS - E 0.90 ESTRUCTURAS METÁLICAS

- Insuficiente difusión de los diferentes sistemas constructivos para techos metálicos, en centros de estudio y el mercado regional

1.1.3. ANTECEDENTES

Las estructuras metálicas de techo constituyen un sistema constructivo muy importante y definido en varios países del mundo, cuyo empleo suele crecer en función de la necesidad alcanzada en la región donde se utilizan.

“La clasificación de las cubiertas difiere según los diferentes autores. Esta organización está dada por la gran variedad de características, tanto estructurales, funcionales como estéticas, que constituyen parámetros para su clasificación (...). La mayoría de los autores, concuerdan en su clasificación en algunos parámetros de igual manera como puede ser por su forma geométrica. Sin embargo, se agrega a los tres tipos comunes de cubierta: inclinada, horizontal y compuesta, las curvas que se consideran por muchos autores como un ejemplo de mixta. Sin embargo, la complejidad geométrica de estas, su amplia utilización y variedad de soluciones obliga a considerarla como un grupo independiente”⁴. En base a esta idea podemos encontrar estructuras metálicas de techo en algunos de los principales escenarios deportivos en el mundo como por ejemplo:

- El estadio olímpico acuático (Brasil) utilizado para los juegos Olímpicos de Rio 2016
- El estadio Ōita Bank Dome (Japón), utilizado para el mundial de futbol Corea - Japón 2002
- El Estadio Olímpico de Berlín (Alemania), utilizado para la final del Mundial de futbol en el 2006.

4 PORTERO RICOL, ADA ESTHER, MACHADO JARDO, RICARDO, MAZÓN, DAYMEL, LAS CUBIERTAS, ¿CUBREN? PARTE L. ARQUITECTURA Y URBANISMO, VOL. XXXI, NÚM. 2, 2010, PP. 34-41, INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO JOSÉ ANTONIO ECHEVERRÍA CIUDAD DE LA HABANA, CUBA

FIGURA 1: ESTADIO OLÍMPICO ACUÁTICO (a), ESTADIO DE USOS MÚLTIPLES ÑITA BANK DOME (b), ESTADIO OLÍMPICO DE BERLÍN (c)



(a) TIPO DE CUBIERTA HORIZONTAL

(b) TIPO DE CUBIERTA

CURVA



(c) TIPO DE CUBIERTA INCLINADA

Especialmente las cubiertas curvas o en arco, ofrecen gran ventaja para cubrir grandes luces, “Estas estructuras se han convertido en una solución constructiva que otorga ligereza y rigidez, logrando obtener mayores luces y reduciendo el consumo de energía y de materiales⁵”.

5 GONZÁLEZ MEZA, EDWIN, ANAYA DÍAZ, JESÚS; TRANSFORMACIONES TIPOLOGICAS Y CONSTRUCTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES EN MÉXICO. EL PALACIO DE LOS DEPORTES PARA LA XIX OLIMPIADA. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID, ETSAM, DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA ARQUITECTÓNICAS, ESPAÑA.

En nuestro país y especialmente en nuestra región Arequipa, también podemos encontrar estructuras importantes las cuales poseen una cubierta metálica como por ejemplo:

- El coliseo Arequipa, remodelado recientemente.
- El coliseo Municipal Arequipa.
- El mercado San Camilo.

**FIGURA 2: COLISEO AREQUIPA (a), COLISEO MUNICIPAL AREQUIPA (b),
MERCADO SAN CAMILO (c)**



(a)

(b)



(c)

De igual manera las estructuras autoportantes (coberturas de acero galvanizado) también son utilizadas en diferentes escenarios a nivel mundial, aunque este sistema constructivo es

utilizado en estructuras de menor tamaño a diferencia del sistema portante de celosía, esto debido a que la máxima longitud que cubren es de 35 metros, pero ofrecen una mejor resistencia a la corrosión.

“Es bien conocido que el recubrimiento galvanizado le otorga al acero una excelente protección, aportándole una serie de propiedades entre las que se encuentra su gran resistencia a la abrasión y a la corrosión. La duración de la protección que proporcionan los recubrimientos galvanizados frente a la corrosión atmosférica es extremadamente alta y depende de las condiciones climatológicas del lugar y de la presencia en la atmósfera de contaminantes agresivos, como son los óxidos de azufre y los cloruros, éstos últimos típicos de las zonas costeras (Leygraf y Graedel, 2000)”⁶.

Las estructuras más representativas a nivel mundial donde encontramos el sistema autoportante son:

- Almacenes de productos comestibles en EEUU.
- Hangares en aeropuertos privados
- Polideportivos en Alemania.

6 SUÁREZ CORRALES, XENIA ISBEL; CORVO PÉREZ, FRANCISCO EDUARDO; VILLAR LÓPEZ, RENÉ VALENTINO; MARRERO, RIGOBERTO; RESISTENCIA AL CLIMA TROPICAL DE ACEROS GALVANIZADOS CON Y SIN RECUBRIMIENTO; INGENIERÍA INVESTIGACIÓN Y TECNOLOGÍA, VOLUMEN XV (NÚMERO 1); LABORATORIO DE ENSAYOS DE TROPICALIZACIÓN CENTRO DE SERVICIOS TECNOLÓGICOS LA HABANA, CUBA

**FIGURA 3: ALMACENES DE PRODUCTOS COMESTIBLES EN EEUU (a),
HANGARES EN AEROPUERTOS PRIVADOS (b), POLIDEPORTIVOS EN
ALEMANIA (c)**



(a)

(b)



(c)

“técnica constructiva proveniente de Norteamérica, usada en sus inicios por las fuerzas armadas especialmente en la construcción de hangares, depósitos de armas, municiones, etc. No se sabe con exactitud a partir de qué año se empezó a utilizar en la construcción civil, pero este sistema se adaptó de forma adecuada y logrando una identidad en varios países de

Europa, Asia y en algunas regiones de Latinoamérica como México, Argentina, Brasil y el Caribe”⁷.

En el Perú la mayoría de las empresas que desarrollan este sistema se encuentran en la capital, de donde proveen a los distintos departamentos del país por la creciente demanda que está teniendo este tipo de estructura.

Para nuestra región el sistema de cobertura autoportante se viene realizando a menor escala en algunos tipos de estructuras, por ejemplo: almacenes de vehículos como los que existen en la Av. Parra - Av. Aviación, algunas Naves Industriales como las que se encuentran en el parque industrial del distrito de José Luis Bustamante y Rivero, mercados como el de La Chávella en Miraflores y en la Municipalidad Provincial ubicada en el Filtro.

FIGURA 4: TECHOS DE COBERTURA AUTOPORTANTE EN AREQUIPA



**MERCADO LA CHÁVELA - MIRAFLORES MUNICIPALIDAD
PROVINCIAL DE AREQUIPA**



ALMACENES DE VEHÍCULOS – AV. PARRA

1.1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.1.4.1 TÉCNICA

La presente investigación se justifica desde el diseño y la comparación de dos técnicas constructivas de cobertura metálica, para lograr conocer al detalle el comportamiento de ambos sistemas, alcanzando a determinar de forma clara las ventajas, desventajas y optimización de un proyecto determinado, en este caso el Coliseo Municipal Miguel Grau en el distrito de Paucarpata

1.1.4.2 ECONÓMICA

Analizar cuál de las dos alternativas en estudio es la más económica de poder ejecutar.

1.1.4.3 SOCIAL

Este proyecto de investigación servirá como una guía de referencia para los estudiantes y profesionales en la carrera de la ingeniería civil o afines que desean ampliar sus conocimientos en el diseño de estructuras metálicas de techo.

1.1.5. LIMITACIONES Y RESTRICCIONES DE LA INVESTIGACIÓN

- Limitaciones en el uso libre de toda la información necesaria para el sistema autoportado ya que es desarrollado por empresas que no son propias de la región.
- Actualmente en el Perú no se cuenta con una normativa para las coberturas autoportante
- La investigación realizada se limita a los análisis y diseños de dos sistemas constructivos, para la estructura metálica principal del Coliseo Municipal Miguel Grau
- Se consideró para la presente investigación solo la evaluación de estados límite de servicio por deformación.

1.1.6. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Con la siguiente investigación se trata de dar a conocer lo siguiente:

- 1) Señalar los pasos del análisis y diseño de ambas técnicas constructivas en estudio
- 2) Determinar el comportamiento estructural de ambos sistemas de cobertura analizados en esta investigación.
- 3) Determinar los costos y tiempos de ejecución de ambos sistemas en estudio.
- 4) Analizar los resultados estructurales, costo, tiempo y realizar cuadros comparativos, determinando las diferencias más relevantes de la investigación

1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Realizar el análisis y diseño estructural comparativo entre techos de estructura portante de celosía y techo de membrana autoportante para el Coliseo Municipal Miguel Grau del distrito de Paucarpata – Arequipa

1.2.2. OBJETIVO ESPECIFICO

- Recopilar la información necesaria sobre los sistemas portantes de celosía (sistema convencional) y la cobertura de membrana autoportante haciendo una investigación bibliográfica.
- Analizar y diseñar el sistema portante de celosía en forma de arco para el techo del Coliseo Miguel Grau.
- Analizar y diseñar el sistema de membrana autoportante para el techo del Coliseo Miguel Grau.
- Hacer el análisis comparativo de costos, tiempo y comportamiento estructural en ambas alternativas.
- Desarrollar una guía de diseño tanto de las estructuras convencionales de celosía en arco como de las autoportantes.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL

Es posible la optimización de un proyecto al reducir los costos, tiempo de ejecución y alcanzando un buen desempeño estructural utilizando el sistema de cobertura autoportante, en comparación con el sistema portante de celosía

1.4. VARIABLES

1.4.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

- Características arquitectónicas del Coliseo Municipal Miguel Grau
- Cargas actuantes sobre la estructura
- Norma técnica peruana, manuales y libros de diseño en acero
- Elementos estructurales se ambas alternativas

1.4.2. VARIABLE DEPENDIENTE

- Dimensiones de las estructuras de techo
- Esfuerzos máximos y mínimos diseño
- Costos y presupuesto de ambas alternativas
- Programación de obra de ambas alternativas

1.4.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 1: OPERACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	INDICADORES
<p>INDEPENDIENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Características arquitectónicas del Coliseo Municipal Miguel Grau ✓ Cargas actuantes sobre la estructura. ✓ Norma técnica peruana, manuales y libros de diseño en acero ✓ Elementos estructurales se ambas alternativas 	<p>Comportamiento en función de :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Dimensiones (área a cubrir) del coliseo. ✓ Cargas estáticas(c. muerta, c. viva), cargas dinámicas (c. viento, c. sismo) ✓ Predimensionamiento, diseño e interpretación de resultados ✓ Elementos principales (vigas, arcos, columnas), elementos secundarios (tensores, vigas secundarias).
<p>DEPENDIENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Dimensiones de las estructuras de techo ✓ Esfuerzos máximos y mínimos diseño ✓ Costos y presupuesto de ambas alternativas ✓ Programación de obra de ambas alternativas 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Flecha máxima y mínima de las estructuras de techo. ✓ Esfuerzos de tracción, compresión y envolvente. ✓ Costo de mano de obra, materiales y equipos en el mercado local. ✓ Duración de la construcción.

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO

2.1. MARCO HISTÓRICO

“La cubierta, desde la antigüedad, es el elemento constructivo de cierre más importante dentro de una edificación; ubicada en la parte superior, protege de los factores medioambientales. Para que funcione con eficiencia debe cumplir una serie de parámetros, tales como estanqueidad, aislamiento térmico y ser lo suficientemente resistente para soportar fenómenos naturales (huracanes y sismos)”.⁸

En la historia de la humanidad el hombre busca una protección como el afán de construirse un abrigo, un paraguas, una cubierta. Preguntémos, pues, por sus razones siguiendo aquella advertencia heideggeriana: *“sólo si somos capaces de habitar podemos construir (Heidegger, 1994: 141 y ss.)”*⁹

A través de la historia podemos identificar algunos tipos de coberturas como las vegetales, estas se construían artesanalmente realizando una cubierta con vegetación seca como paja, carrizo; probablemente sea este el material más antiguo que se ha utilizado en tejados.

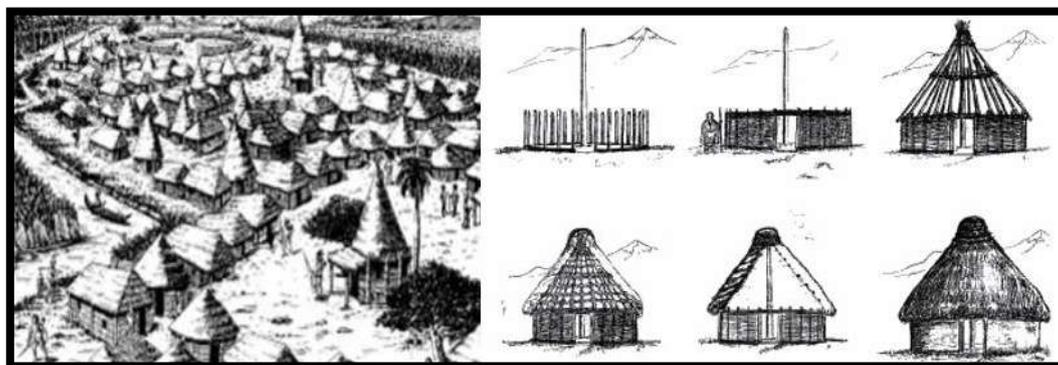
“Las primeras cubiertas realizadas por los aborígenes y los colonizadores eran inclinadas, simples, no transitables y ligeras, conformadas por guano que evacuaban la lluvia por caída libre. En el siglo XVII las cubiertas reciben la influencia de la tipología sevillana y se sustituye el guano por la teja de cerámica, primero curva y luego plana, pero las cubiertas continuaron

8 HERNÁNDEZ-SALOMÓN, MARBELIS, RIZO-AGUILERA, LOURDES MAGALIS, FRÓMETA-SALAS, ZENAI DA PAULETTE, RECOMENDACIONES DE DISEÑO CON ENFOQUE MEDIOAMBIENTAL PARA CUBIERTAS LIGERAS EN EDIFICACIONES DEL CENTRO HISTÓRICO DE SANTIAGO DE CUBA. CENTRO DE INFORMACIÓN Y GESTIÓN TECNOLÓGICA DE SANTIAGO DE CUBA. SANTIAGO DE CUBA, CUBA

9 MANSUR GARDA, JUAN CARLOS. (2017). HABITAR LA CIUDAD. REVISTA DE FILOSOFÍA OPEN INSIGHT, 8(14), 9-24.

siendo inclinadas, no transitables y ligeras, aunque se complejizan por el conjunto de elementos que conforman las armaduras de madera”¹⁰

FIGURA 5: CUBIERTAS VEGETALES



FUENTE: INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO JOSÉ ANTONIO

ECHEVERRÍA CIUDAD DE LA HABANA, CUBA

Posterior a este tipo de cobertura aparecieron las nacientes armaduras o cerchas como se les conoce en algunos lugares, aunque no se puede afirmar con exactitud, el momento de aparición de la armadura como parte del sistema de techo, primero porque las pruebas documentales, los textos antiguos que han llegado a nuestras manos no lo señalan, es posible que falte por descubrir ese documento. Segundo porque las pruebas físicas, los edificios de la antigüedad que, también han llegado hasta nuestras manos, han sufrido numerosos daños, modificaciones y reconstrucciones a lo largo del tiempo. Y tercero porque la armadura, como prácticamente todos los sistemas constructivos, antiguos y modernos es fruto de la tecnificación y de la exploración de las ideas, de forma que sería difícil concretar en qué momento se puede decir que una estructura triangulada, es específicamente una armadura.

10 PORTERO RICOL, ADA ESTHER, MACHADO JARDO, RICARDO, MAZÓN, DAYMEL, LAS CUBIERTAS, ¿CUBREN? PARTE I. ARQUITECTURA Y URBANISMO, VOL. XXXI, NÚM. 2, 2010, PP. 34-41, INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO JOSÉ ANTONIO ECHEVERRÍA CIUDAD DE LA HABANA, CUBA

“No hay datos precisos que nos permitan establecer con claridad en qué periodo el poblador amazónico comenzó a utilizar las hojas de palmera en sus infraestructuras comunales. Podemos señalar, no obstante, que la utilización de las hojas de palmera, así como los diversos tejidos que fueron adoptándose paulatinamente, fueron actividades cotidianas, características de sociedades o pueblos que de forma progresiva adquirieron conocimientos sobre el entorno en el que vivían, mejorando sus infraestructuras a la par que ampliaban conocimientos del mismo y de las especies idóneas para tal fin (PAAN, 2005). (...) Los techos pasaron de ser una simple superposición de hojas clavadas en el piso y sobrepuestas sobre un soporte de madera, a una diversidad de elaboradas y complejas estructuras arquitectónicas, donde los conocimientos geométricos y aritméticos eran requisito necesario para conseguir una estructura firme, resistente y duradera (Maia da Costa, 2009).”¹¹

Como ejemplos de algunos edificios más impresionantes del mundo antiguo con estructuras armadas de techo tenemos:

- EL DIRIBITORIUM DE AGRIPA, descrito por Dion Casio¹² como espacio cubierto más grande jamás construido, con una luz de 30,5 m. no fue superada en el mundo antiguo.
- LA BASÍLICA DE FANUM, descrita por Vitruvio en el volumen III de su obra “De Architectura”, Se encuentra prácticamente destruida

11 BRAÑAS MANUEL MARTIN , TORRES ALBERT IMA, ANÁLISIS TÉRMICO DE DOS TIPOS DE TECHO USADOS EN LAS VIVIENDAS RURALES AMAZÓNICAS, INSTITUTO DE INVESTIGACION DE LA AMAZONIA PERUANA, VOL. 23 (2) 2014: 105 - 118

12 DION CASIO (155 – 235 DC.) FUE UN POLÍTICO, MILITAR E HISTORIADOR ROMANO DE ÉPOCA SEVERA.

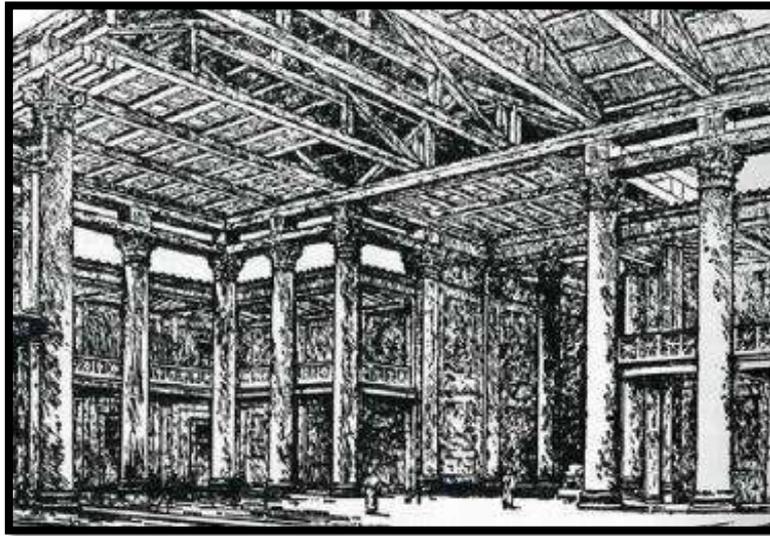


FIGURA 6: LA BASÍLICA DE FANUM - OBRA DE VITRUVIO

FUENTE: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

- LA BASÍLICA PALLADIANA, edificio renacentista situada en la Piazza Dei Signori en Vicenza(Italia), reconstruido por Andrea Palladio en 1549



FIGURA 7: LA BASÍLICA PALLADIANA

FUENTE: F&M INGEGNERIA

Conviene considerar que ha sido con la madera, con la que más largamente se han realizado las estructuras portantes, los entablados, incluso los propios acabados, siendo los griegos y romanos de quien se tiene más cercano registros, hasta el apogeo del acero como sistema portante aproximadamente en la segunda mitad del siglo XVIII (revolución industrial).

Con la revolución industrial apareció el estilo arquitectónico de armaduras en cristal y acero, o ferrovítreo, que se popularizó a través de la arquitectura ferroviaria, las galerías comerciales, mercados cubiertos y los grandes pabellones de las exposiciones universales de la segunda mitad del siglo XIX.

“La Revolución Industrial supuso un avance tecnológico sin precedentes que influyó profundamente en la arquitectura. El cambio deviene como consecuencia de los avances científicos que siguen la senda iniciada en el período de la Ilustración de la mano de Robert Hooke, Leibniz, Charles A. Coulomb o Louis Marie Navier; de la aparición de nuevas tipologías arquitectónicas derivadas de una nueva sociedad, como la estación ferroviaria, la fábrica, el mercado, el jardín de invierno, el almacén, la nave astillero o el gran palacio expositivo, y de la aplicación del hierro y del vidrio a gran escala(...) Observamos que, en esta época, los campos de aplicación del hierro son fundamentalmente tres: los puentes, los edificios de varias plantas con estructura metálica y las grandes cubiertas de hierro y vidrio.”¹³

Algunos ejemplos de las estructuras más impresionantes con esta técnica constructiva:

- THE CRYSTAL PALACE, construida en Londres, en el Hyde Park, con motivo de la Gran Exposición mundial, diseñado por Joseph Paxton en 1851.

13 LÓPEZ CÉSAR ISAAC, LA APORTACIÓN ESTRUCTURAL DEL CRYSTAL PALACE DE LA EXPOSICIÓN UNIVERSAL DE LONDRES 1851. UNA AMPLIACIÓN DEL ENFOQUE HISTÓRICO TRADICIONAL, UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA (2014)

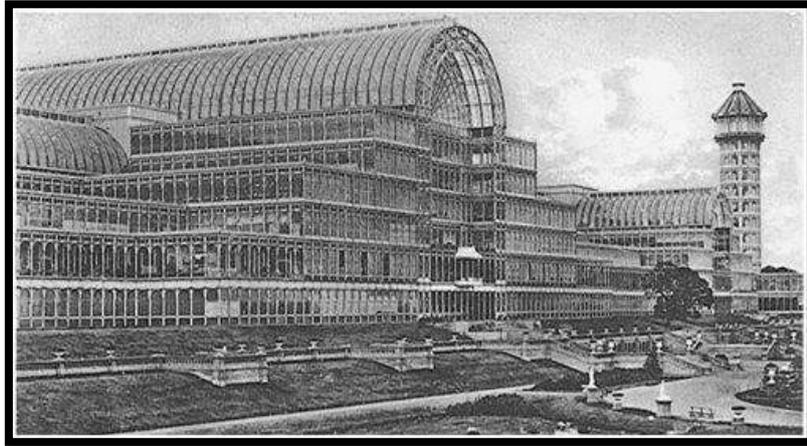


FIGURA 8: THE CRYSTAL PALACE – ILUSTRACIÓN FRONTAL

FUENTE: UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA



FIGURA 9: THE CRYSTAL PALACE – ILUSTRACIÓN INTERIOR

FUENTE: UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

- El Gran Invernadero de CHATSWORTH HOUSE, la cúpula de acero y cristal de 18 metros de diámetro en el Coal Exchange de Londres.

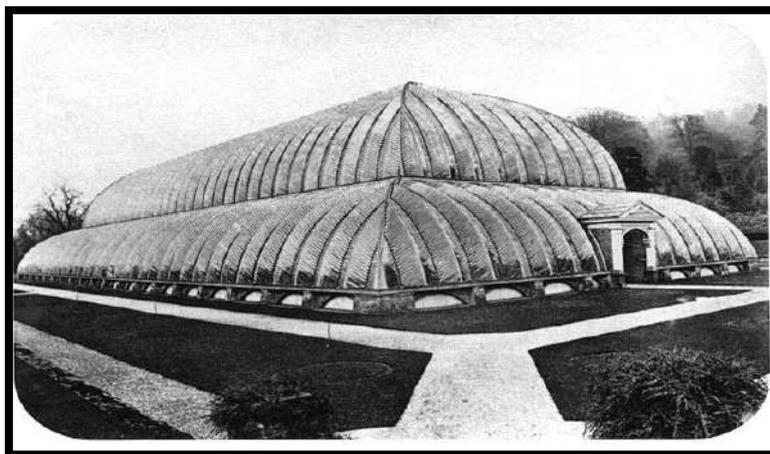


FIGURA 10: INVERNADERO DE CHATSWORTH HOUSE

FUENTE: UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA (2014)

Debido a que nosotros trabajaremos con los arcos metálicos, como una breve reseña histórica pudimos identificar que a partir de la revolución industrial este tipo de estructuras se empezó a estudiar y popularizar con mayor fuerza, debido a las diferentes construcciones que se desarrollaron en esa época como lo mostrado anteriormente y al creciente uso y demanda del acero, evolucionando en forma y estructura a través de los años como por ejemplo los sistemas tubulares y luego las tridilosas: sistema constructivo que consta de una estructura tridimensional altamente ligera y de tablero mixto combinando la zona comprimida de concreto, con la zona traccionada de acero; fue inventada en 1966 por el ingeniero mexicano Heberto castillo.

Como hemos podido identificar muchas de las estructuras y su material predominante se dieron por las diferentes necesidades que se tuvieron en las cambiantes épocas donde aparecieron, este es el caso de las coberturas autoportantes que, podríamos decir se desarrollaron a partir de una investigación, facilitando las construcciones de techo, buscando su rapidez, economía y su fácil instalación, evitando los principales defectos de las estructuras antecesoras, desarrollándose primero como uso militar, y adaptándose en el uso de construcciones civiles progresando poco

a poco, hasta llegar a ser uno de los sistemas más usados en los últimos años en diferentes países y regiones del planeta.

2.2. MARCO METODOLÓGICO

2.2.1. DISEÑO METODOLÓGICO

La investigación será de tipo analítica y estará dividida en tres partes: La primera abarcará la realización de un diagnóstico que permita identificar los dos sistemas estructurales que se estudiarán para la construcción de las estructuras de techos metálicos en Arequipa.

En la segunda parte se propondrá el predimensionado, análisis y diseño de tal manera que contribuya a fortalecer los conocimientos en este rubro.

Por último en la tercera parte se agruparán los resultados de ambos sistemas, identificando de esta manera las principales diferencias en cuadros comparativos.

2.2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

La presente investigación se aplica a las estructuras cuyas formas sean continuas en arco como: almacenes, centros comerciales o mercados, depósitos, naves industriales, etc.; que posean una longitud máxima libre hasta 35 metros y una flecha máxima de 12 metros.

Por esta razón es posible tomar como muestra para la presente investigación el Coliseo Municipal Miguel Grau

2.2.3. TÉCNICAS DE RECOPIACIÓN DE DATOS (INFORMACIÓN).

La recopilación de información para las estructuras portantes de celosía se realizó de los manuales, libros, normas nacionales de diseño en acero y de conocimientos adquiridos a través de la experiencia de ingenieros en este rubro; pero para el caso de las coberturas autoportadas

no se tiene mucha información y es muy reservada, salvo la que se puede encontrar en internet y algunos manuales y datos recopilados de forma propia, ya que las empresas que lo desarrollan son muy limitadas en dar toda la información, necesaria para este estudio.

2.2.4. ANÁLISIS Y DISEÑO PROPUESTO.

Se propone como análisis y diseño para ambos sistemas estructurales en estudio el recomendado por el RNE en el:

- TITULO III – III.2 ESTRUCTURAS – E.020 CARGAS.
- TITULO III – III.2 ESTRUCTURAS – E.090 ESTRUCTURAS METÁLICAS

Adicionalmente se utilizara para este estudio el software SAP 2000 v. 18 (Método de Elementos Finitos).

2.3. MARCO TEÓRICO.

2.3.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Como antecedentes para esta investigación podemos citar los siguientes libros, tesis, artículos y textos:

Dentro de los principales libros del diseño en acero podemos encontrar el de Jack C. McCormac “Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD (México, 1996)”, o el del Ing. Luis F. Zapata Baglietto “Diseño Estructural en Acero”; ambos libros tiene por objetivo facilitar varios de los conocimientos que utilizamos en la actualidad sobre el análisis, comportamiento y diseño de las estructuras de acero.

Como una investigación bibliográfica pudimos encontrar varias tesis a nivel mundial que nos sirvieron de guía y/o consulta, como por ejemplo la presentada por Carlos Alberto Cruz Rovira,

Paolo Roberto Figueroa Catalan, Carlos Leonardo Hernández Castillo “Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos Utilizando el Método LRFD” - Universidad de El Salvador (2014), donde se brindan los lineamientos generales para establecer un adecuado proceso del diseño estructural de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, basándose en una investigación de las formas estructurales más comúnmente utilizadas y comercializadas en ese país; o la tesis presentada por Jesús Antonio López Perales “Modelo de Elementos Finitos para el Cálculo de Arcos. Validación en Estructuras Agroindustriales de Acero” - Universidad De Castilla – La Mancha (2003) donde el estudio se centra en arcos de acero con los extremos empotrados o articulados, con la posibilidad de que los apoyos estén a nivel o, por el contrario, que exista un desnivel entre las extremidades con especial hincapié en el estudio de los arcos mediante el método de los elementos finitos.

Tesis nacionales como las presentadas por Cesar Félix Quinto Palomares “Diseño Estructural de Acero del Techo Parabólico del Coliseo Polideportivo Ciudad Universitaria de Paturpampa – Universidad Nacional de Huancavelica” - Universidad Nacional del Centro del Perú (Huancayo 2012), o la tesis presentada por Félix Javier Correa Vigo “Diseño Estructural de un Auditorio de Estructuras Metálicas” – Universidad de Piura (2003); de estas tesis resalta el comportamiento estructural del sistema de techo y cada uno de sus componentes, el análisis y diseño adecuado de los elementos y sus conexiones según la metodología de diseño por resistencia última.

Uno de los manuales más resaltante que pudimos encontrar fue el BECAM S.A “Manual de Diseño de Coberturas Metálicas”, que detalla el correcto proceso constructivo, los diferentes accesorios y elementos utilizados en las técnicas constructivas de techo que estamos estudiando.

Artículos de investigación como el presentado por Portero Ricol, Ada Esther; Machado Jardo, Ricardo; Mazón, Daymel “Las Cubiertas, ¿Cubren? Parte I” - Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Ciudad de La Habana, Cuba (2010) del cual nos da una idea de la evolución de las cubiertas vegetales en sus inicios, hasta llegar al conjunto de elementos que conforman las armaduras de madera; también el presentado por Neira Contreras, Manuel Eduardo; Bolaños Palacios, Javier “Estado del Arte de Diseño Constructivo” - Universidad Católica de Colombia (2007)

Artículos y revisas de las empresas que desarrollan el sistema autoportante como: “Arcotecho Chile S.A.” - Arcotecho, “Detalles Constructivos Cubiertas Curvadas Autoportantes” – Incoperfil, y entre otros.

2.3.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES

- a. LRFD: “Load and Resistance Factor Design” o “Diseño por Factores de Carga y Resistencia”, método de análisis y diseño desarrollada por el American Institute Of Steel Construction (AISC)
- b. ACERO: El acero estructural es básicamente una aleación o combinación de hierro con carbono, silicio, fósforo, azufre y en algunas ocasiones se combina con otros elementos específicos tales como el cromo o el níquel con propósitos determinados, normalmente es laminado en caliente con fines estructurales.

Los diferentes tipos de aceros estructurales se clasifican de acuerdo a los elementos de aleación que producen distintos efectos en el acero:

- a.- Aceros estructurales al carbono.
- b.- Aceros estructurales aleados tratados y templados.
- c.- Aceros de alta resistencia y de baja aleación.
- d.- Aceros inoxidable.

- e.- Aceros de calibre delgado (laminados en frío).
 - f.- Alambres y cables.
- c. ASTM: American Society for Testing and Materials o Sociedad Americana para Pruebas y Materiales; Desde su fundación en 1898, la ASTM International es una de las organizaciones internacionales de desarrollo de normas más grandes del mundo. En la ASTM se reúnen productores, usuarios y consumidores, entre otros, de todo el mundo, para crear normas de consenso voluntarias.
- d. ARCO: *“un arco puede definirse como una estructura que depende (usualmente en grado de considerable) para su capacidad de soportar cargas verticales aplicadas, en el desarrollo de componentes de reacción horizontales, que actúan hacia el centro del claro del arco, en los apoyos de los extremos”*.¹⁴
- El arco es en esencia una estructura comprimida (trabajan básicamente a compresión) utilizada para cubrir grandes y pequeñas luces, y puede considerarse como uno de los elementos estructurales básicos en todo tipo de arquitectura. Los arcos generan fuerzas horizontales que se deben absorber en los apoyos mediante contrafuertes o tensores.
- e. CARGAS: Es la forma de fuerzas o momentos puntuales (las fuerzas distribuidas, para armaduras metálicas se deben transformar en puntuales) que pueden ser aplicadas en cualquier nudo de la estructura.
- f. CASCARAS: son láminas curvas, convenientemente apoyadas en las que el equilibrio de las cargas externas se logra fundamentalmente por medio de esfuerzos normales y tangenciales.

14 FUENTE: KINNEY S., ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS, CAP 13, PAG. 598 - 599

- g. **ESTRUCTURAS LAMINARES:** son cuerpos en los cuales dos de sus dimensiones predominan sobre su espesor. Son aquéllas que actúan principalmente por su continuidad estructural y su forma.
- h. **CELOSÍA:** Una celosía es, básicamente, un sistema triangulado compuesto por elementos estructurales (normalmente) rectos interconectados. Los elementos individuales se interconectan en los nudos; que se suelen considerar uniones nominalmente articuladas. El esfuerzo principal sobre cada elemento es tracción o compresión axial.
- i. **CUBIERTA O COBERTURA:** Se llaman cubiertas al elemento constructivo que protege a los edificios en la parte superior de los diferentes fenómenos meteorológicos (lluvia, nieve, frío, calor) y, por extensión, a la estructura sustentante de dicha cubierta, pueden ser de varios tipos como paja, arcilla, vidrio, policarbonato, metal, fibrocemento, etc.
- j. **MONTANTE Y DIAGONALES:** Formada por los elementos unidos en toda la parte interior de la armadura, y que generalmente ayudan a soportan las cargas de la brida superior e inferior.
- k. **BRIDA SUPERIOR:** Formada por los elementos unidos en toda la parte superior del arco metálico, y que generalmente soportan las cargas de la cubierta del techo, que para un trabajo eficiente deben estar concentradas en los nudos
- l. **BRIDA INFERIOR:** Formada por los elementos unidos en toda la parte inferior del arco metálico, y que generalmente soportan las cargas de las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, aire acondicionado, o de los vehículos en el caso de los puentes
- m. **LARGUEROS:** son vigas que cubren el claro existente entre arcos o armaduras y son quienes van a transmitir las cargas provenientes del sistema de techo, generalmente se colocan con separaciones entre 1.20 m. a 1.50 m. dependiendo del tipo de material que

se utilice para techar, el cual puede ser de láminas metálicas, asbesto u otro material ligero

- n. **TENSORES O ARRIOSTRES:** Son los elementos que van colocados entre elementos estructurales, comúnmente sirven para transferir las cargas de gravedad paralelas al sistema de techo o bien para disminuir la deflexión en el plano débil de una estructura de celosía y darle una mayor rigidez.
- o. **SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA O CONVENCIONAL:** Conocidas también como armaduras de celosía, las vigas y columnas están formadas por una estructura reticular con varios miembros rectos o curvos interconectados en los nudos con algún tipo de sujeción (soldadura, pernos, remaches) formando triángulos planos y pudiendo ser estas uniones articuladas o rígidas.
- p. **SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE:** Sistema constructivo a base de arcos modulares de lámina de acero, fabricados en el sitio de la obra y a la medida de cada proyecto. Estos arcos son unidos entre sí con una engargoladora eléctrica que garantiza 100% de hermeticidad.

Este sistema permite construir cubiertas metálicas sin ningún tipo de estructura adicional.

2.3.3. BASES TEÓRICAS

2.3.3.1 MÉTODO DE DISEÑO LRFD

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no solo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios (seguridad, confort, vida útil, etc.).

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio (Q_i) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i) que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual que la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructura, multiplicado por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencia de materiales, dimensiones y mano de obra¹⁵

$$\phi R_n \geq \sum \lambda_i Q_i$$

ECUACION 1: ECUACION DE DISEÑO MÉTODO LRFD

Donde la parte izquierda de la inecuación representa la Resistencia del componente o sistema (factor de resistencia, resistencia nominal), y la parte derecha representa la Carga máxima esperada¹⁶

2.3.3.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A TRACCIÓN

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tracción puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tracción cargado hasta el endurecimiento, se alargara considerablemente y restara utilidad a este, pudiendo además causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro.

La especificación LRFD estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tracción, será¹⁷:

$$T_u = \phi_t * F_y * A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90$$

ECUACION 2: ECUACION DE TRACCION

2.3.3.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

El requerimiento de resistencia de un elemento cargado axialmente a compresión, de acuerdo a lo indicado por LRFD puede declararse como sigue¹⁸:

16 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MÉTODO LRFD – MC CORMAC PAG. 52

17 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MÉTODO LRFD – MC CORMAC PAG. 83

18 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO - LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO PAG. 140 - 141

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad \phi_c = 0.85$$

Donde:

P_n = resistencia nominal

ECUACION 3: ECUACION DE COMPRESIÓN

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

A_g = área de la sección

P_u = Carga factorizada

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo, dado como sigue:

ECUACION 4: RESISTENCIA NOMINAL

Pandeo plástico: $\lambda_c \leq 1.50 \quad \Rightarrow \quad F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} * F_y$

ECUACION 5: ESFUERZO CRÍTICO DE PANDEO PLÁSTICO

Pandeo elástico: $\lambda_c > 1.50 \quad \Rightarrow \quad F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y$

ECUACION 6: ESFUERZO CRÍTICO DE PANDEO ELÁSTICO

$$\lambda_c = \frac{kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

ECUACION 7: FACTOR DE RANGO ELÁSTICO

2.3.3.1.3 CONTROL DE ESBELTEZ

La relación de esbeltez de un miembro es el cociente de su longitud no soportada y su radio de giro mínimo.

Las especificaciones de acero presentan generalmente valores máximos de esta relación para miembros a tracción y a compresión.

El propósito de dicha limitación para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseables.

Para elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, las relaciones de esbeltez (Kl / r) no deben exceder, preferentemente, de 200.

Para elementos cuyo diseño está basado en fuerzas de tracción, las relaciones de esbeltez no deben exceder, preferentemente, de 300. Esta recomendación no se aplica a varillas en tracción¹⁹.

$$\text{traccion: } \quad \frac{l}{r} < 300$$

ECUACION 8: RELACIÓN DE ESBELTEZ EN TRACCIÓN

$$\text{compresion: } \quad \frac{l}{r} < 200$$

ECUACION 9: RELACIÓN DE ESBELTEZ EN COMPRESIÓN

19 NORMA TÉCNICA PERUANA E – 090 ESTRUCTURAS METÁLICAS, RELACIÓN DE ESBELTEZ – PÁG. 9

2.3.3.1.4 CONTROL DE RIGIDEZ

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones Título III – Estructuras – E.020 Cargas, Artículo 25 indica lo siguiente:

Flechas:

Excepto en los casos expresamente cubiertos en las normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha de cualquier elemento estructural no excederá los valores indicados en la tabla 6, excepto cuando soporte paneles de vidrio en cuyo caso se aplicara lo indicado en el artículo 25.2

**TABLA 6
FLECHAS MAXIMAS PARA ELEMENTOS
ESTRUCTURALES**

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MAS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L : Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.
Flecha diferida: Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.

* No aplicable a estructuras metálicas.

2.3.3.2 MÉTODO DE ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS

Este método será utilizado para el análisis de la cubierta autoportante debido a que determina el comportamiento de una estructura sometida a acciones exteriores, sustituyendo la solución continua y exacta de las ecuaciones diferenciales que expresan el equilibrio de un elemento diferencial genérico por una solución discontinua o discreta, y por tanto, aproximada.

Para el caso de las estructuras laminares en estudio (coberturas autoportantes) se debe conocer lo siguiente:

2.3.3.2.1 CÁSCARAS

Definimos como cáscaras a las estructuras portantes donde una dimensión es pequeña frente a las restantes

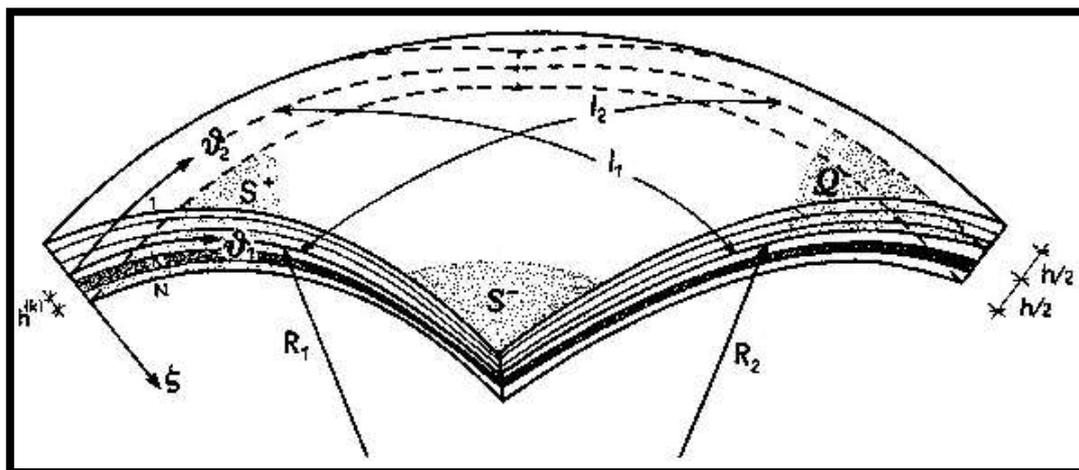


FIGURA 11: ELEMENTO DE CASCARA

FUENTE: TESIS - MEJORAS EN EL COMPORTAMIENTO MEMBRANAL DEL ELEMENTO MITC4, PÁG. 04

Las cáscaras suelen emplearse en estructuras civiles debido al elevado aprovechamiento del material

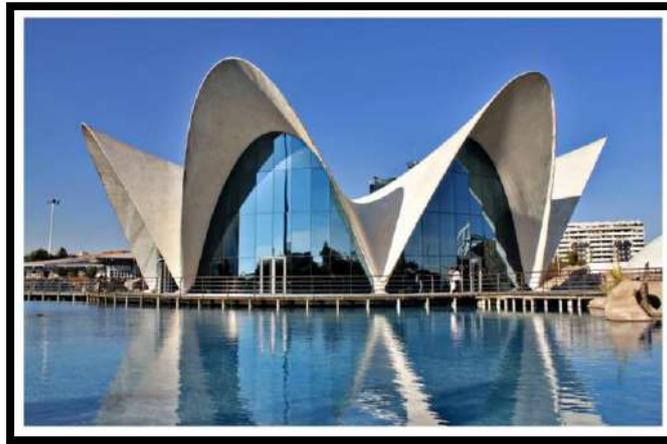


FIGURA 12: LAMINA DE DOBLE CURVATURA

**FUENTE: INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS LAMINARES - ING. JOSÉ
MARÍA CANCIANI**

En la actualidad, la herramienta más utilizada para analizar este tipo de estructuras es el Método de los Elementos Finitos

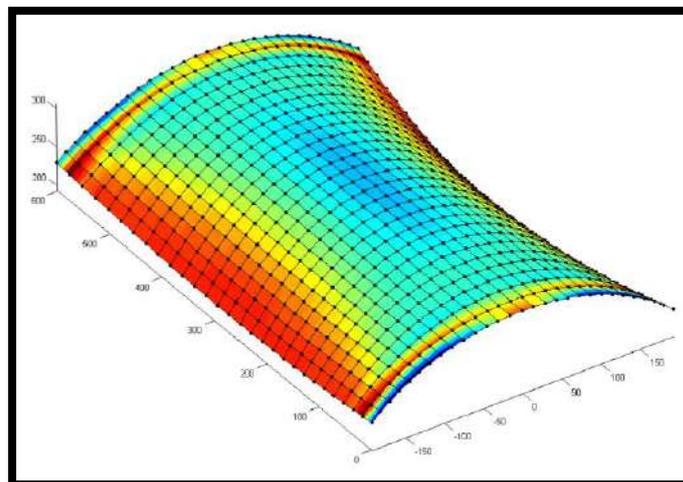


FIGURA 13: ESFUERZOS EN LÁMINA CURVA CON SOFTWARE

**FUENTE: TESIS - MEJORAS EN EL COMPORTAMIENTO MEMBRANAL DEL
ELEMENTO MITC4, PÁG. 04**

2.3.3.2.1.1 CARACTERÍSTICAS

- Permiten un gran aprovechamiento del material, lo que permite obtener grandes estructuras a un costo bajo
- Transmiten la carga hacia los apoyos en dos direcciones, lo que favorece la variedad de diseños



A)



B)



C)

FIGURA 14: ALGUNOS EJEMPLOS

A) TUBERÍAS; B) CÚPULAS; C) COBERTURAS

2.3.3.2.1.2 ASPECTOS GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES

- a. **GEOMÉTRICOS:** una lámina es un elemento resistente de mucha superficie y poco espesor

- b. **ESTRUCTURALES:** son elementos que resisten por su forma suficientemente delgada para no desarrollar importantes tensiones de flexión, corte o torsión. Se sustentan porque sus esfuerzos internos son normales y tangenciales.

Las cáscaras trasladan las cargas que actúan sobre ellas, mediante esfuerzos normales de tracción y compresión, y esfuerzos tangenciales.

2.3.3.2.1.3 REQUISITOS SUSTENTANTES:

- continuidad estructural, es decir resistencia frente a esfuerzos normales y tangenciales.
- Forma, las estructuras laminares deben tener continuidad de forma.
- rigidización de bordes, lo que permite el buen funcionamiento de los mecanismos sustentantes y mantener así el "perfil superficial" de la lámina, consiguiendo así "conservar su forma".
- a mayor curvatura, más inercia.
- en las cáscaras lo que resiste es la forma, no el material.

2.3.3.2.2 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS LÁMINAS

2.3.3.2.2.1 TEORÍA GENERAL DE LÁMINAS

Definición de Lamina delgada: Losa curvada cuyo espesor h es relativamente pequeño comparado con sus otras dimensiones y comparado con sus radios de curvatura r_x , r_y

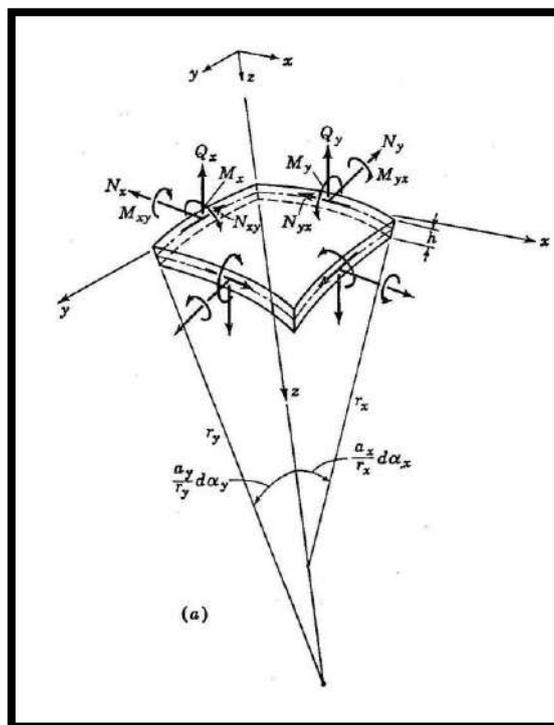


FIGURA 15: ELEMENTO DIFERENCIAL DE LÁMINA DELGADA

FUENTE: TESIS CÁLCULO DE LÁMINAS POR MÉTODOS ANALÍTICOS - MARC TORT BAÑOS

Donde:

N_x : Fuerza Axial en la Dirección X

N_y : Fuerza Axial en la Dirección Y

N_{xy} : Esfuerzo Tangencial Perpendicular al Eje X en la Dirección Y

N_{yx} : Esfuerzo Tangencial Perpendicular al Eje X en la Dirección Y

Q_x : Cortante en el Plano Perpendicular a X

Q_y : Cortante en el Plano Perpendicular a Y

M_x : Momento Flector en la Dirección del Eje X

M_y : Momento Flector en la Dirección del Eje Y

M_{xy} : Momento en el Plano Perpendicular a X en la Dirección Y

Myx: Momento en el Plano Perpendicular a Y en la Dirección X

Del gráfico anterior se puede plantear una formulación general que nos llevara a la solución completa de la Teoría general de láminas delgadas.

Equilibrio (5 ecuaciones-8 inecuaciones)

Relación deformación-desplazamientos (6 ecuaciones-8 inecuaciones)

Relación tensión - deformación (3 ecuaciones-6 inecuaciones)

Relación esfuerzos-deformación (6 ecuaciones-3 inecuaciones)

Relación esfuerzos-desplazamientos (6 ecuaciones-3 inecuaciones)

Entonces tenemos en total:

Formulación completa (11 ecuaciones -11 inecuaciones)

Dicha formulación se aplica cuando la superficie en estudio posee curvatura en varias direcciones, originando esfuerzos axiales, tangenciales, cortantes y momentos en dichas direcciones.

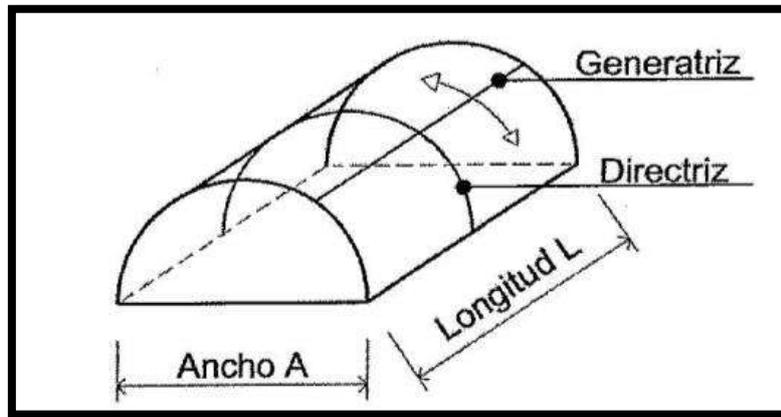
Debido a que la forma de la cobertura autoportante en estudio posee solo una dirección en la que se presentan esfuerzos axiales, se tiene que modificar la teoría general de láminas (método aproximado de análisis) para que pueda adaptarse a la geometría de la lámina en estudio (cobertura autoportante):

Tenemos ahora la necesidad de plantear expresiones para una estructura tipo bóveda (cobertura autoportante).

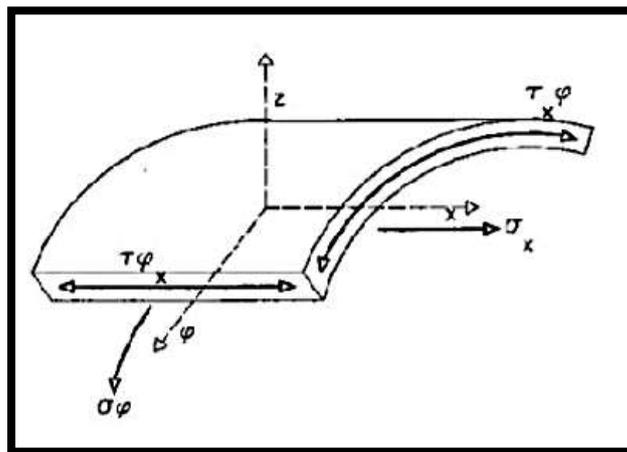
Elementos:

- Generatriz
- Directriz

- Ancho
- Longitud

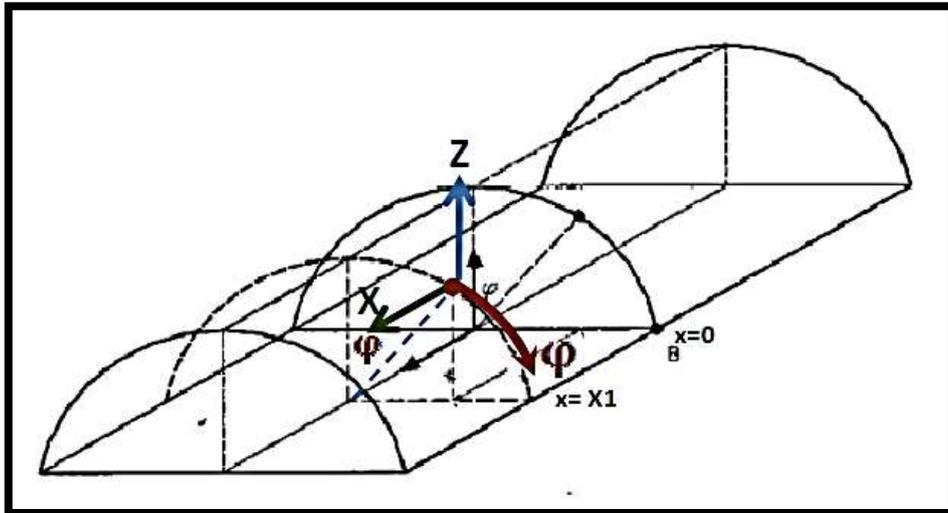


Tensiones:



Donde:

- σ_x : esfuerzo axial
- σ_φ : esfuerzo tangencial
- $\tau_{\varphi x}$: esfuerzo de corte



Expresiones para las fuerzas:

$$N_{\varphi} = -g \cdot r \cdot \cos \varphi$$

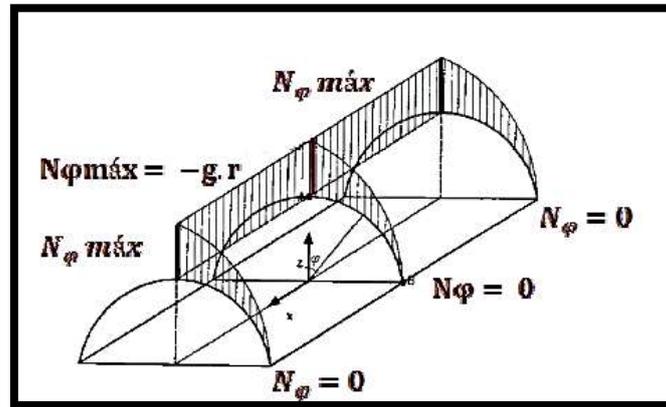
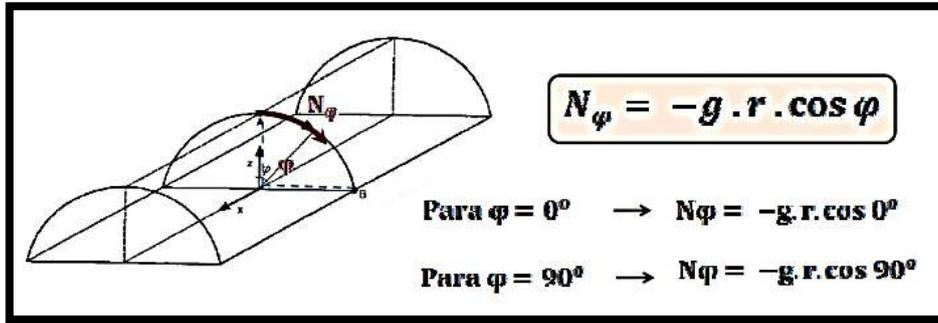
$$N_x = \frac{-2 \cdot g}{r} \left(\frac{L^2 - 4X^2}{8} \right) \cdot \cos \varphi$$

$$\tau_{x\varphi} = \tau_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot X \cdot \sen \varphi$$

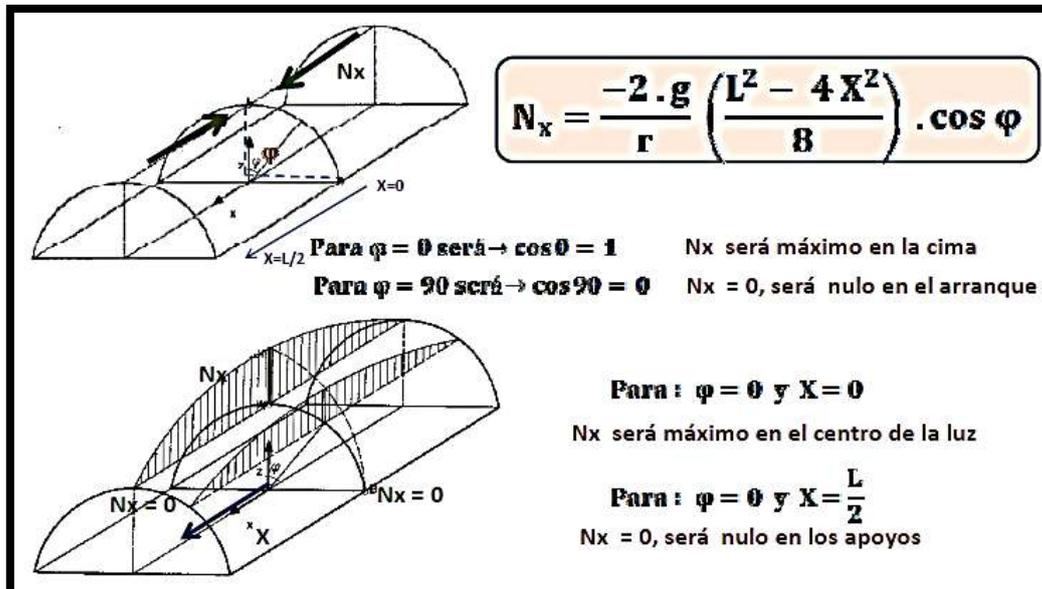
Donde:

- N_x : fuerzas axiales
- N_{φ} : fuerzas tangenciales
- $T_{x\varphi}$ o $T_{\varphi x}$: fuerzas de corte (se mantienen igual)
 - X se refiere a la posición longitudinal
 - φ se refiere a la posición radial

Esfuerzos normales N_{φ} :



Esfuerzos Normales N_x



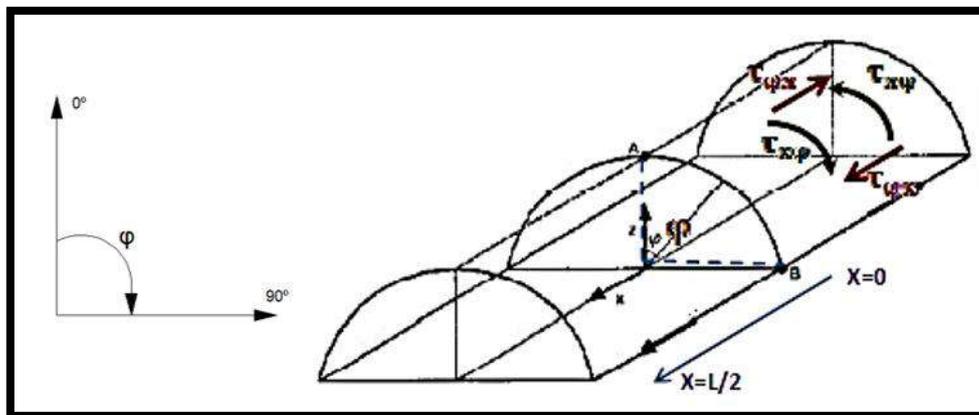
Cuando aumenta “r”, se reduce la curvatura y se reduce la compresión N_x .

Si el radio “r” se hace tan grande que llega al infinito, N_x desaparece.

N_x es la sollicitación menos importante en láminas cilíndricas cortas, pero así en las largas.

Esfuerzos tangenciales T:

$$\tau_{x\varphi} = \tau_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot X \cdot \text{sen } \varphi$$



Para condiciones extremas:

Para $x=0$ y $\varphi=0$ tenemos:

$$N_{x\varphi} = N_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot (0,00) \cdot \text{seno } 0^\circ$$

Para $x=0$ y $\varphi=90$ tenemos:

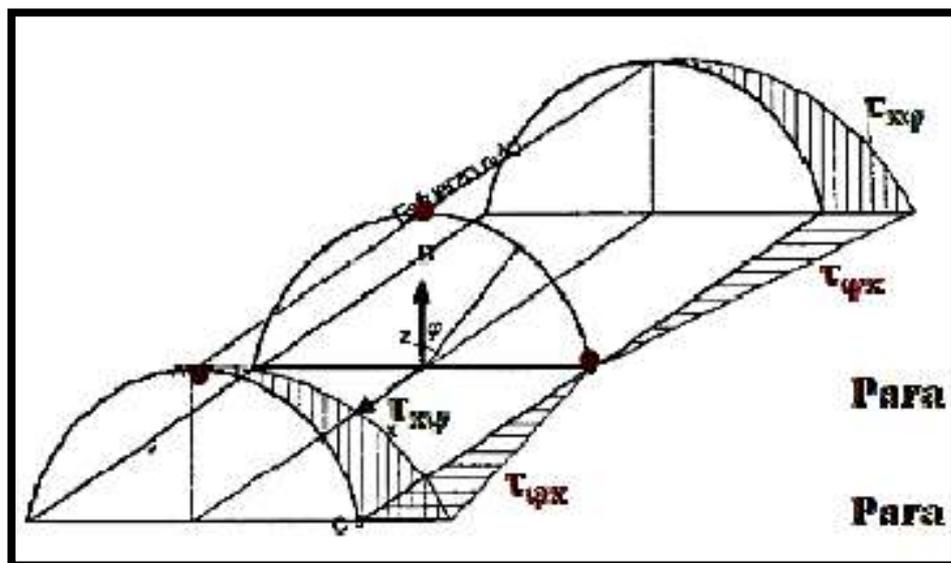
$$N_{x\varphi} = N_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot (0,00) \cdot \text{seno } 90^\circ$$

Para $x=L/2$ y $\varphi=0$ tenemos:

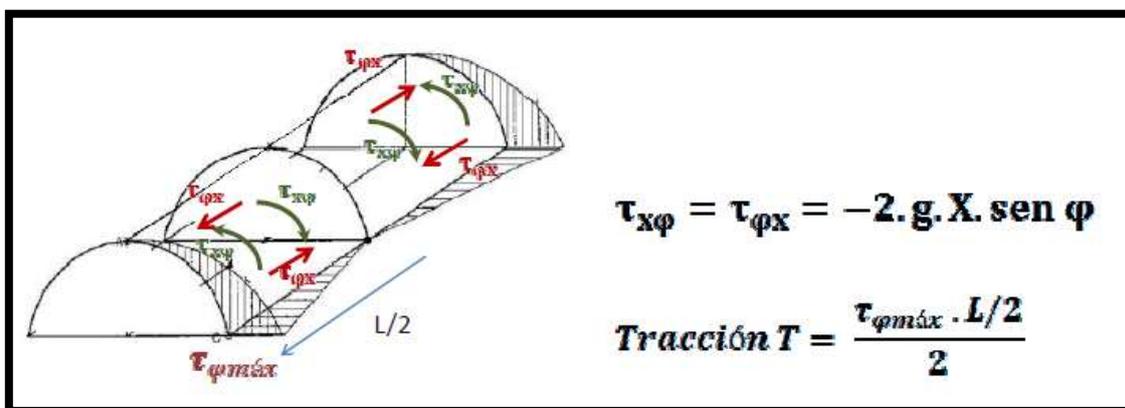
$$N_{x\varphi} = N_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot (L/2) \cdot \text{seno } 0^\circ$$

Para $x=L/2$ y $\varphi=90$ tenemos:

$$N_{x\varphi} = N_{\varphi x} = -2 \cdot g \cdot (L/2) \cdot \text{seno } 90^\circ$$



Luego, tenemos:



Este método aproximado (teoría general de láminas) solo evalúa la cobertura mas no los soportes longitudinales, transversales y verticales y es por ello su limitación. Por lo tanto se plantea realizar el análisis de la estructura autoportante por medio de un modelo en 3d utilizando el método de elementos finitos (SAP 2000 v17)

2.3.3.2.2 ANÁLISIS DE LÁMINAS MEDIANTE EL MEF (MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS)

Una herramienta importante en el análisis por este método es el software SAP 2000 el cual utilizaremos para poder resolver el análisis de la cobertura autoportante. Para ello es necesario conocer cómo trabaja dicho programa y las hipótesis básicas sobre las que trabaja. De esta manera, a continuación se explicará cómo se analiza mediante elementos finitos estructuras de lámina.

A) ELEMENTO TIPO SHELL.

Elementos de área de tres o cuatro nudos. En cada Nudo se obtienen 5 grados de libertad con deformación (tres traslaciones U_1 , U_2 y U_3 y dos rotaciones R_1 , R_2). Son estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y en el plano del elemento.

Se pueden utilizar para modelar, analizar y diseñar losas, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial²⁰

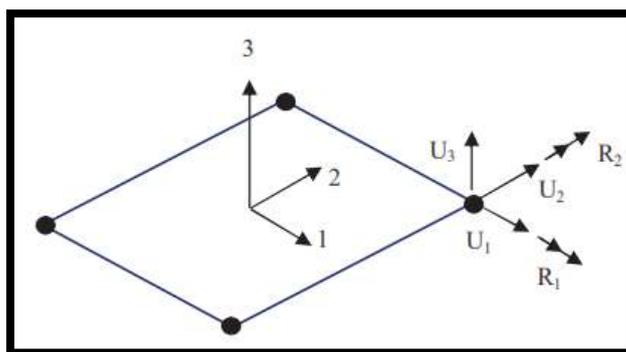


FIGURA 16: GRADOS DE LIBERTAD DEL ELEMENTO TIPO SHELL

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

20 MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14 – PÁG. 186

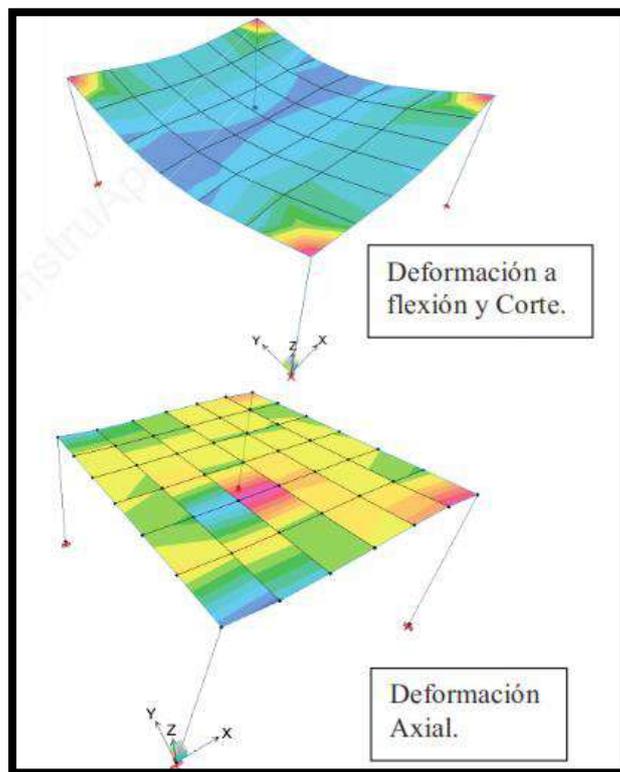


FIGURA 17: DEFORMACIONES POR CORTE, FLEXION Y AXIAL DEL ELEMENTO SHELL

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

B) ELEMENTO TIPO MEMBRANE.

Elementos de área de tres o cuatro nudos. En cada nudo se obtienen 2 grados de libertad con deformación U_1 y U_2 en el plano del elemento, es decir, el desplazamiento perpendicular a su plano U_3 y las rotaciones R_1 y R_2 están liberadas (No hay Momentos). La matriz de rigidez de un elemento Tipo membrana está en función del módulo de elasticidad y de su área.

Si se discretiza un área de membranas y se les aplican cargas que generen deformaciones perpendiculares a su plano, se obtiene un mecanismo. Debido a ello, en cada nudo generado de una discretización, deberá existir un elemento de apoyo a fin de limitar dichas deformaciones. En el caso del programa ETABS, si a un área definida tipo membrana se le aplican cargas

perpendiculares a su plano, automáticamente se transforma su matriz de rigidez a un elemento tipo

Shell a fin de mantener el equilibrio.

Si se discretiza un área de membranas y se les aplican cargas que generen deformaciones únicamente en su plano, las mismas son estables, debido a que se obtienen deformaciones en sus ejes locales U_1 y U_2 donde hay una rigidez definida.

Se pueden utilizar para modelar losas simplemente apoyadas sobre vigas y/o correas bajo cargas perpendiculares a su plano, donde la transmisión de dichas cargas a las mismas se hace a través del método de área tributaria.

Si la cargas (Ton/m²) perpendiculares al plano se distribuyen en un sólo sentido se obtienen cargas uniformes en las vigas, pero si se distribuyen en dos sentidos se obtienen cargas de forma triangular y/o trapezoidal, dependiendo de la forma geométrica de la losa.

Se Pueden Utilizar para Analizar y diseñar Muros de Concreto Armado o Planchas Metálicas sometidas a un régimen de cargas en su plano.

Los vínculos deben ser articulaciones.²¹

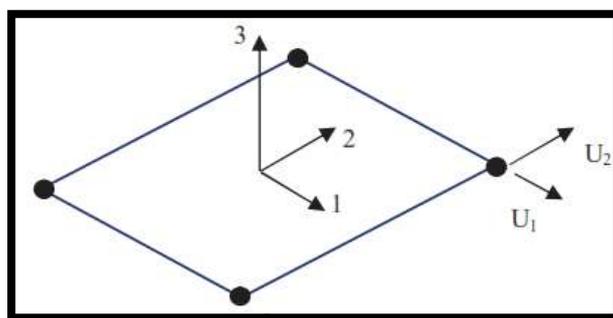


FIGURA 18: GRADOS DE LIBERTAD DEL ELEMENTO TIPO MEMBRANE

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

C) EJES DEL ELEMENTO SHELL

Las seis caras del elemento Shell están definidas por las siguientes:

- Cara1 Positiva
- Cara 1 Negativa
- Cara 2 Positiva
- Cara 2 Negativa
- Cara 3 Positiva
- Cara 3 Negativa

Los números 1, 2, 3 representan los ejes principales del elemento Shell.

La cara 1 positiva es perpendicular al eje positivo 1, las demás caras siguen la misma convención de signos, los ejes siempre salen de la cara hacia fuera, como puede observarse en la siguiente gráfica:

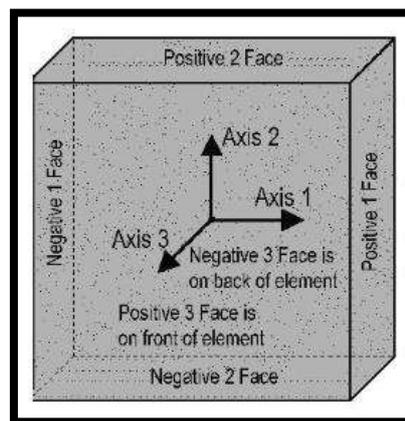


FIGURA 19: CARAS DEL ELEMENTO SHELL

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

D) ESFUERZOS Y FUERZAS EN EL ELEMENTO SHELL

a. FUERZAS INTERNAS EN EL ELEMENTO SHELL

Los valores de las fuerzas internas del elemento Shell se muestran en SAP 2000 en líneas que correspondan a la mitad de la superficie de la cara de este elemento.

Los valores de fuerzas internas (fuerzas y momentos) se representan por unidad de longitud.

Las fuerzas y momentos básicos en elementos Shell son identificados como F11, F22, F12, M11, M22, M12, V13 y V23. Podría esperarse que también tuvieran que mostrarse F21 y M21, pero F21 es siempre igual a F12 y M21 es siempre igual a M12.

Para poder entender la nomenclatura de las fuerzas y momentos es necesario conocer la ubicación de los ejes normales 1,2 y 3 con respecto de estas acciones, por ejemplo si hablamos de la letra significa la sollicitación que se desea ver es decir V corte, M momento, el primer número nos dice el plano donde está la fuerza o esfuerzo, y el segundo número la dirección de dicha fuerza o esfuerzo, es decir si tenemos M11, indica momento en el plano 1 y en la dirección 1, también podemos decir que 2 números iguales indican un esfuerzo normal en el plano indicado (ejemplo. F11), y dos números distintos (ejemplo. F12) indican un esfuerzo tangencial como se puede observar en las siguientes figuras.

La siguiente figura muestra la dirección positiva de las fuerzas internas en un elemento Shell F11, F22, F12, V13 y V23. Nótese que las fuerzas internas actúan por unidad de longitud sobre la línea media de la superficie de cada elemento Shell, SAP 2000 solo reporta valores de las esquinas de los elementos Shell.

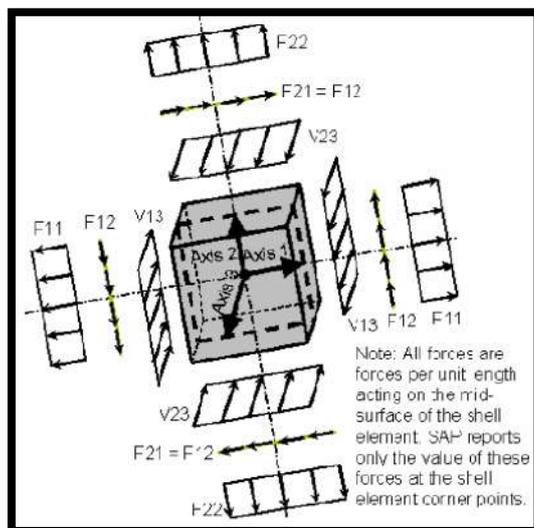


FIGURA 20: DIRECCIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS EN UN ELEMENTO SHELL.

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

En la siguiente figura se muestran las fuerzas internas F11 actuando sobre la línea media de la cara del elemento Shell, la distribución de la fuerza en la fuerza en la figura a) es la verdadera en cambio, en la figura c) está basada en una distribución lineal aproximada usada por SAP2000 y en la figura b) se tienen los valores de las fuerzas en los puntos de unión superior e inferior del elemento Shell.

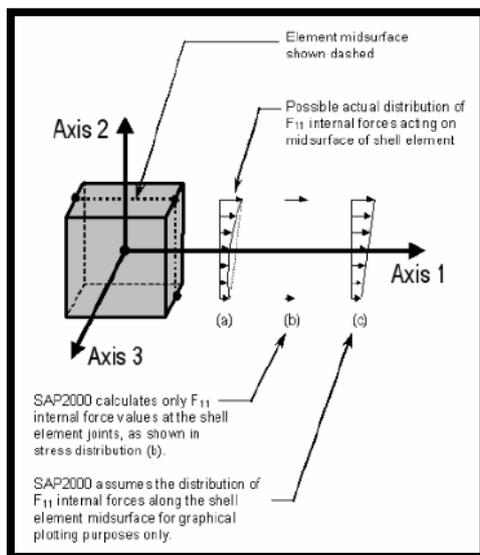


FIGURA 21: FUERZAS INTERNAS F_{11} ACTUANDO SOBRE LA LÍNEA MEDIA DE LA CARA DEL ELEMENTO SHELL

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

La siguiente figura muestra la dirección positiva de las fuerzas principales sobre el elemento Shell F_{max} y F_{min} , también se muestra la acción de la fuerza V_{max} .

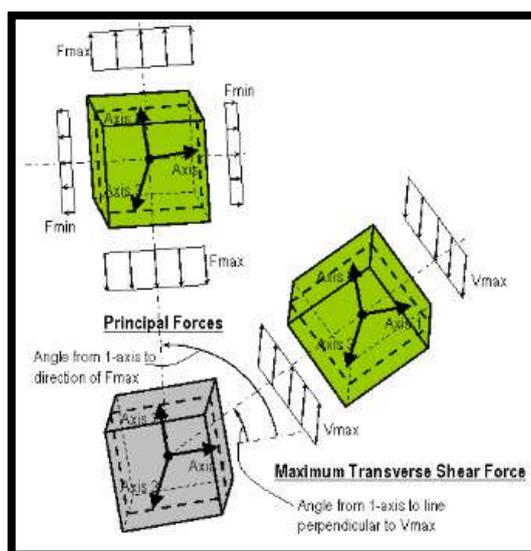


FIGURA 22: FUERZAS INTERNAS F11 ACTUANDO SOBRE LA LÍNEA MEDIA DE LA CARA DEL

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

Para valores de V_{13} y V_{23} en cualquier ángulo, la máxima fuerza transversal V_{max} puede calcularse con la siguiente expresión.

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

ECUACION 10: FUERZA MÁXIMA TRANSVERSAL EN CUALQUIER ÁNGULO PARA V_{MAX}

La siguiente figura muestra la dirección positiva de los momentos internos en un elemento shell M_{11} , M_{22} y M_{12} . Notándose que los momentos internos actúan por unidad de longitud sobre la línea media de la superficie de cada elemento Shell, SAP2000 solo reporta valores de las esquinas de los elementos shell.

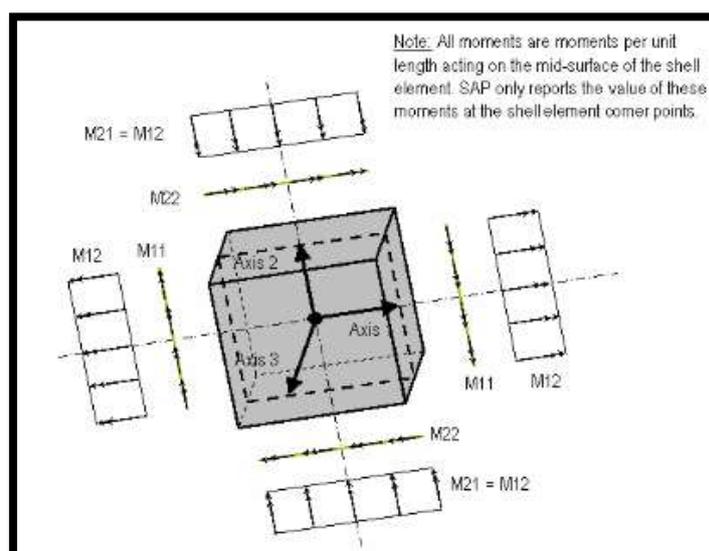


FIGURA 23: DIRECCIÓN POSITIVA DE LOS MOMENTOS INTERNOS EN UN ELEMENTO SHELL M11, M22 Y M12

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

Usar la regla de la mano derecha para determinar la dirección de los momentos mostrados en la figura.

La siguiente figura muestra la dirección positiva de los momentos principales sobre el elemento Shell Mmax y Mmin.

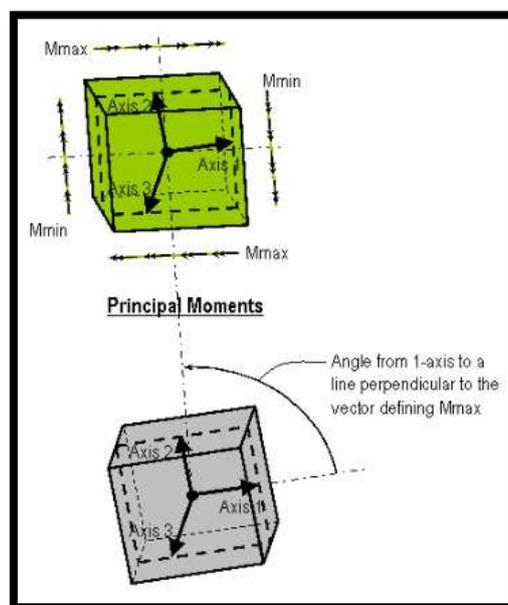


FIGURA 24: DIRECCIÓN POSITIVA DE LOS MOMENTOS PRINCIPALES SOBRE EL ELEMENTO SHELL MMAX Y MMIN

FUENTE: MANUAL DE APLICACIÓN DEL PROGRAMA SAP 2000 V14

b. FORMULACIÓN SHELL FINA ("KIRCHOFF THIN SHELL FORMULATION"):

Dependiendo de la relación espesor/longitud de la estructura, la deformación por corte puede ser despreciable en comparación con la deformación a flexión. Este es el caso si la relación anterior es menor de 0.05 (es decir, 5%). Esto significa que la longitud de la estructura es 20 veces mayor que espesor, por tanto la pieza es relativamente fina, es decir: Si $L/T > 20$, entonces usar elementos Shell Finos

(Donde: L = longitud global del elemento de área, T = espesor del elemento)

La formulación de Kirchoff fue creada para los casos donde la deformación a corte es despreciable, lo cual permite un ahorro importante de tiempo y esfuerzo de cálculo.

c.FORMULACIÓN SHELL GRUESA ("MINDLIN THICK SHELL FORMULATION"):

Se aplica en el caso de elementos Shell de espesor considerable donde la deformación por corte no se puede despreciar en comparación con la deformación a flexión. Si $L/T < 20$, entonces usar elementos Shell Gruesos

d. TENSIONES DE MEMBRANA Y DE FLEXIÓN EN ELEMENTOS SHELL FINOS:

Los elementos SHELL tienen una cara superior ("top face") y una inferior ("bottom face"). Por lo general las tensiones en la cara superior son diferentes a las tensiones en la cara inferior, salvo que la estructura trabaje con cargas axiales puras (es decir, fuerzas de membrana puras). En flexión pura, tensiones en la cara superior e inferior son exactamente iguales en magnitud, pero tienen sentido diferente: una cara trabaja a compresión y la otra a tracción. Las tensiones en elementos SHELL FINOS (Teoría de Kirchoff) se pueden descomponer en tensiones membrana y en tensiones de flexión (las tensiones de cortadura se desprecian ya que el espesor del elemento es pequeño comparado con las otras dimensiones del elemento)

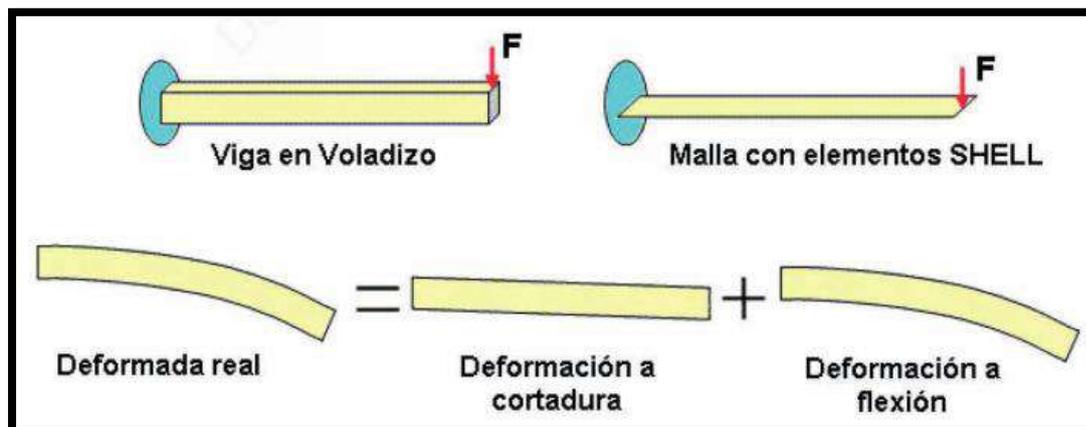


FIGURA 25: TENSIONES DE MEMBRANA Y DE FLEXIÓN EN ELEMENTOS SHELL FINOS

2.3.3.2.2.3 ANÁLISIS DE LÁMINAS CON ELEMENTOS PLANOS

Tipológicamente las láminas pueden considerarse una generalización de las placas al caso de superficie media no plana. Es precisamente esta no coplanaridad la que confiere el carácter resistente de las láminas al permitir la aparición de esfuerzos axiales (esfuerzos de membrana) que, juntamente con los de flexión, contribuyen a dotar a las láminas de una capacidad portante muy superior a la de las placas.

En general, podemos decir que las láminas son a las placas, lo que los arcos (o las estructuras reticulares) son a las vigas. Por lo tanto, un buen conocimiento de la influencia del axial en arcos y pórticos favorecerá sin duda a la comprensión del funcionamiento estructural de las estructuras laminares.

La obtención de las ecuaciones de una lámina (equilibrio, constitutivas y cinemáticas) es complicada, debido precisamente a la curvatura de su superficie media. Una de las maneras

más sencillas de sortear este problema es estudiar el comportamiento de una lámina como si estuviese compuesta de elementos planos de tamaño pequeño²²

Como concepto general, este análisis discretiza la lámina en pequeños elementos planos que se trataran como elementos de placa. Lógicamente cuanto mayor sea la discretización mejor será la aproximación adoptada. Este concepto se esquematiza muy claramente en la figura siguiente.

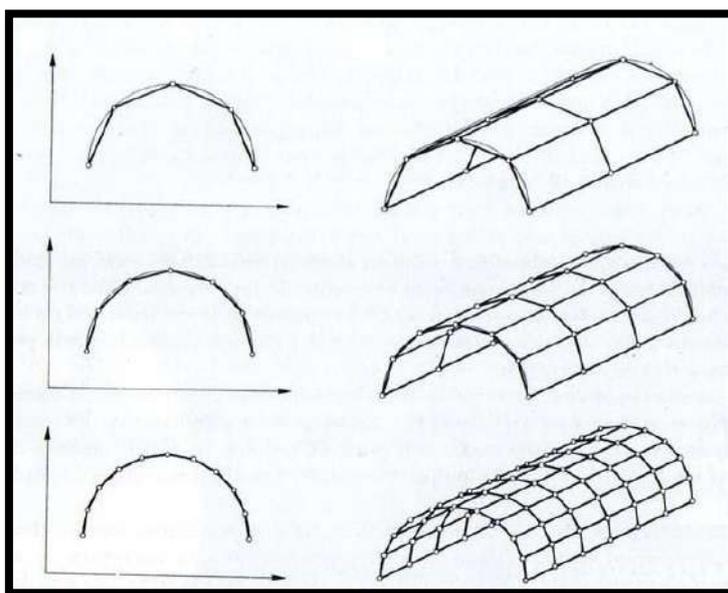


FIGURA 26: DISCRETIZACIÓN DE ARCOS Y LÁMINAS CILÍNDRICAS EN ELEMENTOS PLANOS

Los elementos de lámina plana más utilizados en la práctica son los siguientes:

- a) Combinación de elementos de tensión plana cuadrilátero isoparamétrico de cuatro nodos con cualquier elemento de placa de Reissner-Mindlin análogos de cuatro nodos.

22 EUGENIO OÑATE. CALCULO DE ESTRUCTURAS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL. CAPITULO 10. CIMNE. BARCELONA, 1995

- b) Combinación de elementos de tensión plana cuadriláteros isoparamétrico de ocho y nueve nodos con elementos de placa de Reissner-Mindlin del mismo número de nodos.
- c) Combinación de elementos de tensión plana triangulares con los de placa de Reissner-Mindlin del mismo número basados en deformaciones de cortante impuestas.

2.3.3.3 CARGAS DE DISEÑO

La determinación de cargas nos ayuda a identificar las fuerzas exteriores que actúan sobre la estructura, así como todos aquellos efectos que puedan afectar a su comportamiento (errores de forma, movimientos de los apoyos).

- a. **CARGAS ESTATICAS:** Son aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima.

Se clasifican en:

- **Carga Muerta:** Es una carga de gravedad fija en posición y magnitud, y se define como el peso real de todos aquellos elementos que se encuentran permanentemente en la estructura o adheridos a ella, como tuberías, conductos de aire, aparatos de iluminación, acabados de superficie, cubiertas de techos, cielos rasos suspendidos, etc. En la práctica, los reglamentos de construcción proporcionan tablas que ayudan al diseñador a tener una mejor idea de la magnitud de las mismas según la norma peruana E-020.

Para las cargas de este tipo, podemos identificar ciertas consideraciones a tener en cuenta:

- Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se deben usar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos.
- Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios.
- Carga Viva: Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando ésta se encuentra ya en servicio y que puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura. Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. Por ejemplo, las personas, muebles, equipo móvil, vehículos, y mercadería en depósito, etc.²³

La carga viva de techo será obtenida del Reglamento Nacional de Edificaciones. En el TÍTULO III Edificaciones, E 0.20 Cargas. Donde encontramos la siguiente especificación que se considera importantes:

- Para techos curvos, 0.50 kpa. (50 kgf/m²).

b. CARGAS DINÁMICAS: Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima sollicitación; Estas cargas clasifican en:

- Cargas de Viento: Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento y en especial las de más de 2 o 3 pisos de altura o en aquellas en las zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerable a los

23 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES “RNE: E-020”

efectos aerodinámicos. toda edificación será diseñado para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

En el caso de las estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.

El flujo de viento alrededor de los edificios es un proceso extremadamente complejo y no puede ser descrito por reglas simples. La amplia variedad y forma de los mismos, tipo de exposición al viento, topografía local, así como naturaleza fortuita del viento tienden a complicar el problema. Las características de estos flujos sólo se pueden determinar a través de observaciones directas en tamaño natural o recurriendo a pruebas en túneles de viento.

La estructura debe ser diseñada para esta velocidad fundamental, recurriendo a específicos intervalos de tiempo con apropiadas modificaciones para explicar la distribución espacial como función de las dimensiones de la estructura. El valor del intervalo de tiempo es la vida esperada de la estructura. Para estructuras del tipo de la desarrollada en la presente tesis, es recomendable que la velocidad fundamental del viento sea determinada para un intervalo de tiempo mínimo de 33 años. Por lo que se ha elegido un intervalo de tiempo de 50 años, para mayor seguridad. A continuación se muestra una figura en la cual se grafica las curvas de velocidad en el Perú (isotacas), a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años. Aquí se observa que para la ciudad de Arequipa se obtiene una velocidad de 85 kph

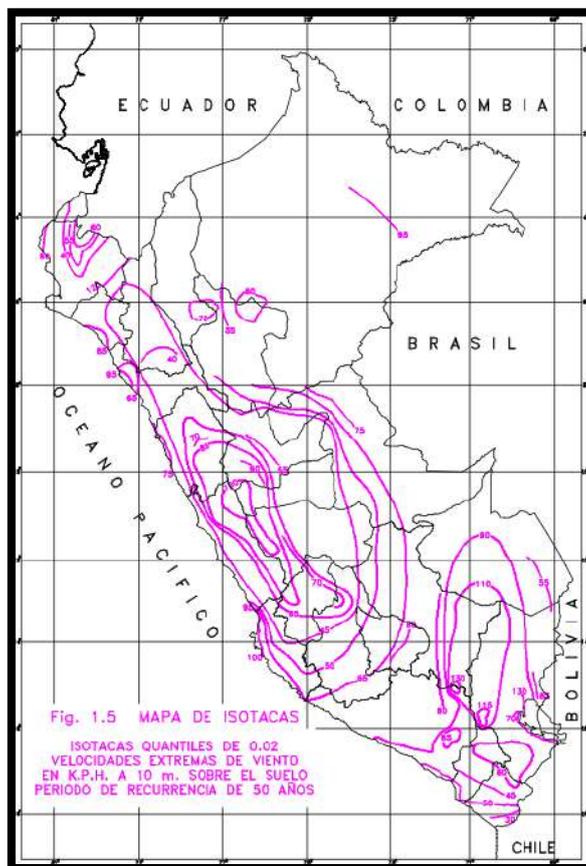


FIGURA 27: MAPA DE ISOTACAS

FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO - LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO

- Velocidad de Diseño del Viento: La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} ; \text{ donde: } \begin{cases} V_h = \text{velocidad de diseño en la altura } h \text{ en } \left(\frac{Km}{h} \right) \\ V = \text{velocidad de diseño hasta 10 m de altura } \left(\frac{Km}{h} \right) \\ h = \text{altura sobre el terreno en metros} \end{cases}$$

ECUACION 11: VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO A UNA ALTURA H

- Carga Exterior De Viento: La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2; \text{ donde } \begin{cases} P_h = \text{presión o succión del viento a una altura } h \text{ en } \left(\frac{Kgf}{m^2}\right) \\ C = \text{factor de forma adimensional indicado en la Tabla} \\ V_h = \text{velocidad de diseño a la altura } h, \text{ en } \left(\frac{Km}{h}\right) \text{ definida} \end{cases}$$

ECUACION 12: PRESIÓN O SUCCIÓN DEL VIENTO A UNA ALTURA H

FACTORES DE FORMA (C) *		
CONSTRUCCION	BARLOVE	SOTAVENT
Superficies verticales de edificios	+ 0.80	- 0.60
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido de	+ 1.50	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+ 0.70	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+ 2.00	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+ 0.80	- 0.50
Superficies inclinadas a 15° o menos	0.30 - 0.70	- 0.60
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	0.70 - 0.30	- 0.60
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+ 0.80	- 0.60
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la direcc	- 0.70	- 0.70

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

TABLA 2: FACTORES DE FORMA

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas anteriormente definidas, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior.

FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE	
ABERTURAS	C
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	-+ 0.30
Principales en lado a barlovento	+ 0.80
Principales en lado a sotavento o en los costados	- 0.60

TABLA 3: FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE

- En el Reglamento Nacional de edificaciones se trata muy brevemente este tipo de carga sobre elementos curvos, por lo que se ha tenido que recurrir a otras bibliografías para extraer conceptos y métodos de obtención de las cargas de viento.

La ocurrencia de presiones o succiones “p” debidas al viento en superficies verticales horizontales o inclinadas de una edificación serán consideradas simultáneamente y se supondrán verticales a la superficie sobre la cual actúan. La carga de viento “p” depende de la forma de la estructura.

Las presiones pueden ser positivas (presión) o negativas (succión), determinadas por un coeficiente C, y serán consideradas como diferenciales con relación a la presión atmosférica normal. A continuación se muestra una figura con la forma de hallar los coeficientes de presión C_p para cubiertas en arco:

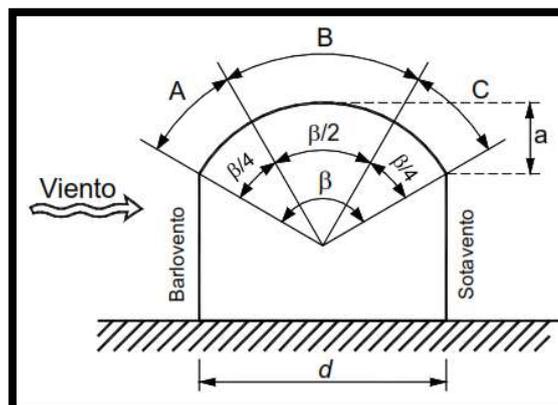


FIGURA 28: COEFICIENTES DE PRESIÓN CP PARA CUBIERTAS EN ARCO

FUENTE: NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR

VIENTO

Condiciones	Razón de elevación a la luz, r	C_p		
		Cuarto de Barlovento	Mitad Centro	Cuarto de Sotavento
Techo sobre estructura elevada	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Techo que arranca desde el nivel del terreno	$0 < r \leq 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*Cuando la razón de elevación a la luz es $0.2 \leq r \leq 0.3$, coeficientes alternos dados por $6r - 2.1$ serán también utilizados para el cuarto de barlovento.

FUENTE: CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO

(ASOCIACIÓN DE ESTADOS DEL CARIBE)

- Cargas de Sismo: Un sismo es una sacudida o movimiento brusco de la corteza terrestre. La tierra puede temblar por distintas causas, siendo el origen principal de los movimientos sísmicos más importantes la liberación súbita de energía acumulada por

movimientos relativos entre fallas o placas tectónicas, produciéndose el sismo cuando la fuerza de rozamiento es superada por la tensión acumulada.

“Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en la estructuras los efectos más significativos.

Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal movimiento”²⁴

La carga sísmica a considerar dependerá de factores tales como la zonificación sísmica, uso de la construcción, el tipo de suelo, coeficiente sísmico, el peso de la estructura, etc. Todo ello se encuentra detallada en el Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma Técnica Peruana. E030: Diseño Sismo resistente.

Esta carga se representa con la expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} * P$$

Donde:

Z = Factor de zonificación sísmica:

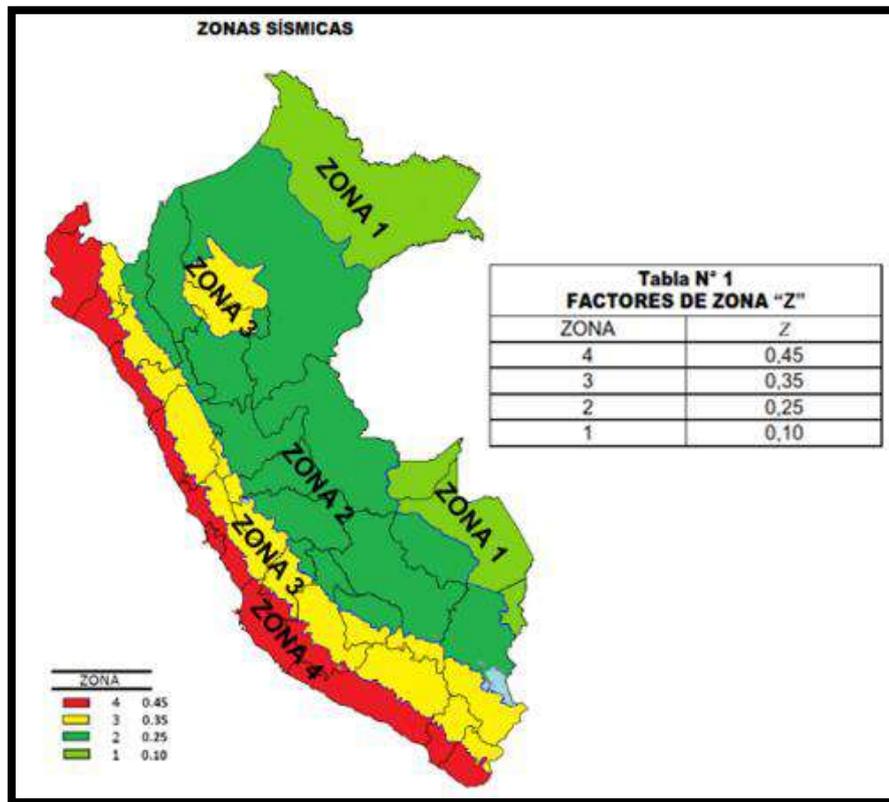


FIGURA 29: FACTOR DE ZONIFICACION SISMICA

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

Dado que nuestro proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Paucarpata, departamento de Arequipa, corresponde a la zona 4 por lo que utilizaremos como factor de zonificación sísmica $Z = 0.45$

U = Factor de uso e importancia:

Tabla N° 5		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación 	1,5
B Edificaciones	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

TABLA 4 : FACTOR DE USO

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

Utilizaremos como factor de uso $U = 1.3$, ya que en la categoría B se menciona a los coliseos.

C = Coeficiente Sísmico:

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

FIGURA 30: COEFICIENTE SISMICO

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

Donde:

T : Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

$$T = \frac{Hn}{Ct}$$

Ct = 35

Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

Ct = 45

Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

Ct = 60

Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Para el cálculo del periodo T, utilizaremos como coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio $(C_t) = 35$, ya que consideraremos pórticos sin arriostramiento.

Tp: Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

Tl: Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

PERÍODOS “ T_P ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

FIGURA 31: PERIODOS T_p y T_l

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

Se utilizara para nuestro proyecto $T_p = 0.6$ y $T_l = 2.0$

S = Factor del tipo de suelo:

- S₀: Roca Dura
- S₁: Roca o Suelos muy Rígidos
- S₂: Suelos Intermedios
- S₃: Suelos Blandos
- S₄: Condiciones Excepcionales

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

FIGURA 32: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELO

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

FIGURA 33: FACTOR DE SUELO “S”

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

Para el factor de suelo utilizaremos un tipo de suelo intermedio (S₂), ya que en el distrito de Paucarpata es el más representativo.

R = Factor de Reducción por Ductilidad.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R _o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

FIGURA 34: SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA TÉCNICA PERUANA. E030

El coeficiente básico de reducción sísmica que corresponde para nuestro proyecto es $R = 6$ (pórticos ordinarios resistentes a momentos OMF)

P = Peso Total de la Estructura.

2.3.3.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE TECHO EN ESTUDIO

En la presente tesis se analizarán dos estructuras de techo metálico distintos: el sistema autoportante y el sistema portante de celosía o convencional; que pasaremos a desarrollar

2.3.3.4.1 SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA

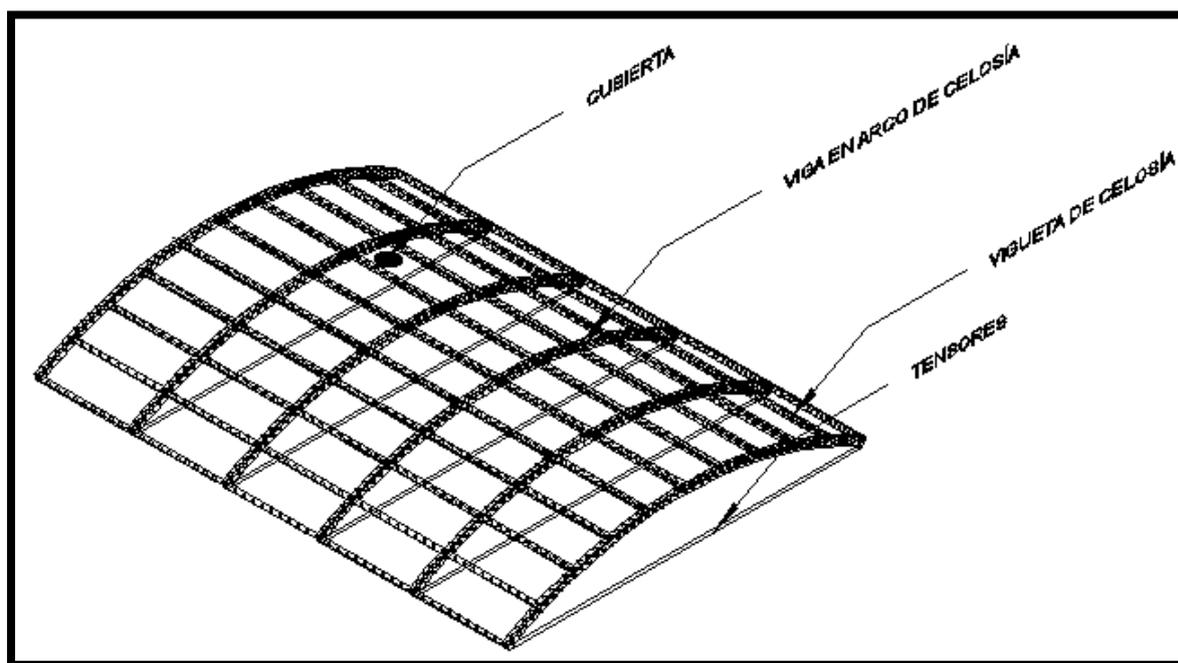


FIGURA 35: CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA

FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

El sistema portante en arco de celosía (sistema convencional) está conformado por viguetas cuya función es servir de elemento sustentante a las planchas de cubierta además de recibir las diferentes cargas externas (viento, nieve, viva, lluvia, etc.), dichos elementos se apoyan en arcos armados de celosía con sección rectangular, que se encarga de recibir y transmitir los esfuerzos producidos en las viguetas a los elementos que soportan dichos arcos ya sean columnas o vigas de soporte como es el caso del presente trabajo.

Por su propia morfología los arcos están sometidos a esfuerzos de compresión, fundamentalmente.

A. TIPOS DE ARCOS

Los arcos son una aplicación tanto de los marcos rígidos como de las armaduras.

“un arco puede definirse como una estructura que depende (usualmente en grado considerable) para su capacidad de soportar cargas verticales aplicadas, en el desarrollo de componentes de reacción horizontales, que actúan hacia el centro del claro, en los apoyos de los extremos.”²⁵

Este tipo de curva en forma de arco es ventajosa estructuralmente debido a que los momentos internos que resultan de las cargas aplicadas son mucho más pequeñas que las que resultarían si se aplican cargas iguales a una armadura o viga de la misma luz como consecuencia de los momentos negativos que resultan de las fuerzas horizontales en los extremos

25 FUENTE: KINNEY S., ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS, CAP. 13: PAGINAS 598 - 599

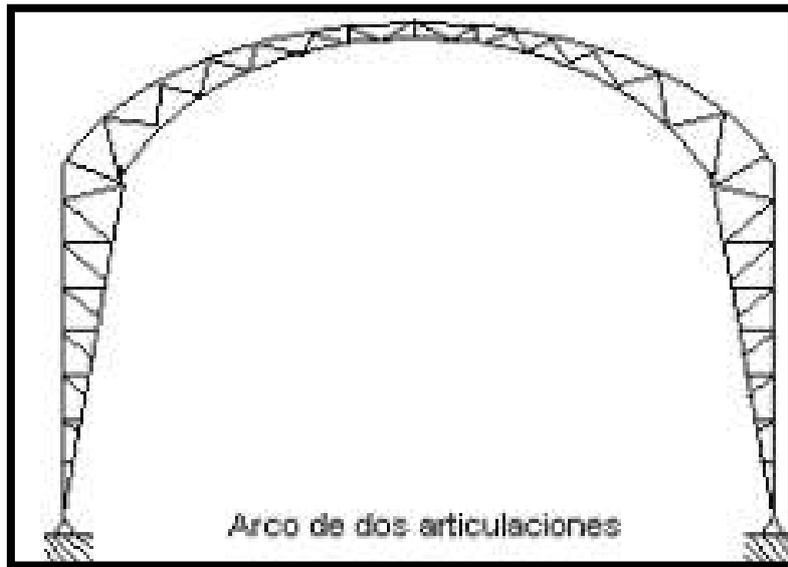


FIGURA 36: ARCO METALICO

FUENTE: MCCORMAC J., DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS 1º

EDICIÓN PAG. 589

Desde el punto de vista estructural los arcos se los clasifica en fijos, biarticulados y triarticulados:²⁶

26 FUENTE: KISELIOV, MECÁNICA DE CONSTRUCCIÓN; PAG. 170

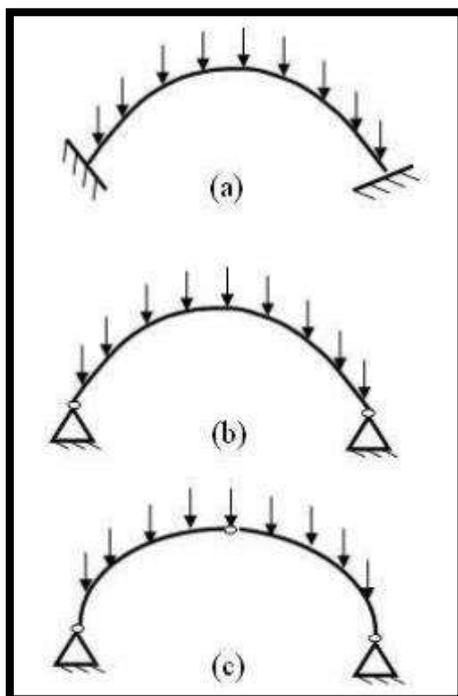


FIGURA 37: DIFERENTES TIPOS DE ARCOS

TIPOS DE ARCOS: (A) FIJOS; (B) BIARTICULADO Y (C) TRIARTICULADO

FUENTE: KISELIOV, MECÁNICA DE CONSTRUCCIÓN

Los arcos fijos se construyen generalmente en concreto reforzado y en cañones profundos, donde los apoyos pueden soportarse en roca resistente.

Los biarticulados son los más comunes. En estos, la reacción horizontal algunas veces se da por el terreno y en otras mediante un elemento interno a tensión, son los denominados arcos atirantados.

Los arcos triarticulados se construyen generalmente en madera estructural lamiada o en acero y son estructuras insensibles al asentamiento de los apoyos.

Al elegir la forma de los arcos se basa en el deseo de conseguir que los resultados del cálculo tomen la forma de fórmulas simples. Otros criterios de selección de formas de arcos son la estética y la facilidad constructiva.

B. COMPORTAMIENTO

El arco es un elemento estructural lineal de directriz curva, funciona fundamentalmente sometido a cargas en su plano. Frecuentemente se distribuyen sobre el de manera uniforme.

Los esfuerzos predominantes que van a marcar las condiciones en el dimensionamiento de su sección son el axial y el flector, ya que su directriz suele eludir hábilmente los cortantes.

Una vez definida la geometría del arco, la compresión dependerá del peralte, los arcos más peraltados sufren menores axiales que los muy rebajados, por el contrario, disminuir el rebajamiento sin reducir la luz del arco, aumenta la flexión transversa por empujes laterales de viento

Es decir, el arco es una estructura que trabaja siempre a flexo-compresión resultando empujes horizontales en los apoyos

C. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las principales ventajas de las estructuras espaciales reticulares son

- Bajo peso propio: los elementos estructurales se disponen de manera que la carga sea transmitida principalmente por esfuerzos de tracción y compresión. De esta forma el material se aprovecha en cada perfil de forma equitativa.
- Técnicas de fabricación y construcción: que se reducen al ensamblado de los elementos y uniones prefabricados. El ligero peso de los elementos individuales facilita la tarea de montaje, que no requiere de personal especialmente calificado.
- Libertad de diseño.
- La aplicación de las estructuras portantes en arco es amplia: la encontramos en polideportivos, centros comerciales y culturales, grandes marquesinas, estadios de

fútbol, hangar de aviones, recintos feriales, etc., pudiendo incluso adoptar formas originales y diversas.

Las principales desventajas serían:

- Si no se respetan los solapes o se hacen entornillados, soldaduras defectuosas puede pasar agua a través de la cubierta al interior de la edificación.
- Se corre el riesgo de que una mala colocación de la cubierta puede ser levantada por fuertes vientos

D. ACERO UTILIZADO EN LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA ASTM A36

El acero A-36, es un acero dulce o de bajo carbono. Se encuentra típicamente en forma de placa como material estructural. Sin embargo, también se encuentra a veces en forma de barra. Como todo acero dulce, es propenso a la oxidación, pero con un recubrimiento químico relativamente simple, resulta menos costoso que el acero inoxidable.

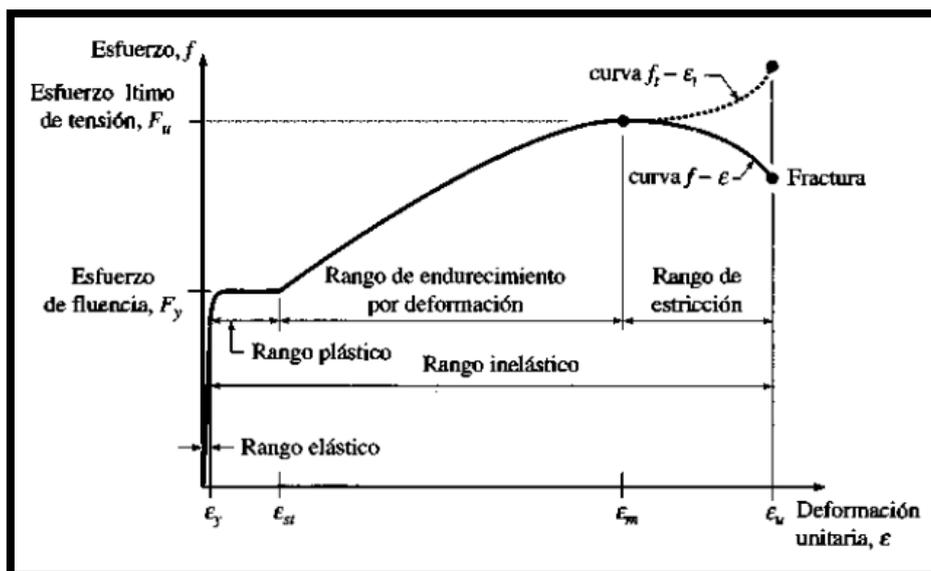


FIGURA 38: DIAGRAMA TÍPICO ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA UN ACERO DULCE

FUENTE: ESTRUCTURAS DE ACERO COMPORTAMIENTO Y LRFD - SRIRAMULU VINNAKOTA

PAG – 59

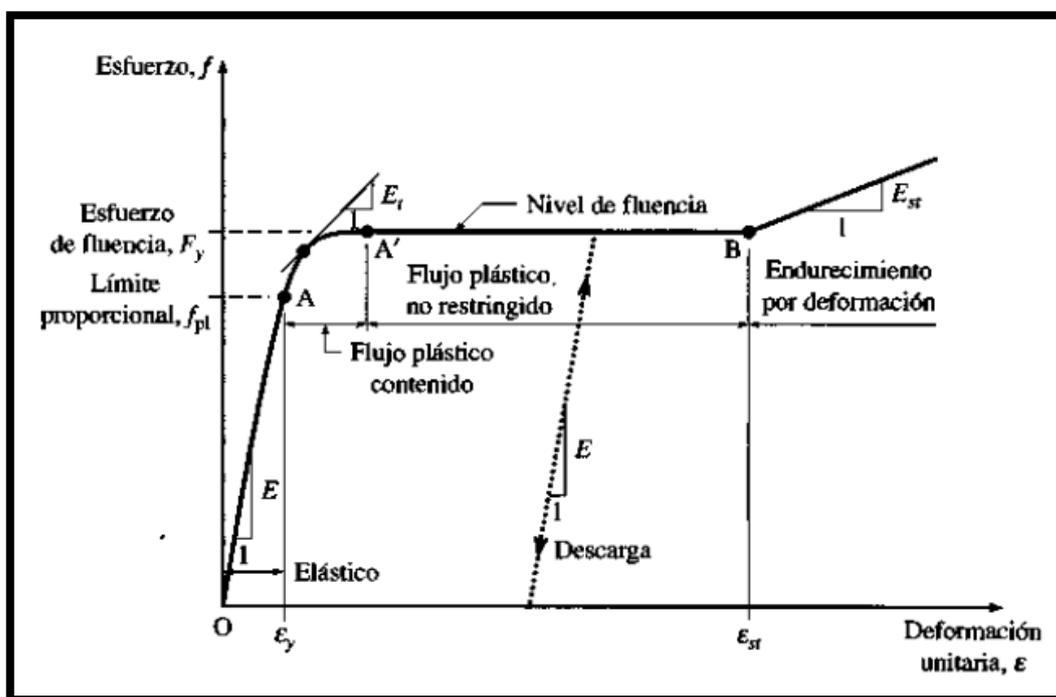


FIGURA 39: PARTE INICIAL DEL DIAGRAMA TÍPICO ESFUERZO – DEFORMACIÓN

FUENTE: ESTRUCTURAS DE ACERO COMPORTAMIENTO Y LRFD - SRIRAMULU VINNAKOTA

PAG - 59

Esta curva es típica de una clase de acero conocido como dúctil o acero dulce. La relación entre el esfuerzo Y la deformación unitaria es lineal hasta el límite

proporcional; se dice que el material obedece la ley de Hooke. Después de esto se alcanza rápidamente un valor pico. Llamado punto superior de fluencia, al cual sigue una nivelación en el punto inferior de fluencia. El esfuerzo permanece entonces constante, aunque la deformación unitaria continua creciendo. En esta etapa de la carga, el espécimen de prueba continua alargándose en tanto que no se retire la carga, aun cuando la carga no pueda ser incrementada. Esta región de esfuerzos constante se llama meseta de fluencia o rango plástico. Bajo una deformación unitaria de aproximadamente 12 veces la deformación unitaria en la fluencia comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces una carga adicional (y esfuerzo) para generar un alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo del esfuerzo, después de lo cual comienza en el espécimen la "estricción", en donde el esfuerzo decrece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la fractura.

➤ **USOS**

Debido a que el A-36 es relativamente barato y estructuralmente muy fuerte, a menudo se utiliza como material de construcción estructural. Las vigas, placas y láminas de A-36 se utilizan tanto para construir la estructura final de un edificio como para construir estructurales temporales, como soportes y cubiertas.

➤ **PROPIEDADES MECÁNICAS**

En términos de sus propiedades mecánicas, el acero A-36 está diseñado para ser resistente y fuerte. Tiene una resistencia máxima a la tracción (la cantidad de presión que se necesita para deformar el material) de 58 ksi. El límite de elasticidad, o la cantidad de presión que se necesita para doblar el acero hasta el punto en que

no retorne a su forma original, es de 36 ksi. El alargamiento, o la cantidad de estiramiento del acero es capaz de resistir sin romperse, es del 20%

➤ **PROPIEDADES FÍSICAS**

La principal propiedad física que se tiene en cuenta en la elección del acero es su densidad, que es una medición de la masa por unidad de volumen, o el peso de un determinado objeto dado un determinado volumen. El acero A-36 tiene una densidad de 7,85 gramos por centímetro cúbico.

➤ **PROPIEDADES QUÍMICAS**

El A-36 es un acero de bajo carbono con muy pocas aleaciones. Su composición química es de 0,26% de carbono, 0,75% de manganeso, 0,2% de cobre, 0,04% de fósforo y 0,05% de azufre, mientras que el resto es hierro. El manganeso y el cobre le dan al acero la resistencia y la dureza, mientras que los rastros de fósforo y azufre son impurezas que se mantienen al mínimo posible, ya que pueden hacer que el acero resulte frágil si su porcentaje es demasiado alto

E. TIPOS DE PERFILES DEL ACERO

Para poder escoger un perfil se recomienda que sea un perfil de sección transversal estándar que este ampliamente disponible en vez de requerir la fabricación de un perfil con dimensiones y propiedades especiales.

La selección de un "perfil comercial" será casi siempre la opción más económica, incluso si ello implica usar un poco más de material. La categoría más grande de perfiles estándar es aquella que se refiere a los perfiles rolados en caliente. En este proceso de manufactura, que tiene lugar en un molino, el acero fundido se toma del horno y se

vierte en un sistema de colada continua donde el acero se solidifica pero nunca se permite que se enfríe por completo.

El acero caliente pasa por una serie de rodillos que oprimen el material dándole la forma transversal deseada. El rolado del acero mientras aún está caliente. Permite que este se deforme sin pérdida de ductilidad, como es el caso con el trabajado en frío. Durante el proceso de rolado, el miembro se incrementa en longitud y se corta a longitudes estándar, usualmente a un máximo de 65 a 75 pies, tramos que son subsecuentemente cortados (en un taller de fabricación) a las longitudes requeridas para una estructura particular.

A continuación se muestran secciones transversales de algunos de los perfiles rolados en caliente más usados.

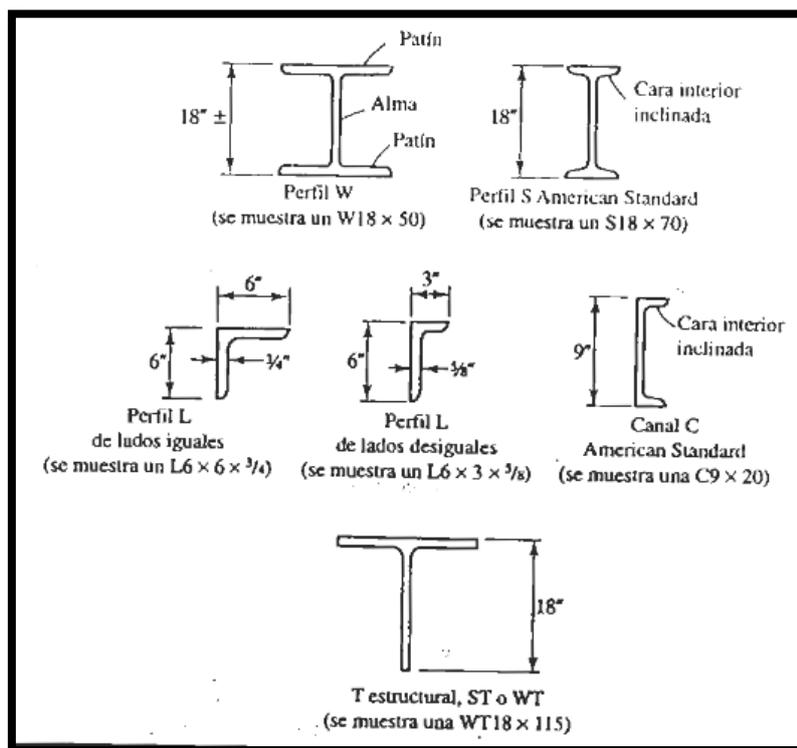


FIGURA 40: SECCIÓN DE PERFILES EN ACERO

FUENTE: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD – T. SEGUI PAG

19

Las dimensiones y designaciones de los perfiles estándar disponibles están definidos en las normas ASTM (ASTM. 1996b).

El perfil W, llamado también perfil de patín ancho. Consiste en dos patines paralelos separados por una sola alma. La orientación de esos elementos es tal que la sección transversal tiene dos ejes de simetría. Una designación típica sería “W18 x 50” donde W indica el tipo de perfil, 18 es el peralte nominal paralelo al alma y 50 es el peso en libras por pie de longitud. El peralte nominal es el peralte aproximado expresado en pulgadas enteras.

Para algunos de los perfiles más ligeros, el peralte nominal es igual al peralte dado a la pulgada más cercana, pero esta no es una regla general para todos los perfiles W.

El perfil S es similar al perfil W ya que tiene dos patines paralelos, una sola alma y dos ejes de simetría. La diferencia está en las proporciones: los patines del perfil W son más anchos en relación al alma que los patines del perfil S. además las caras exterior e interior de los patines del perfil W son paralelas, mientras que las caras interiores de los patines del perfil S están inclinadas con respecto a las caras exteriores.

Los perfiles angulares existen en las versiones, de lados iguales y de lados desiguales. La designación típica sería “L6 x 6 x 3/4” o “L6 x 3 x 3/4”. Los tres números son las longitudes de cada uno de los lados medidas desde la esquina, o talón hasta la punta del otro extremo del lado, y el espesor, que es el mismo para ambos lados. En el caso de

ángulos de lados desiguales se da siempre primero la dimensión del lado más largo. Aunque esta designación proporciona todas las dimensiones, ella no da el peso por pie. El perfil C o Canal American Standard. Tiene dos patines y un alma, con un solo eje de simetría; esta tiene una designación como "C9 x 20". Esta notación es similar a la de los perfiles W y S, donde el primer número da el peralte total paralelo al alma en pulgadas y el segundo número da el peso en libras por pie lineal.

Sin embargo, para la sección canal, el peralte es exacto en vez de nominal. Los canales misceláneas, por ejemplo la MC 10 x 25. Son similares a los canales American Standard.

La T estructural resulta de recortar perfil W, M o S a la mitad de su altura. El prefijo de la designación es WT, MT o ST dependiendo del perfil de origen, Por ejemplo: Un perfil WT 18 x 115 tiene un peralte nominal de 18 pulgadas, un peso de 115 libras por pie y es recortado de un perfil W 36 x 230. Similarmente, un perfil ST 10 x 32.7 es recortado de un perfil S 20 x 65.4 y un perfil MT 3 x 10 es recortado de un perfil M6 x 20.

No se muestran en la figura dos perfiles rolados en caliente similares al perfil W:

El perfil HP y el perfil M. El perfil HP, usado para pilotes tiene superficies paralelas en sus patines aproximadamente el mismo ancho y peralte e iguales espesores en patines y alma.

La "M" significa misceláneos Y es un perfil que no encaja exactamente en ninguna de las categorías W, HP o S. Los perfiles M y HP se designan de la misma manera que los perfiles W: por ejemplo, M 14 x 18 y HP 14 X 117.

Otros perfiles usados a menudo se muestran a continuación.

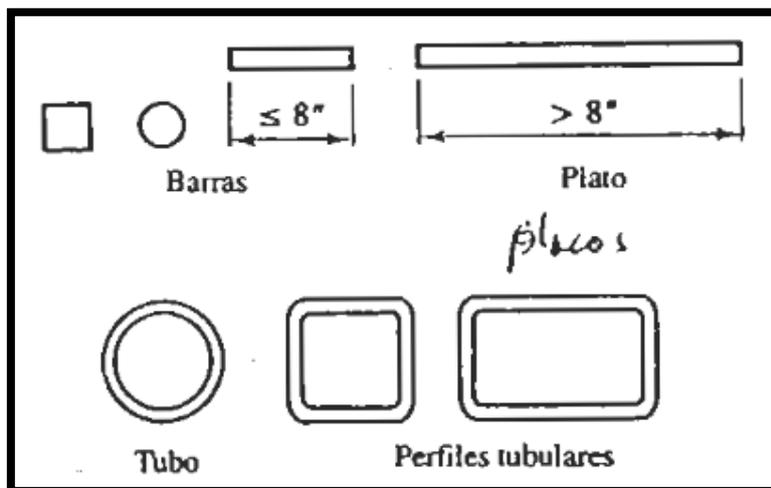


FIGURA 41: SECCIONES DE PERFILES LAMINARES Y TUBULARES

FUENTE: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD – T. SEGUI PAG

20

Las barras pueden tener secciones transversales circulares, cuadradas o rectangulares. Si el ancho de un perfil rectangular es de 8 pulgadas o menor, este se clasifica como barra y se designa usualmente con el ancho antes que el espesor, Por ejemplo, barra de 8 X 3/8". Si el ancho es mayor de 8 pulgadas, el perfil se clasifica como placa y se designa usualmente indicando primero el espesor, como en el caso de una placa de 1/2" X 10. Las barras y las placas se forman por laminación en caliente.

Se muestran también perfiles huecos que pueden ser producidos doblando el material de la placa a la forma deseada y soldando la costura o bien por trabajado en caliente para producir un perfil sin costura, Esos perfiles huecos de acero se designan HSS.

Existen otros perfiles pero los descritos aquí son los más frecuentemente usados en la mayoría de los casos, uno de esos perfiles estándar cumplirá los requisitos del diseño. Si los requisitos son especialmente severos, puede entonces ser necesaria una sección compuesta, como las mostradas a continuación

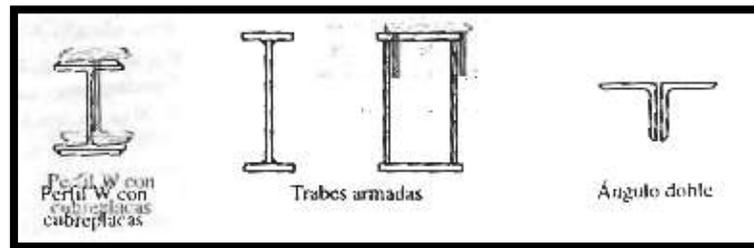


FIGURA 42: PERFILES DE SECCIÓN COMPUESTA

FUENTE: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD – T. SEGUI PAG

21

En ocasiones un perfil estándar es aumentado con elementos transversales adicionales, como cuando una cubre placa se suelda a uno o los dos patines de un perfil W. Las secciones compuestas representan una manera efectiva de reforzar una estructura existente en proceso de rehabilitación o modificación para otro uso del que fue diseñada.

A veces, una sección compuesta debe usarse porque ninguno de los perfiles rolados estándar es suficientemente grandes; es decir, la sección transversal no tiene suficiente área o momento de inercia. En tales casos pueden usarse travesaños reforzados.

Estas pueden ser en forma de sección I con dos patines y un alma o en forma de caja, con dos patines y dos almas

2.3.3.4.2 SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

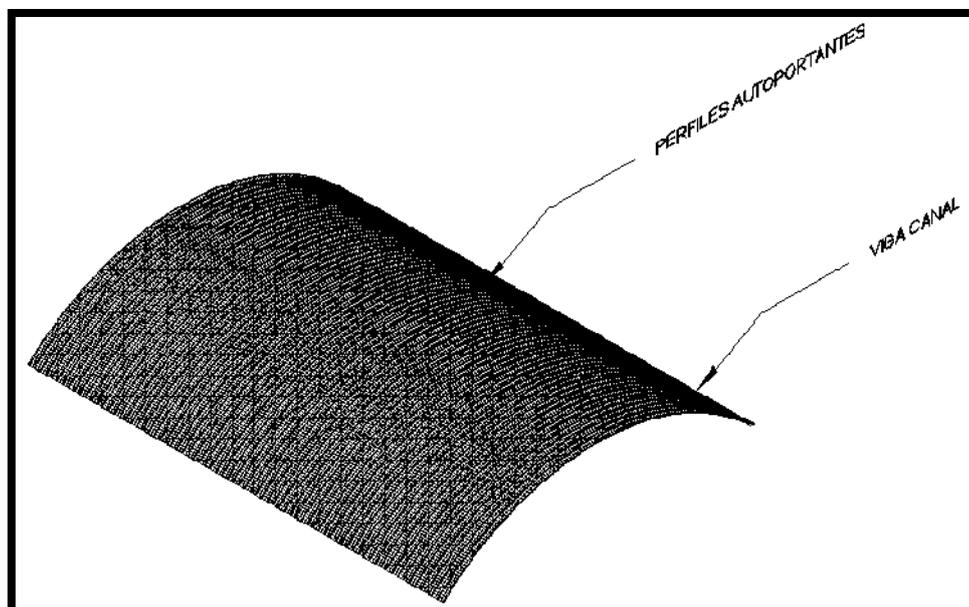


FIGURA 43: CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

Sistema constructivo a base de arcos modulares de una sola pieza, en lámina galvanizada o pinto alum.

Fabricados en el lugar a la medida de sus necesidades. Los arcos son unidos entre sí con una engargoladora eléctrica que garantiza su hermeticidad, este sistema permite cubrir grandes distancias sin ningún tipo de estructura adicional, teniendo así el 100% de área libre

Este tipo de estructuras es apoyado sobre muros y/o vigas actuando como soporte. Se fabrica con flechas del 20% al 35% en ancho total, se recomienda utilizar flechas del 20% por ser más económicas, ya que la longitud de la curva será menor

Se fabrica a base de rollos de lámina pintor o pintor-alum. Los calibres con los que se fabrica son 18, 20,22 y 24 y en Acero Galvanizado o Pre-pintado bajo la norma: ASTM A653/A653M-99 para Zintro /Pintor y ASTM A792/A792-99 para Zintro-alum/Pintor-alum en Grados 37, 40, 50 (37 Ksi, 40Ksi, 50 Ksi)

Los paneles se fabrican en la obra con un equipo portátil que produce un perfil acanalado denominado Super-Span. Este equipo acanala la lámina lisa alimentada a la longitud de arco necesaria y le da curvatura de acuerdo al radio requerido, evitando así la presencia de traslapes.



FIGURA 44: ESTACIONAMIENTO EN EEUU. FOTO DE LOS INICIOS DE LAS COBERTURAS AUTOPORTANTES

FUENTE: ESTADO DE CONOCIMIENTO DE LAS CUBIERTAS METALICAS -

PAG. 8

A. COMPORTAMIENTO

El sistema de cubiertas autoportantes, constituye una alternativa dentro del mundo de la construcción basado en el principio de que el elemento de cubierta ha de funcionar a la vez

como elemento resistente, los arcos autoportantes realizan la doble función de actuar por un lado como viga y por otro como cubierta. Unir arcos de lámina de acero galvanizado y pintado es el principio fundamental en el armado de los techos modulares que van dando forma a la estructura.

Las vigas canal transmiten las fuerzas actuantes a la estructura de soporte diseñada para absorber Las cargas verticales y horizontales.

El arco de elevada inercia unida a la flecha generada, contribuye especialmente a su aplicación en obras con grandes luces.

B. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Este sistema ofrece muchas ventajas sobre otros sistemas constructivos que hacen a las cubiertas autoportantes, la manera más rápida y económica de cubrir claros hasta de 30 metros de ancho.

- **RAPIDEZ:** Al fabricar en el sitio de la obra, se logra un rendimiento por jornada de 1,000 m² de la fabricación de arcos
- **ECONOMÍA:** Se eliminan el uso de estructuras intermedias de apoyo, así como reducción en los costos de la mano de obra tiempo de ejecución, alquiler de andamios y su mantenimiento será mínimo
- **SENCILLEZ:** Se evitan los planos de diseño de estructuras supervisión elementos adicionales, así como el uso de andamios.
- Al tener una hermeticidad del 100% evitara la entrada de agua que otros sistemas al perforar la lámina de acero.
- **ESTÉTICA:** Son cubiertas totalmente limpias lo que permite al diseñado lograr formas innovadoras, poniendo como limite su creatividad

- **ESPACIO:** Al no contar con estructuras de apoyo, usted cuenta con el 100 % del área libre.
- Los soportes de tuberías, sistemas de sonido e iluminación se hacen mediante cables colgantes que se colocan durante el montaje y engargolado

Las principales desventajas serian:

- La forma geométrica de la cubierta es única, es decir en condición de lámina cilíndrica sin variaciones de dimensiones en la luz libre que cubren.
- No es conveniente realizar cualquier tipo de alteración sobre la continuidad estructural que forman las láminas de cubierta.
- Los bordes de la cubierta han de ser paralelos entre sí, ya que todas las piezas laminares que componen el sistema conjunto tienen la misma longitud.

C. APLICACIONES

Tiene una gran variedad de usos, lo cual permite que sea un sistema, tanto para el ramo industrial, comercial, urbano, servicios o de entretenimiento, bodegas, almacenes de grano y fruta, almacenes de materias primas, hangares talleres, maquinadoras, industrias en general, patio de carga, andenes, gimnasios estadios, escuelas, auditorios, centros recreativos, hospitales, albergues, estacionamientos, estaciones de autobuses, discotecas, bares, aeropuertos agencias de autos, expos, tiendas de auto servicios , centros comerciales etc.

D. ACERO UTILIZADO EN MEMBRANA AUTOPORTANTE ASTM A653/A792

Para la fabricación de los perfiles laminados de las coberturas autoportantes se utiliza acero que está acorde al ASTM A 653 para Zintro y ASTM A 792 para Zintro-Alum y es Grado 37 ($F_y = 37 \text{ Ksi} = 2600 \text{ kg/cm}^2$) y Grado 50 ($F_y = 50 \text{ Ksi} = 3500 \text{ kg/cm}^2$)

opcional sobre pedido especial. El ancho del rollo que alimenta la roladora es de 60.96 cm (2 ft) y el peso máximo por rollo es de 2 ton.

ZINTRO-ALUM: Lámina de acero recubierta mediante una aleación compuesta por aluminio (55%), zinc (43.5%) y silicio (1.5%), mediante un proceso continuo de inmersión en caliente.

La aleación de aluminio-zinc que forma el recubrimiento combina las propiedades de ambos metales: el aluminio proporciona la resistencia a la corrosión tanto atmosférica como por altas temperaturas, y una muy buena reflectividad térmica; el zinc aporta la formabilidad y la protección galvánica (catódica) que protege las áreas perforadas o cortadas de la lámina.

Producto	Norma ASTM	Composición Revestimiento	Designación y peso del Recubrimiento			
			Sistema Inglés		Sistema Métrico	
			Tipo	Peso(OZ/FT ²)	Tipo	Peso(gram ²)
Galvanizada	A - 653	zinc >= 99% Aluminio 0.20/0.30%	G 40	0.40	Z 120	120
			G 60	0.60	Z 180	180
			G90	0.90	Z 275	275
Aluzinc	A - 792	zinc 43.5% Aluminio 55% silicio 1.5%	AZ 50	0.50	AZM 150	150
			AZ 55	0.55	AZM 165	165
			AZ 60	0.60	AZM 180	180
Zinc - AL - MG Super DYMA	A - 1046	aluminio-13% Magnesio 2-4% Zinc 83-93%	ZM 40	0.40	ZMM 180	120
			ZM 60	0.60	ZMM 180	180
			ZM 75	0.75	ZMM 220	220

FIGURA 45: ESPECIFICACIONES DE ZINTRO-ALUM

FUENTE: APIMET – CUBIERTAS AUTOPORTANTES



FIGURA 46: ROLLO DE ZINTRO-ALUM

FUENTE: APIMET – CUBIERTAS AUTOPORTANTES

E. TIPOS DE PERFILES

Por tratarse de un sistema que es desarrollado por diferentes empresas, muchos de los perfiles pueden variar o ser iguales pero con otro nombre o denominación, pero por lo general las dimensiones del perfil utilizado para membranas autoportantes es el que se muestra a continuación

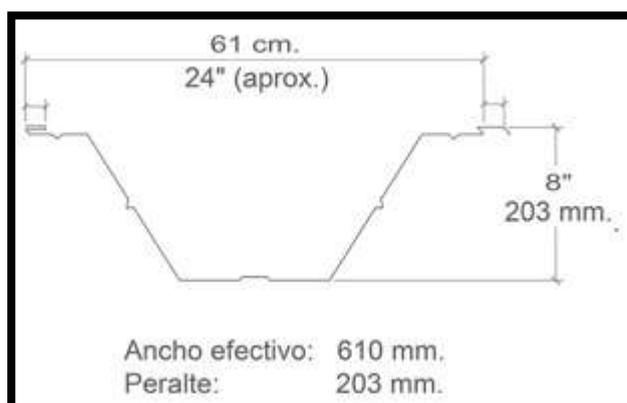


FIGURA 47: PERFIL AUTOPORTANTE PARA LUCES LIBRES HASTA 35 M.

FUENTE: ARCOTECHO PERU

Otros tipos de perfiles:

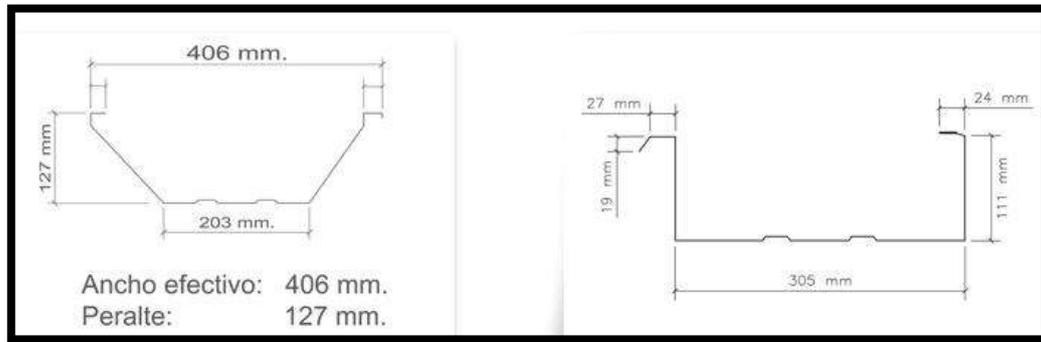


FIGURA 48: PERFILES AUTOPORTANTES PARA LUCES LIBRES HASTA 25 M

FUENTE: ARCOTECHO PERU

F. PROCESO DE FABRICACION Y MONTAJE

PASO 1: FABRICACION

Se inicia con la colocación de un rollo de lámina galvanizada o prepintada en el portarrollos.

Posteriormente se introduce la lámina a la roladora para darle el preformado necesario. En la roladora se le da la curvatura proyectada para cubrir el claro determinado hasta de 35 metros.

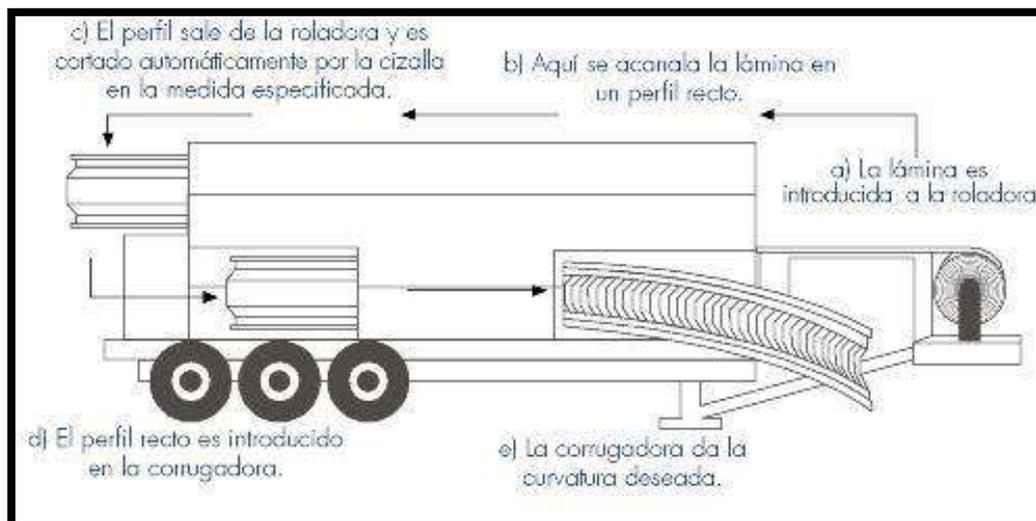


FIGURA 49: FABRICACION DE COBERTURAS AUTOPORTANTES

FUENTE: GRUPO SYMAC

PASO 2: MONTAJE

El arco autoportante es colocado en su posición final por medio de una grúa telescópica.

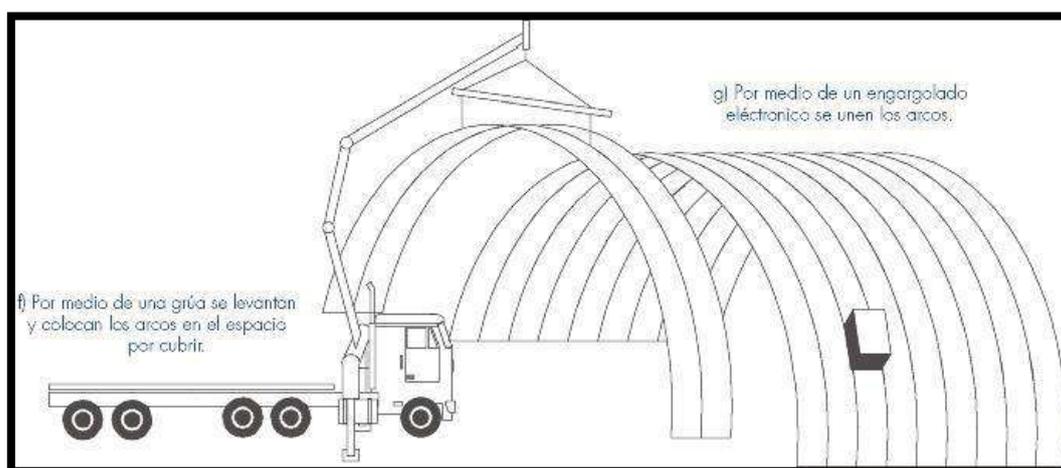


FIGURA 50: MONTAJE DE COBERTURAS AUTOPORTANTES

FUENTE: GRUPO SYMAC

PASO 3: ENGARGOLADO

El proceso se hace con el objetivo de unir los arcos entre si lateralmente por medio de una engargoladora eléctrica, evitando así el uso de remaches y tornillos, lo cual hace de la unión 100% hermética, eliminando cualquier posibilidad de infiltración.

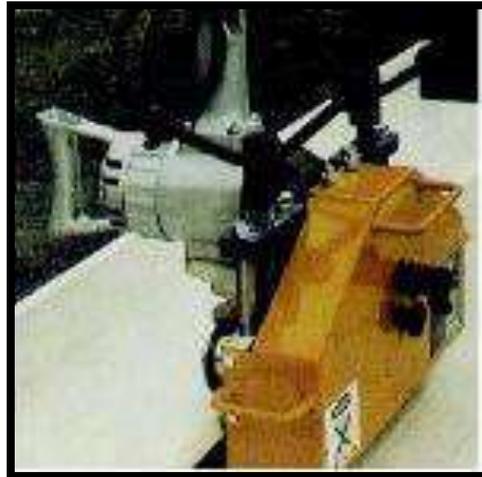


FIGURA 51: ENGARGOLADORA ELÉCTRICA

FUENTE: GRUPO SYMAC

PASO 4: APOYOS LATERALES

La cimentación o el apoyo de los paneles pueden ser por medio de canalones de lámina, acero o concreto reforzado.

Los arcos pueden ir directamente al suelo apoyados en cimentaciones corridas o sobre traves y columnas.



FIGURA 52: VIGA CANAL DE SOPORTE

FUENTE: GRUPO SYMAC

PASO 5: MUROS CABECEROS (FACHADAS)

Son los que cubren los extremos del edificio y pueden estar formados del mismo material y acanalado con el que se fabricaron los arcos, solo que se utilizan de forma recta en donde pueden dejarse espacios con preparación para la instalación de zaguanes, puertas corredizas, ventanas respiradores y/o muros completamente cerrados.



FIGURA 53: MUROS DE FACHADA O DE CIERRE

FUENTE: GRUPO SYMAC

2.3.4. MARCO NORMATIVO

Para el presente estudio comparativo se usara el reglamento nacional de edificaciones del TITULO III EDIFICACIONES – III.2 ESTRUCTURAS – E 0.20 CARGAS para ambas alternativas, en lo que corresponde a cargas vivas, cargas muertas, cargas de viento y también las combinaciones de cargas, posteriormente para poder realizar los diseños de ambos sistemas estructurales metálicos se utilizara la norma E 0.90, adicionalmente para el diseño de la estructura autoportante se utilizaran manuales y reglamentos proporcionados por las empresas que lo desarrollan, ya que para nuestro país no existe normativa respecto a este tipo de sistema

CAPÍTULO III

3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE AMBAS ALTERNATIVAS

3.1. DATOS GENERALES DEL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU DEL DISTRITO DE PAUCARPATA

A. UBICACIÓN

El escenario deportivo está ubicado en el distrito de “Paucarpata”, entre las calles José Olaya y José De La Mar, zona B, Mnz.-11 del PP/JJ Miguel Grau, a las afueras de la ciudad de Arequipa Metropolitana, se identifica como zona urbana.

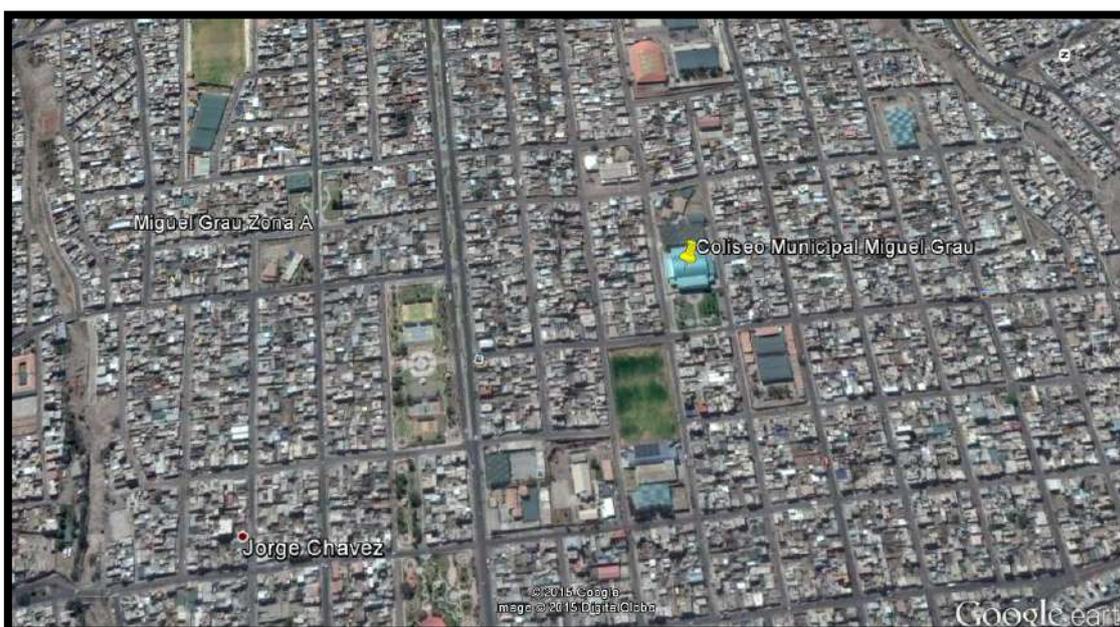


FIGURA 54: UBICACIÓN SATELITAL DEL COLISEO

FUENTE: GOOGLE EARTH

Linderos, Medidas Perimétricas y Colindantes del Área de Intervención:

Área : 2,995.27 m²

Perímetro : 219.53 ml.

Colindantes:	Por el Sur	:	50.80 ml.	Calle José Olaya.
	Por el Este	:	58.63 ml.	Losas Deportivas
	Por el Oeste	:	59.30 ml.	Parque
	Por el Norte	:	50.80 ml.	Calle J. De La Mar

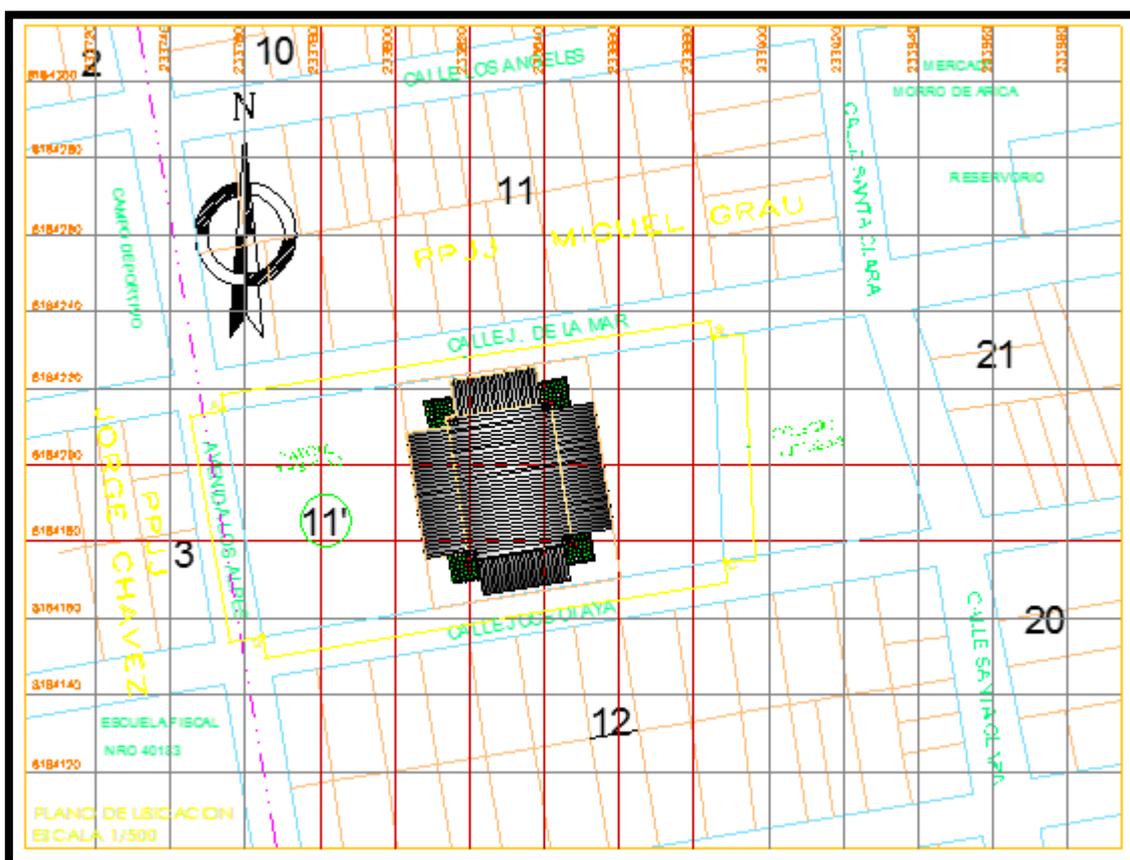


FIGURA 55: UBICACIÓN CATASTRAL DEL COLISEO

FUENTE: MUNICIPALIDAD DE PAUCARATA

B. ARQUITECTURA

DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES: El Coliseo es de forma rectangular alargada y conformado de la siguiente manera:

Parte central tenemos: Losa Multideportiva reglamentaria totalmente cubierta

Para las tribunas Norte y Sur tenemos:

Primer Nivel : oficinas, administración, boleterías

Segundo Nivel : graderías

Para las tribunas Este y Oeste tenemos:

Primer Nivel : vestuarios y SS.HH. para damas y varones

Segundo Nivel : graderías y SS.HH. para damas y varones⁷

DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN:

Nº de Ambientes

NIVEL +/-0.00

Hall de Ingreso (4)

Boleterías (4)

Vestidores, SSHH y Duchas Deportistas Damas (2)

Vestidores, SSHH y Duchas Deportistas Varones (2)

Servicios Complementarios (4)

Administración (4)

Oficinas con SS.HH. (4)

Graderías de Expectación (4)

Circulaciones Verticales (4)

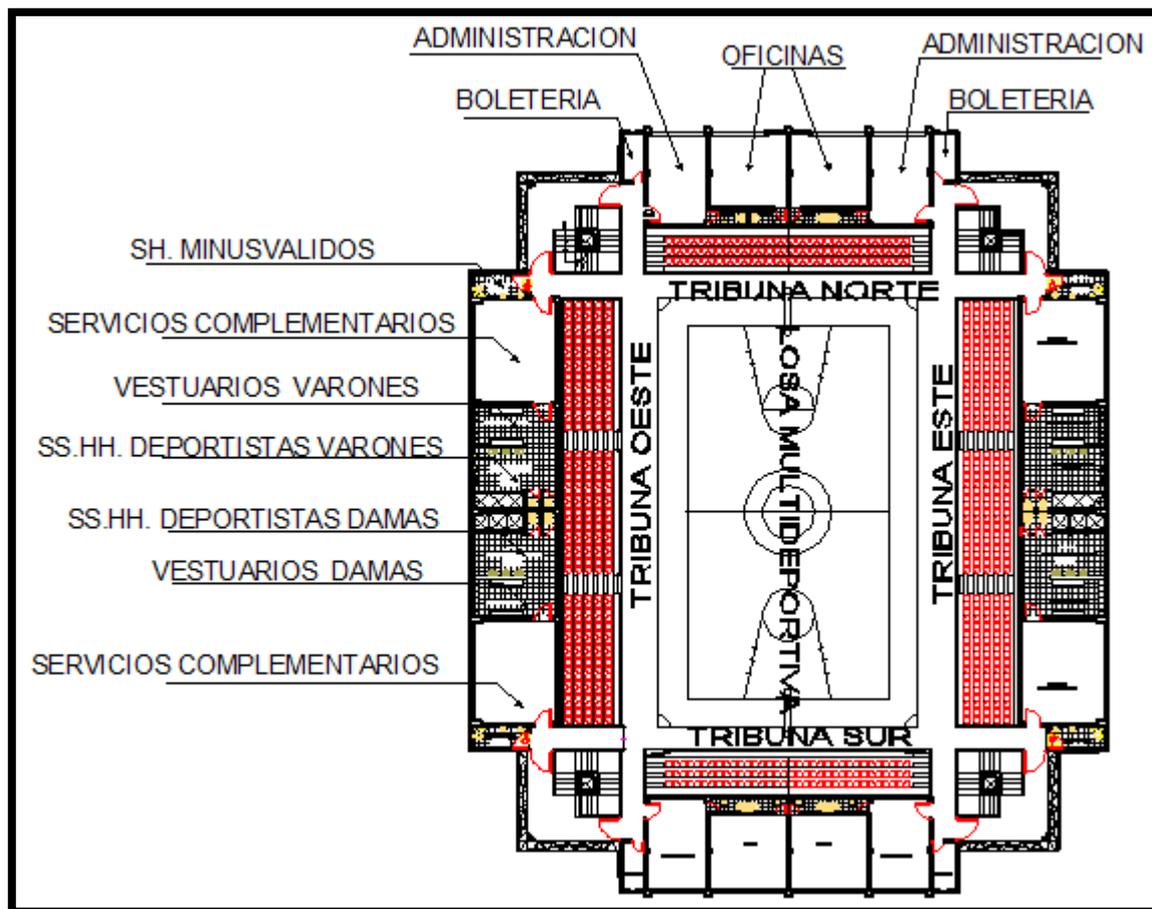


FIGURA 56: DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES NIVEL 0.00

FUENTE: MUNICIPALIDAD DE PAUCARATA

NIVEL +3.00

SSHH Varones Espectadores	(1)
SSHH Damas Espectadores	(1)
Graderías de Expectación	(4)

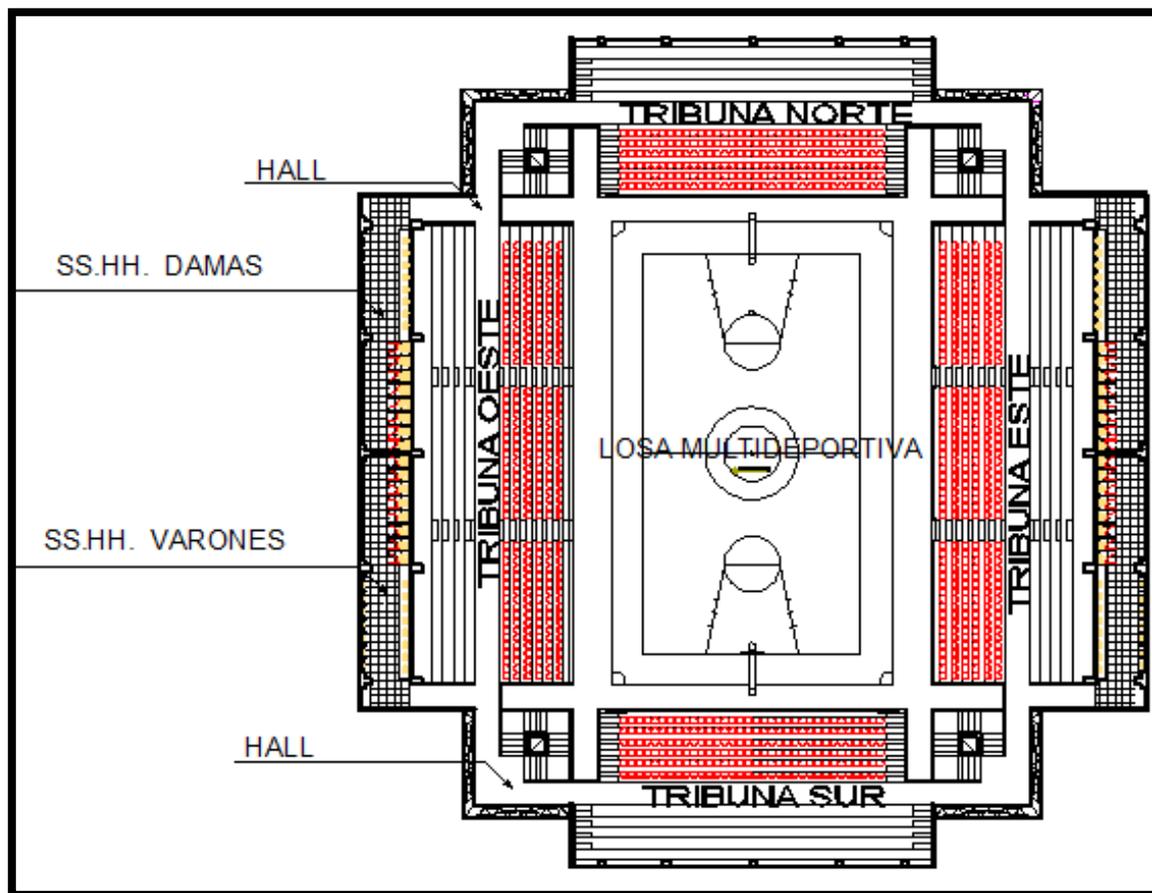


FIGURA 57: DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES NIVEL 3.00

FUENTE: MUNICIPALIDAD DE PAUCARATA

AREA TECHADA:

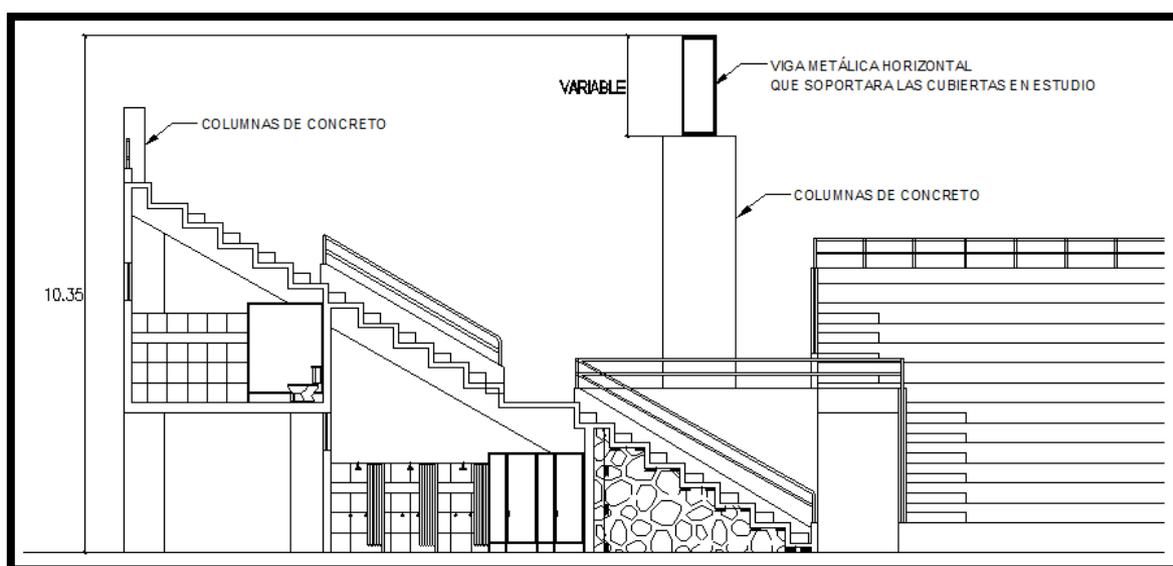
Hall de Ingreso (circulaciones verticales	:	288.00 m ²
Zona Graderías norte	:	226.26 m ²
Zona Graderías sur	:	226.26 m ²
Zona Graderías este	:	387.86m ²
Zona Graderías oeste	:	387.86 m ²
Zona central – Losa Multideportiva	:	1183.79 m ²
TOTAL	:	2700.04 m²

El Proyecto en sí, consta de varias zonas, dado que se encuentra ubicado en un terreno que tiene acceso por sus cuatro lados, haciendo de este un equipamiento dinámico y funcional.

La idea del partido arquitectónico nace del componente principal del conjunto que es la Losa Deportiva, alrededor de ella se ubican de manera racional y simétrica los servicios fundamentales y complementarios que se requiere para garantizar el funcionamiento.

C. ALTURA DEL EDIFICIO

El escenario deportivo tiene una altura de 10.35 metros tomados desde el nivel + 0.00 que corresponde al nivel de piso terminado hasta la base de la estructura metálica (apoyo), a partir de esta distancia la altura del recinto deportivo varía de acuerdo a los diferentes criterios de diseño de ambas alternativas en estudio, para el caso del sistema autoportante la altura de la cobertura sería de 5.80 m. (20% luz libre) y para el sistema portante convencional la altura del arco sería 3.87 m.



**FIGURA 58: CORTE DE LA ESTRUCTURA DEL COLISEO MUNICIPAL
MIGUEL GRAU**

FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

D. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

Se trata de un recinto deportivo de gran capacidad en la cual se pueden distinguir cimentaciones rectangulares y cuadradas que apoyan columnas, cuadradas en la parte interior del recinto deportivo y columnas en tee en todo el perímetro, estas columnas sobresalen después del último peldaño de las tribunas para soportar las vigas metálicas del techo sobre las graderías; vigas y losas (aligeradas y armadas) que conforman los pasillos, halls y los baños del segundo nivel; muros de albañilería en el perímetro y en el interior del coliseo.

A partir de esta estructura es que se planteara dos sistemas estructurales de techo metálico que serán analizados y diseñados más adelante

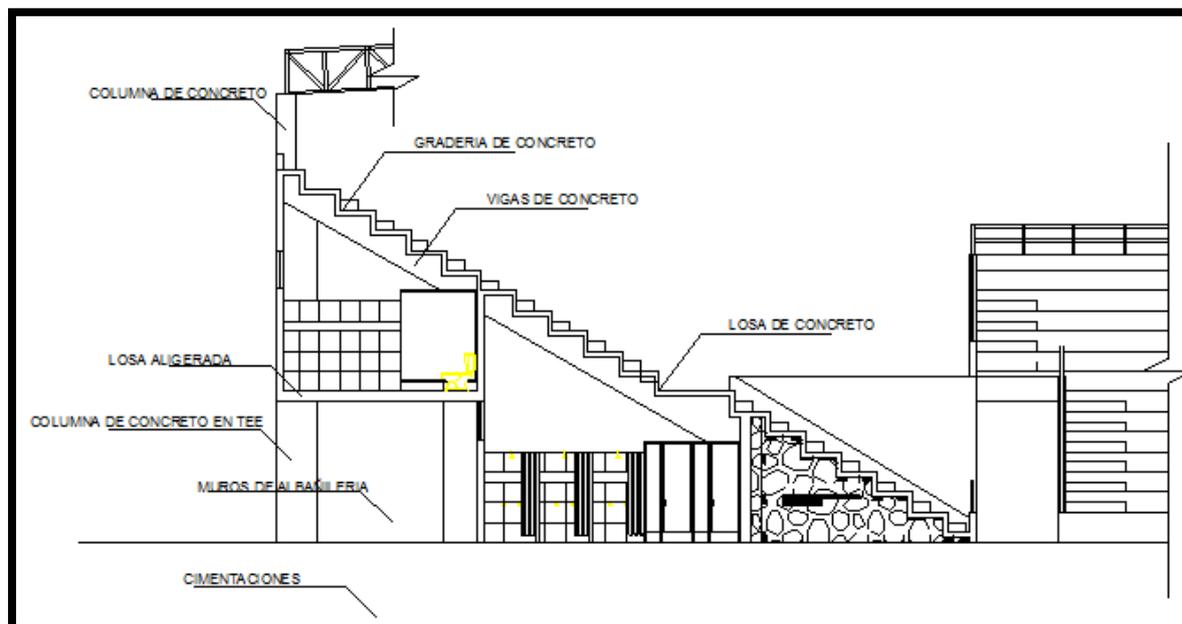


FIGURA 59: SISTEMA ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO Y MUROS DE ALBAÑILERÍA

FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

➤ **ACUSTICA E ILUMINACIÓN:**

Las estructuras de techo cuya forma es curva, mejora la acústica en el interior de la edificación.

En la parte de iluminación las estructuras que utilizan tanto el sistema portantes de celosía como el sistema de membrana autoportante, pueden ser iluminadas de forma natural con elementos translucidos a ciertos espaciamientos, sin que afecten el comportamiento estructural.



FIGURA 60: FORMA DE ILUMINACION NATURAL PARA EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

FUENTE: KINGMAX TECHO. – PERÚ



FIGURA 61: FORMA DE ILUMINACION NATURAL PARA EL SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA

FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

Para la presente investigación, se ha considerado para ambas estructuras de techo, una iluminación del tipo artificial, con la finalidad de facilitar los análisis y diseños de las estructuras estudiadas

3.2. SISTEMA PORTANTE EN ARCO DE CELOSÍA

3.2.1. TIPO DE COBERTURA A UTILIZAR

Se puede emplear gran variedad de materiales para construir cubiertas, desde fibrocemento, paneles sándwich, láminas de acero, galvanizados, plástico, etc. Estos tipos de elementos se escogen según condiciones como: ventajas, costo, medio en el que se construyen, etc., y el tipo de estructura y funcionamiento al que estarán sometidos.

Para nuestro diseño se tomara como base la forma de la estructura a cubrir, funcionabilidad y arquitectura; por lo que las cubiertas metálicas son las que mejor se acomodan a estas características, encontrando también que existen varias empresas en el mercado nacional que se encargan de fabricar este tipo de cubiertas, por lo que se decidió escoger de forma aleatoria los productos de la empresa Calaminón, a continuación se presenta el catálogo de productos:

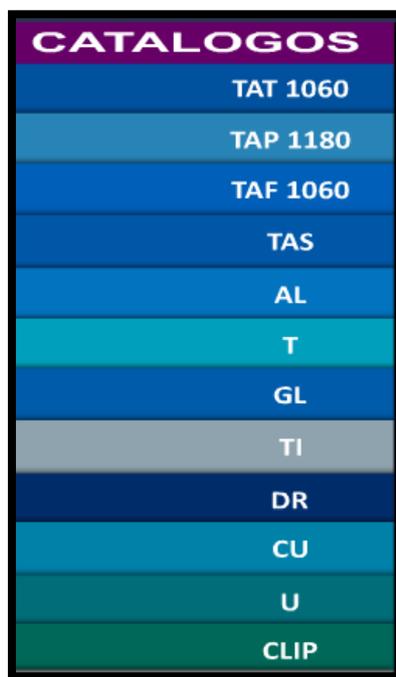


FIGURA 62: CATÁLOGO DE PRODUCTOS CALAMINON

FUENTE: CALAMINON

De este catálogo pudimos identificar que la mayoría de los productos son planchas rectas y por la forma de nuestra estructura sería desventajoso utilizar por:

- Superficie poligonal
- Mas planchas
- Múltiples traslapes múltiples apoyos intermedios
- Mayor tiempo de instalación

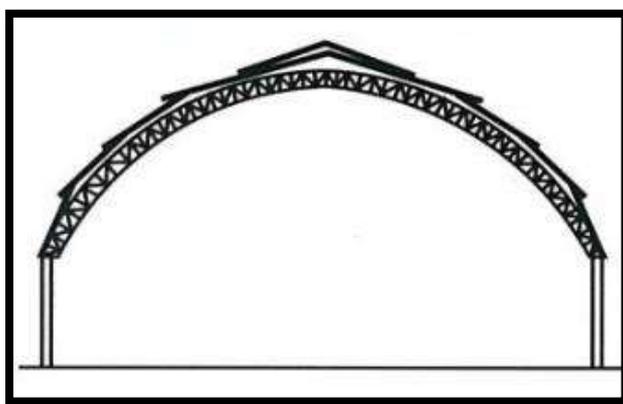


FIGURA 63: CUBIERTA CURVA CON PLANCHAS RECTAS

FUENTE: CALAMINON

Sin embargo dentro del catálogo se encuentra la cubierta CU, diseñados especialmente para cubrir grandes espacios curvos, ofrecen un alto valor estético para las coberturas parabólicas, así como un significativo ahorro en planchas, en estructuras y en instalación ya que se usan menos traslapes, siendo este el que más se acomoda a las características requeridas

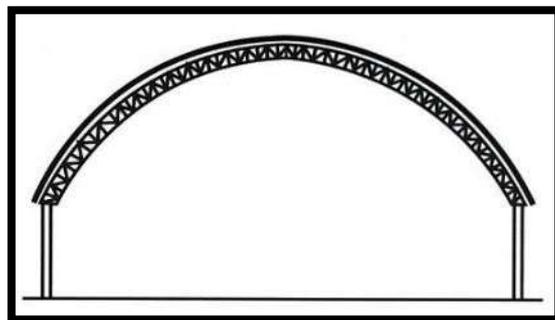


FIGURA 64: CUBIERTA CURVA CON PLANCHAS CURVAS

FUENTE: CALAMINON

Por lo tanto para el análisis y diseño de la cobertura en arco de celosía utilizamos cobertura de Calaminón CU-6 Aluzinc de espesor 0.9mm donde se obtiene la siguiente tabla del fabricante.

Espesor(mm)	Ancho Nominal	Largo Nominal	Ancho Útil	Largo Útil	Largo Emplear	a	Kg/m2
0.9	1.088	7.6	1.024	7	7		9.64
>2000msnm	3 apoyos	3 apoyos	3 apoyos	3 apoyos	3 apoyos	3 apoyos	3 apoyos
	Peso con Traslapes =		10.93	kg/m2			

TABLA 5: TABLA DEL FABRICANTE PARA CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM

3.2.2. TRANSMISIÓN DE CARGAS POR GRAVEDAD.

Las cargas gravitacionales en un sistema de techos se transmiten a los elementos de la estructura principal mediante un proceso llamado bajado de cargas; esto es la determinación de las cargas (vivas y muertas) que soportan cada uno de los elementos estructurales del sistema. El proceso, que es similar al utilizado en los sistemas de piso (losas de piso), empieza con la distribución de las cargas vivas sobre la cubierta, y ésta sumada con el peso propio se transmite a los largueros de techo en forma de carga uniformemente repartida sobre su longitud, estos a su vez transmiten esta carga más la de su propio peso a las estructuras portantes de techo (arcos) en forma de cargas puntuales en los puntos de conexión con estas para finalmente transmitir las a los elementos de apoyo.

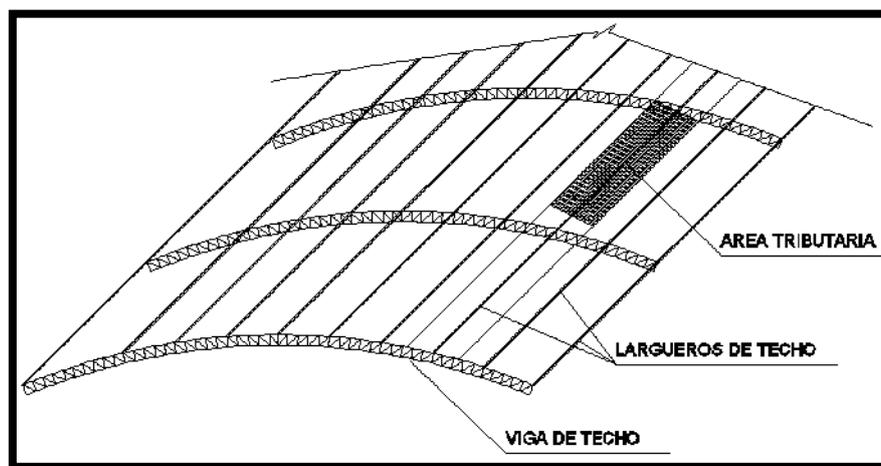


FIGURA 65: ÁREA TRIBUTARIA SOBRE LARGUEROS DE TECHO

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

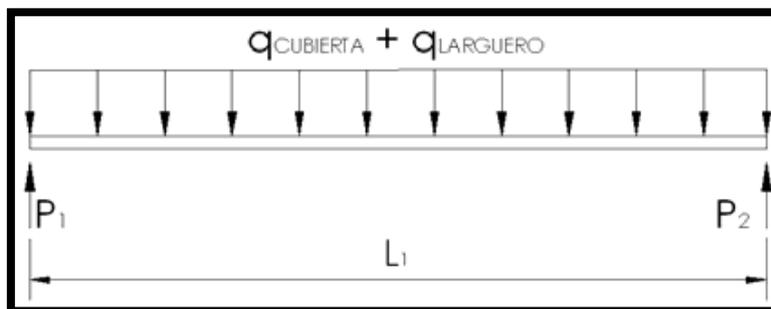


FIGURA 66: CARGAS GRAVITACIONALES SOBRE LARGUEROS

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

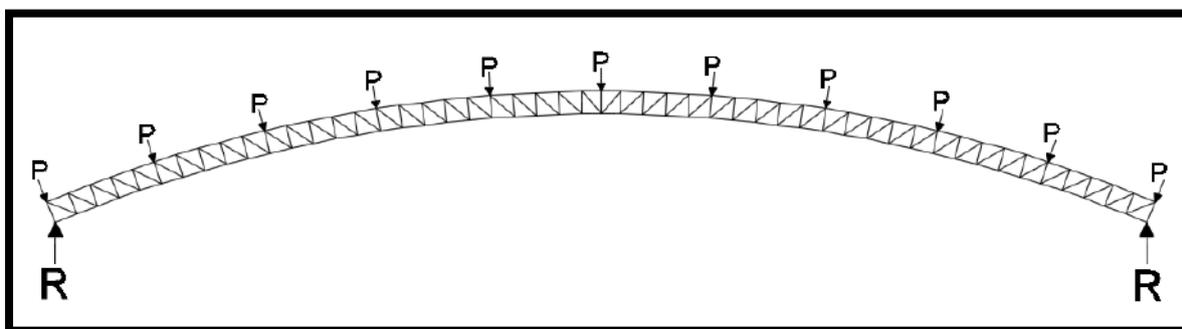


FIGURA 67: CARGAS GRAVITACIONALES SOBRE LA ESTRUCTURA

PORTANTE DE TECHO (ARCOS)

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA PLANTEADA

3.2.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

La estructura metálica que se planteará, es el del tipo conocido como “liviana”, y consiste en un cerramiento abovedado provisto por una cubierta delgada, soportada por correas, la estructura principal apoyara vigas y estas en columnas, con nudos rígidos. Siendo la viga del pórtico un arco de directriz circular, que cuenta con un tensor horizontal en sus extremos.

Un requisito de proyecto es obtener elementos lo más livianos que se pueda, dentro de los requisitos de diseño.

En las Figuras mostradas podemos observar una vista en planta esquemática de la propuesta estructural planteada. Mientras que en las otras Figuras tenemos respectivamente, vistas también esquemáticas lateral y una frontal de la estructura.

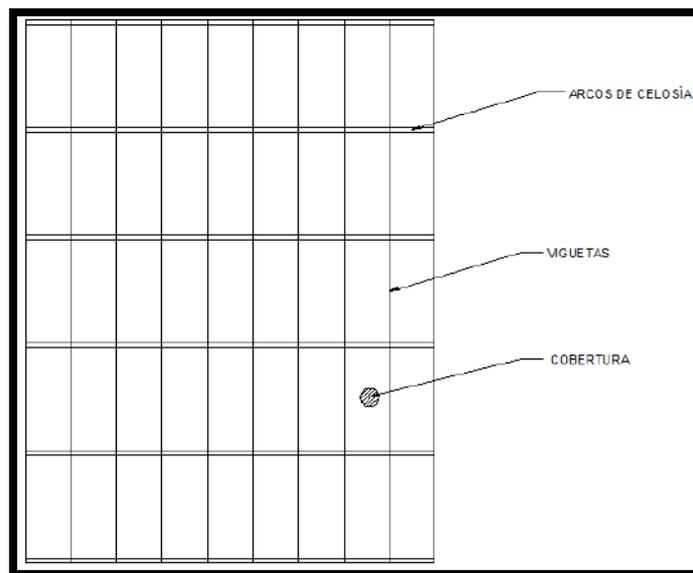


FIGURA 68: VISTA EN PLANTA ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

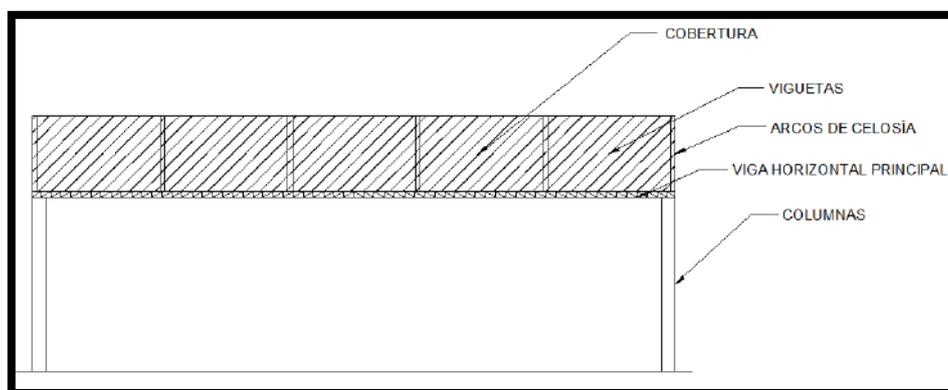


FIGURA 69: VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

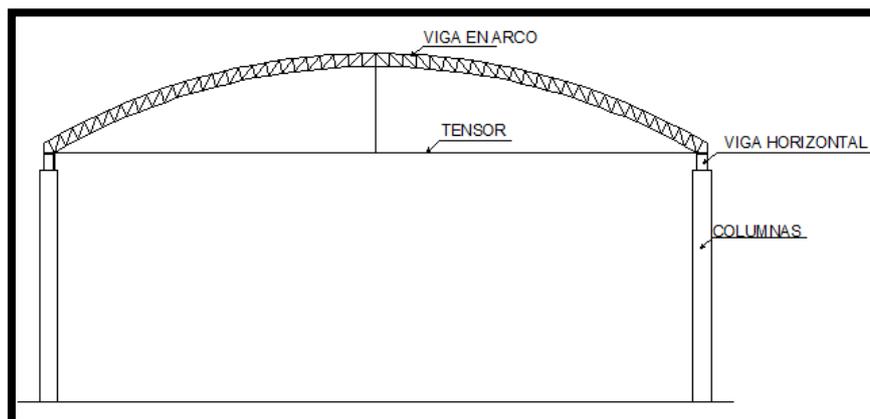


FIGURA 70: VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Para que la estructura sea estable debe ser capaz de llevar al suelo de fundación todas las fuerzas horizontales y verticales que actúan sobre ella.

Toda estructura en general, de la tipología que sea, debe cumplir con 3 requisitos fundamentales para que se considere apta o apropiada:

- Estabilidad: relacionado a que globalmente debe poder soportar todas las acciones que se ejercen en ella en todas las direcciones en que estas actúan, y además localmente ningún miembro debe presentar inestabilidad, como por ejemplo el pandeo en elementos comprimidos.
- Resistencia: debe resistir los máximos esfuerzos a los que se supone probabilísticamente que estará sometida.
- Rigidez: en ciertas condiciones, como en estado de servicio, las deflexiones y/o giros máximos no deben superar ciertos valores, para no generar malas sensaciones como flechas excesivas o vibraciones molestas en entrepisos.

Hablando sobre seguridad estructural, la estructura debe ser proyectada y construida para que:

- Con aceptable probabilidad permanezca durante toda su vida útil apta para el uso para el cual es requerida.
- Con apropiado grado de seguridad y confiabilidad resista durante su ejecución y uso, todas las acciones de actuación probable.
- No sufra daños de magnitud desproporcionada a la causa original, frente a probables impactos, explosiones, o como consecuencia de errores humanos. Tenga adecuada durabilidad compatible con el costo de mantenimiento.

3.2.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.2.4.1 TIPOLOGÍA DE VIGUETAS

Las viguetas se proponen en perfiles de acero cuya sección será tubular unidos entre sí formando un triángulo, debido a que sería la forma de esta vigueta la que más se acomoda a las curvaturas del arco en los diferentes tramos.

Los perfiles tubulares, tanto de sección circular como rectangular, tienen excelentes propiedades para soportar cargas estáticas, no solamente con respecto al pandeo, flexión biaxial y torsión, sino también en aspectos relacionados con el diseño global de elementos. Pueden ofrecer ventajas económicas en comparación con otros perfiles. En un buen diseño de estructuras mediante la utilización de perfiles tubulares se aprovecha sus propiedades específicas desde el comienzo), esta tipología puede identificarse como “liviana”, a diferencia de los perfiles del tipo pesado que encontramos en nuestro medio.

Las normas que regulan la calidad de este acero son las normas ASTM (American Society For Testing Materials) para aceros estructurales

En la figura podemos apreciar la geometría de esta vigueta

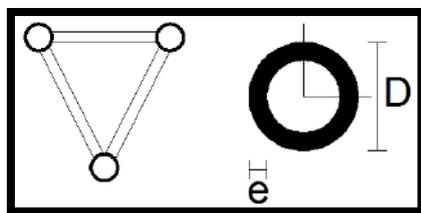


FIGURA 71: GEOMETRÍA DE ESTA VIGUETA Y SECCIÓN DE PERFIL

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.4.2 TIPOLOGÍA DE VIGAS PORTANTES EN ARCO

Las vigas para el techo principal del coliseo se proponen reticuladas, de sección rectangular, y en forma de arco con directriz circular. La forma del reticulado es del tipo de las barras armadas, con celosías formadas por diagonales, montantes y bridas, Las bridas estarán conformados por ángulos de lados iguales, Un ángulo es una barra de metal plana que se ha doblado en un ángulo de 90 grados a lo largo de su longitud, resultando en una pieza en forma de L. Normalmente los dos lados del ángulo son de igual longitud. El ángulo pesado es a menudo un elemento estructural en edificios, puentes, y así sucesivamente, mientras que el más ligero se utiliza para una variedad de soportes; las montantes y diagonales serán también de ángulos de lados iguales.

En la Figura podemos apreciar la configuración geométrica adoptada para la viga arco, como su sección transversal.

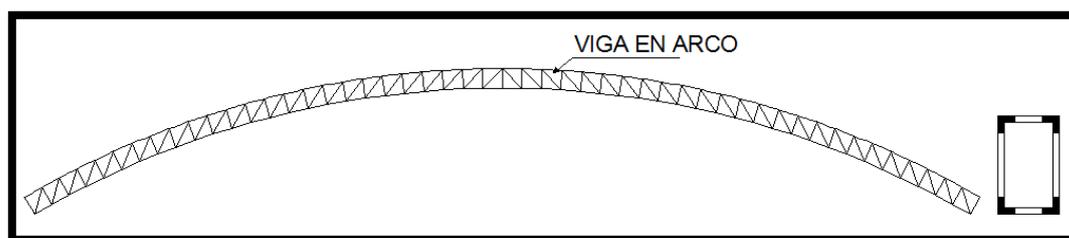


FIGURA 72: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS ARCO

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Esta tipología se adopta para buscar obtener una solución que pueda llevar elementos estructurales más livianos, ya que los elementos del tipo “reticulados” son en general menos pesados que los del tipo “alma llena”. La forma “en arco” de las vigas portantes se eligió por decisión de proyecto, esta forma es muy apta para cargas gravitatorias simétricas. Las solicitaciones son para este caso fundamentalmente compresiones. La disposición de un tensor en su base (como en el presente proyecto), permite transmitir a los elementos de apoyo (viga horizontal) solicitaciones axiales pues éste elemento toma los empujes horizontales hacia afuera. La sección rectangular se adopta por tener flexiones alrededor de un solo eje, el eje fuerte (horizontal) de la sección en cuestión, con una altura considerablemente mayor que la base, podemos decir una relación aproximada de $h = 1,5$ a $3 b$ (utilizada $h = 2 b$), para que la sección trabaje más eficientemente a flexión por incrementar notablemente su momento de inercia. Además, a diferencia de la sección triangular, la rectangular es adecuada para solicitaciones en ambos sentidos (reversibles), cuestión que es relevante para este proyecto por tener acciones de viento importantes.

Constructivamente esta forma seccional es fácil de materializar, siendo la forma más común de unión entre los montantes, diagonales y bridas la unión soldada, para la cual deben tomarse los recaudos necesarios.

3.2.4.3 TIPOLOGÍA DE TENSORES

El tensor ubicado en la base del arco, es un elemento que trabaja sólo a tracción, y colabora, como se mencionó anteriormente, cuando actúan sobre el arco cargas gravitatorias tomando los empujes horizontales hacia afuera, logrando que se transmitan desde el arco hacia los elementos de apoyo sólo esfuerzos axiales.

La tipología adoptada para el mismo es una barra de acero de sección circular, que tendrá en sus extremos un “manguito roscado” para ponerlo previamente en tensión.

Si bien es cierto en las estructuras livianas, como en este caso, la acción del viento es preponderante sobre las demás, y ante este tipo de carga el tensor (dada su enorme esbeltez) toma prácticamente nula compresión y podemos decir que directamente no trabaja, se lo plantea en el esquema estructural para alivianar la flexión, en los casos de carga donde no interviene el viento, que actuarán durante bastante tiempo en la vida útil de la estructura.

3.2.4.4 TIPOLOGÍA DE VIGAS HORIZONTALES PRINCIPALES O DE SOPORTE DE LAS VIGAS EN ARCO

Al igual que en el caso de las vigas arco, la tipología de las vigas horizontales que soportaran a los arcos se proponen reticuladas, livianas, y de sección rectangular, con su eje longitudinal recto. La forma del reticulado es del tipo de las barras armadas, con celosías formadas por bridas, diagonales y montantes. Estos elementos estarán conformados por ángulos de lados iguales.

Las uniones al igual que en el caso de las vigas arco, se realizan mediante soldadura.

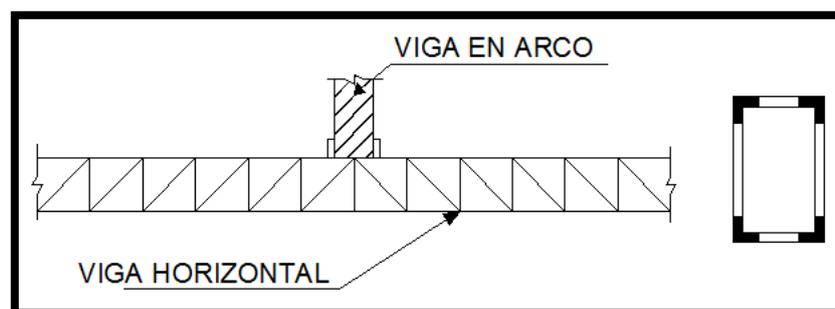


FIGURA 73: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS HORIZONTALES

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural para determinar reacciones de vínculo, solicitaciones de sección y deformaciones debe ser realizado sobre un modelo que refleje lo mejor posible el comportamiento de la estructura real.

El modelo y el método de análisis estructural deben respetar el tipo de estructura adoptado. La estructura real y las uniones entre barras, deben proyectarse para que se comporten lo más aproximadamente posible a lo supuesto.

Para el caso de este trabajo, dichas solicitaciones serán obtenidas con ayuda de un software especializado: el programa SAP 2000 versión 17., en el cuál se cargará el modelo de la estructura y las cargas que soportara, y este nos entregará los valores de esfuerzos, deformaciones, etc.

3.2.5.1 CARGAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA

Dentro del análisis se considerarán tres tipos de carga que actuarán sobre la estructura:

- D = cargas permanentes o cargas muertas
- Lr = Cargas de mantenimiento y montaje sobre techos

- W = Carga de viento

Al ser una estructura liviana, con poco peso y poca masa, los efectos sísmicos

(E) no tienen gran relevancia, ya que los mismos están asociados a la masa de la estructura, siendo para este caso despreciables. Por otro lado no se los cuantificará debido a que en las combinaciones de carga, el estado de carga sismo nunca aparece combinado con el estado de carga de viento, y éste último si es relevante para esta estructura dominando sobre el anterior, por lo que se considerará para el análisis la acción del viento y no se cuantificarán los efectos sísmicos.

Para la cuantificación de dichos estados de carga, se hará uso de los siguientes reglamentos:

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES RNE (Novena Edición – 2015):
CAPÍTULO III.2 Estructuras, específicamente en la E.090 Estructuras Metálicas

Alternativamente también se usaran para el cálculo de las fuerzas por el viento, dado que falta información en la norma peruana específicamente el tema de viento en arcos:

- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO (2004 – TOMO II – México)
- CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO – Asociación de Estados del Caribe – 2003 (el presente código modelo se basa en la sección 6 del documento Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures (ASCE²⁷ - 7 - 02, 2002)

Estas acciones se combinarán de acuerdo a las combinaciones de cargas que se especifican en el reglamento (RNE-E.090-1.4.1 Cargas, Factores de Carga y Combinación De Cargas, pág.

27 ASCE: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

550). Para obtener así las combinaciones mayores que producirán las solicitaciones seccionales últimas, como así también las combinaciones de servicio que generarán las solicitaciones y deformaciones en estado de servicio.

Cabe destacar que para el presente trabajo se tomará la hipótesis (importante) de que el estado de carga viva o de montaje no coexiste con la carga de viento, ya que se supone que el montaje de la estructura y algún mantenimiento que se realice en la misma durante su vida útil, no serán realizados si hay presente viento en la zona, esperando para efectuar tales acciones cuando no corra viento en el lugar.

3.2.6. DIMENSIONADO, VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

El proceso de diseño que presentamos a continuación de los diferentes elementos que componen la estructura, se realizó teniendo como base el proceso iterativo recomendado por el libro *Diseño Estructural en Acero* – Luis Zapata Baglietto, pág. 3:

- Planeamiento: para este proyecto lo consideraremos como análisis preliminar
- Configuración preliminar estructural: o predimensionado de los elementos
- Determinación de cargas: considerado en nuestra tesis dentro de verificaciones al igual que la selección preliminar de miembros estructurales
- Selección preliminar de los miembros estructurales
- Análisis estructural: donde se crea el modelo matemático más adecuado, este paso se encuentra denominado en nuestra investigación como diseño
- Evaluación: donde se evalúa si las condiciones de servicio cumplen con el reglamento, en este caso lo llamaremos resultados

- Rediseños: repetición de los pasos para lograr cumplir con los objetivos(iteración)
- Decisión
- Elaboración de planos de diseños y las especificaciones de trabajo

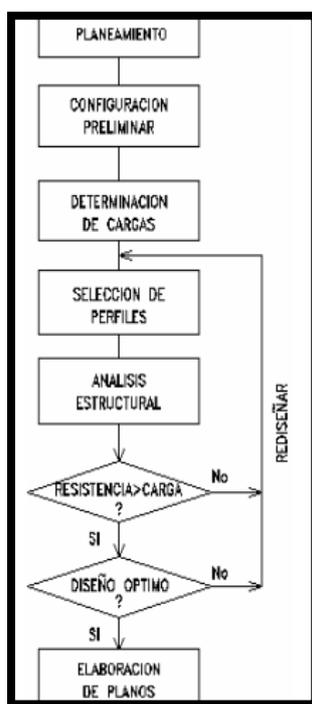


FIGURA 74: PROCESO ITERATIVO DE DISEÑO

FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 4

3.2.6.1 DISEÑO DE VIGUETAS

3.2.6.1.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una vigueta de techo, la misma se encuentra vinculada de manera isostática en la estructura, por lo que los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante las expresiones y leyes de la estática.

Se escogió como vigueta tipo para realizar su verificación la segunda vigueta desde el borde, teniendo ésta a diferencia de la vigueta perimetral, un ancho de influencia completo (la perimetral tiene la mitad del ancho de influencia)

Algunas características importantes de la vigueta tipo utilizadas para este cálculo, son:

- Luz de cálculo: 7.27 m.
- Viga de sección triangular

Una vez obtenida una sección tentativa por medio de este análisis, se harán las verificaciones pertinentes de todos los estados límites últimos para seleccionar la sección definitiva mediante un proceso reiterativo de prueba y error, pudiendo agregar además en cada paso nuevas particularidades o características en el proceso para optimizar el diseño final.

La ubicación de la correa tipo analizada se muestra a continuación.

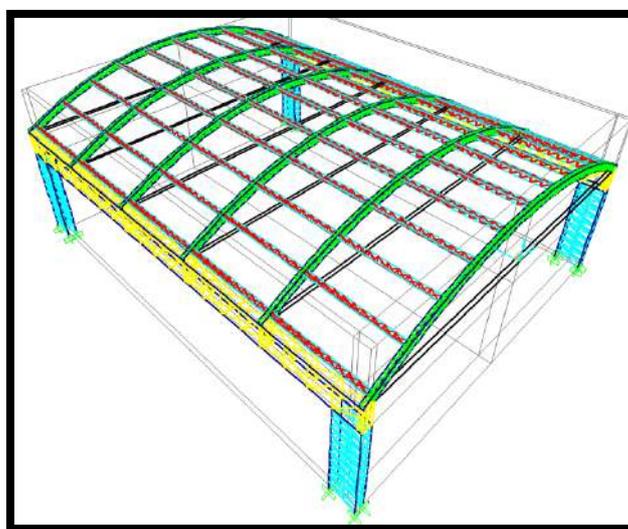


FIGURA 75: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA VIGUETA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V17

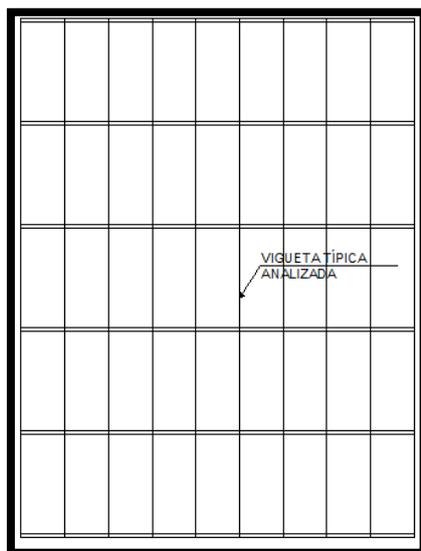


FIGURA 76: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGUETA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.1.2 PRE-DIMENSIONADO

Las vigas se dimensionan generalmente con un peralte del orden de 1/20 a 1/23 de la luz libre. El ancho es menos importante que el peralte pudiendo ser hasta despreciable por lo que puede considerarse de igual dimensión que el peralte.

Se tomara una vigueta de forma triangular espacial, ya que es la que se acomoda mejor a la forma parabólica de la estructura:

$$h = \frac{l}{20}$$
$$h = \frac{7.27}{20} \Rightarrow h = 0.36 \text{ m.}$$

ECUACION 13: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGUETA DE CELOSÍA

Se tomara el ancho de vigueta igual que la dimensión del peralte y se utilizara la configuración conocida y recomendada a través de la experiencia

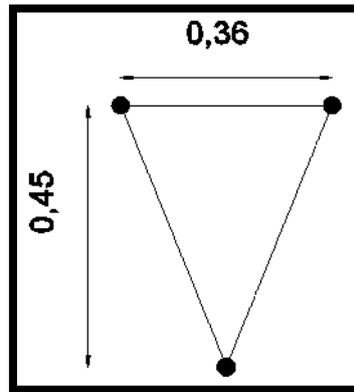


FIGURA 77: VISTA FRONTAL DE VIGUETA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Como primer tanteo, pero según la experiencia de ingenieros consultados, se indica que si se desea reducir los esfuerzos internos en las barras el peralte debe ser ligeramente mayor que el ancho, tomando como relación

$$h = \frac{7.27}{16} \Rightarrow h = 0.45 \text{ m.}$$

ECUACION 14: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE

ELEMENTOS DE VIGUETA DE CELOSÍA:

$$s = \frac{l}{10}$$

$$s = \frac{7.27}{10} \Rightarrow s = 0.73 \text{ m.}$$

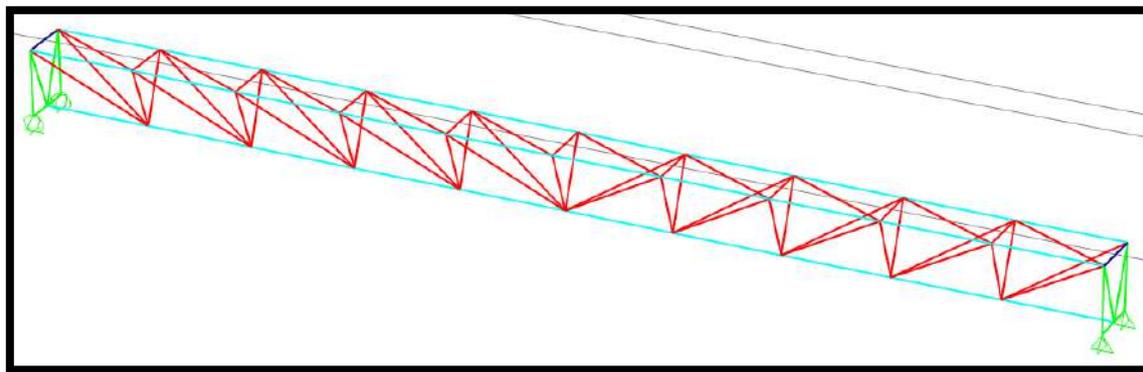


FIGURA 78: VISTA EN 3D DE VIGUETA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.1.3 VERIFICACIONES

Se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viguetas, el cual deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas:

- Esbeltez
- Área mínima
- Resistencia máxima

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

- deformaciones

Se realiza el análisis de carga, con los valores ya determinados en análisis anteriores para sobrecarga de mantenimiento, y para cargas permanentes utilizamos el peso propio del perfil que estemos verificando y el peso propio de las planchas de cubierta de la tipología propuesta por decisión de proyecto que se usarán.

El procedimiento típico consiste en elegir una sección y realizar la verificación de flexión, ya que este es el estado que suele mandar en el dimensionado, una vez que se compruebe que el perfil escogido satisface los requerimientos de flexión se verifican los estados límites últimos y de servicio restantes.

Para poder considerar el metrado de las viguetas es que se consideró la fabricación de estas con tubo circular Lac Astm 500 – grado b de Aceros Arequipa, debido a que los perfiles tubulares poseen menor peso y mayor inercia, propiedades favorables para la estructura



FIGURA 79: PERFILES TUBULARES LAC ASTM 500

FUENTE: ACEROS AREQUIPA

- ASTM A500 es una especificación estándar publicado por la ASTM para tubería estructural en frío soldado y sin costura de acero al carbono en formas redondas, cuadradas, rectangulares
- DENSIDAD: Al igual que otros aceros al carbono, aceros A500 y A501 tienen una gravedad específica de aproximadamente 7,85 ton/m³.
- PROPIEDADES SEGÚN LA NORMA AMERICANA:

Norma Americana						
Norma ASTM A 500 Grado del Acero	Propiedades Mecánicas (mínimas)					
	Límite de Fluencia Mpa (Kg/cm ²)	Límite de Fluencia psi	Resistencia a la Tracción Mpa (Kg/cm ²)	Resistencia a la Tracción psi	% Elong	
Circular	A	228 (2.320)	33,000	310 (3.170)	45,000	25
	B	290 (2.955)	42,000	400 (4.080)	58,000	23
	C	317 (3.230)	46,000	427 (4.360)	62,000	21(*)
Cuadrado y rectangular	A	269 (2.740)	39,000	310 (3.170)	45,000	25
	B	317 (3.230)	46,000	400 (4.080)	58,000	23
	C	345 (3.515)	50,000	427 (4.360)	62,000	21(*)

FIGURA 80: PROPIEDADES MECÁNICAS ACERO ASTM A 500

FUENTE: UNICON, C.A.

Estas propiedades son las mismas que utiliza el fabricante (Aceros Arequipa):

NORMAS TÉCNICAS DE FABRICACIÓN:		Acabado de extremos: Refrentado (plano), limpio de rebordes.	
Las dimensiones, pesos y espesores se fabrican según la Norma ASTM A500.		Recubrimiento : Negro Galvanizado (mínimo 120 gr / m ²)	
DESCRIPCIÓN:		USOS:	
Tubo fabricado con acero al carbono laminado en caliente (LAC), utilizando el sistema de soldadura por resistencia eléctrica por inducción de alta frecuencia longitudinal (ERW).		Estructuras livianas y pesadas diversas, tijerales, postes, cercos perimétricos, carrocerías, etc.	
Las secciones de fabricación son redondas, cuadradas y rectangulares.		PROPIEDADES MECÁNICAS:	
PRESENTACIÓN:		Redondo:	
Longitud		Resistencia a la Tracción (Mpa)	Grado A Grado B
Redondos	: 6.40 y 6 m.	Límite de Fluencia (Mpa)	310 400
Cuadrados	: 6 m.		230 290
Rectangulares	: 6 m.	Cuadrado y Rectangular:	
Otras longitudes a pedido.		Resistencia a la Tracción mín. (Mpa)	Grado A Grado B
		Límite de Fluencia mín. (Mpa)	310 400
			270 315

FIGURA 81: PROPIEDADES MECÁNICAS ACERO ASTM A 500 SEGÚN ACEROS

AREQUIPA

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

DESIGNACIONES Y PESOS NOMINALES en Kg/m									
Designación Nominal pulgadas	Dimensión exterior (mm)	Espesores (mm)							
		1.5	1.8	2	2.5	3	4	4.5	6
REDONDO DIAM. NOMINAL	1/2	21.3	0.866	0.952	1.159				
	3/4	26.7	1.105	1.218	1.492				
	1	33.4	1.403	1.549	1.905	2.249			
	1 1/4	42.2	1.793	1.983	2.448	2.900			
	1 1/2	48.3	2.064	2.284	2.824	3.351			
	2	60.3	2.597	2.876	3.564	4.239			
	2 1/2	73.0		3.502	4.347	5.179			
	3	88.9		4.285	5.327	6.355			
	4	114.3		5.539	6.892	8.234			
	CUADRADO L.E.	25x25	1.061		1.460				
30x30		1.300		1.700					
40x40		1.770		2.244		3.320			
50x50		2.250		3.122	3.872	4.316			
2		50.8		3.122	3.872	4.316			
75x75				4.500	5.560	6.810			
4		101.6				9.174	12.133	13.594	
100x100				6.165	7.675	9.174	12.133	13.594	16.980
125x125						11.310	14.870	16.620	21.690
150x150						13.670		20.800	27.386
RECTANGULAR L.E.	20x40	1.354		1.700					
	25x50	1.650		2.261					
	40x60	2.260		3.033	3.600	4.250			
	40x80	2.710		3.660	4.390	5.190			
	50x75					5.423			
	50x100			4.500	5.560	6.600	8.590		
	50x150			6.165	7.676	9.174	11.730		
	100x150					10.850		16.600	21.700
	100x200					13.670	18.010	20.150	26.400
	150x200						21.150	23.680	31.100

Negro y Galvanizado

FIGURA 82: DIMENSIONES, PESOS Y ESPEORES DE PERFILES TUBULARES – ACEROS AREQUIPA

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

Se realizaron varias iteraciones, cumpliendo las pruebas correspondientes para definir el tipo de perfil tubular a utilizar, resolviendo que colocando tubos circulares de 1 1/2” x 2.00 mm para bridas superiores e inferiores y tubos circulares de 3/4” x 2.00 mm. Para diagonales y montantes se adecuan mejor los esfuerzos actuantes, que en el proceso del diseño pasaremos a demostrar.

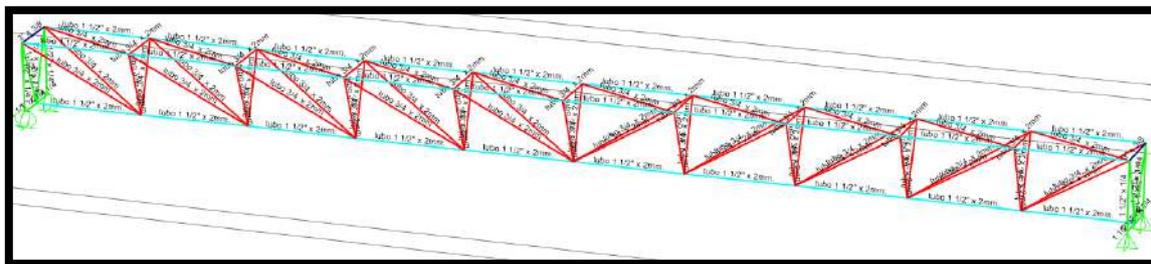


FIGURA 83: VISTA TOTAL DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

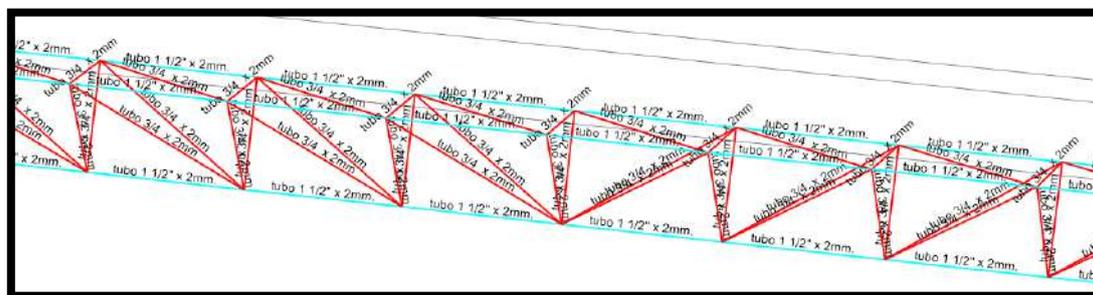


FIGURA 84: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
tubo 3/4 x 2mm	Frame	57	37.63918	0.0458
tubo 1 1/2" x 2mm.	Frame	30	21.81	0.0498

FIGURA 85: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 0.0956 ton para la vigueta

Para poder realizar el análisis y diseño la AISC-ASD-L3.1 establece: “Vigas y Trabes que soporten pisos o techos serán dimensionadas con la consideración debida a las deflexiones producidas por las consideraciones de diseño”. Adicionalmente indica que la deflexión máxima por cargas vivas de servicio se limita a $L/360$.

$$\Delta_{\max} = L/360$$

$$\Delta_{\max} = 7.27/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.02019 \text{ m.}$$

ECUACION 15: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGUETA

- Cargas que actúan en la vigueta

- Cubierta: $10.93 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m}$. (área tributaria)

$$\text{Total} = 0.03279 \text{ ton/m}$$

Distancia tributaria de tubos 0.73

$$\Rightarrow 0.03279 \text{ ton/m} \times 0.73 \text{ m} = 0.024 \text{ ton} \quad \Rightarrow 0.012 \text{ ton}$$

(en los nudos centrales de la vigueta)

Distancia tributaria de tubos 0.365

$$\Rightarrow 0.03279 \text{ ton/m} \times 0.365 \text{ m} = 0.012 \text{ ton} \quad \Rightarrow 0.006 \text{ ton}$$

(en los nudos de los extremos de la vigueta)

- Carga viva: 50.00 kg/m² x 3 m. (área tributaria)

Total = 0.15 ton/m

Distancia tributaria de tubos 0.73

=> 0.15 ton/m x 0.73 m = 0.1095 ton =>

0.05475 ton (en los nudos centrales de la vigueta)

Distancia tributaria de tubos 0.365

=> 0.15 ton/m x 0.365 m = 0.05475 ton => 0.02738

ton (en los nudos de los extremos de la vigueta)

- Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17

- Cargas de viento:

De acuerdo a lo visto anteriormente (cargas de diseño) se realizara el metrado de cargas de viento según el código modelo de construcción para cargas de viento (asociación de estados del caribe)

Condiciones	Razón de elevación a la luz, r	C_p		
		Cuarto de Barlovento	Mitad Centro	Cuarto de Sotavento
Techo sobre estructura elevada	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Techo que arranca desde el nivel del terreno	$0 < r \leq 0.6$	1.4r	$-0.7 - r$	-0.5

*Cuando la razón de elevación a la luz es $0.2 \leq r \leq 0.3$, coeficientes alternos dados por $6r - 2.1$ serán también utilizados para el cuarto de barlovento.

Donde $r = f/L$

f = altura libre del arco

L = longitud libre entre apoyos

$$r = 3.96/28.94$$

$$r = 0.137$$

Encontrándose el valor de r entre 0 y 0.2 se tomaran los valores correspondientes.

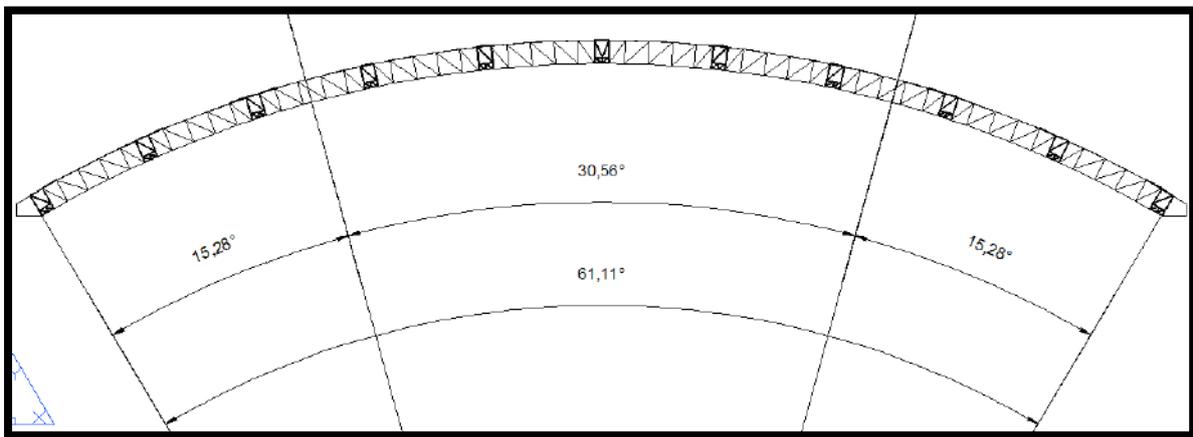
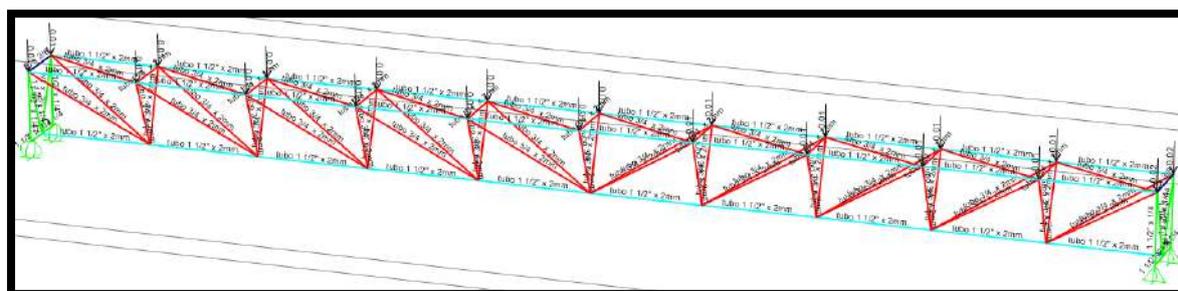


FIGURA 86: TRAMOS DEL ARCO SEGÚN EL CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO

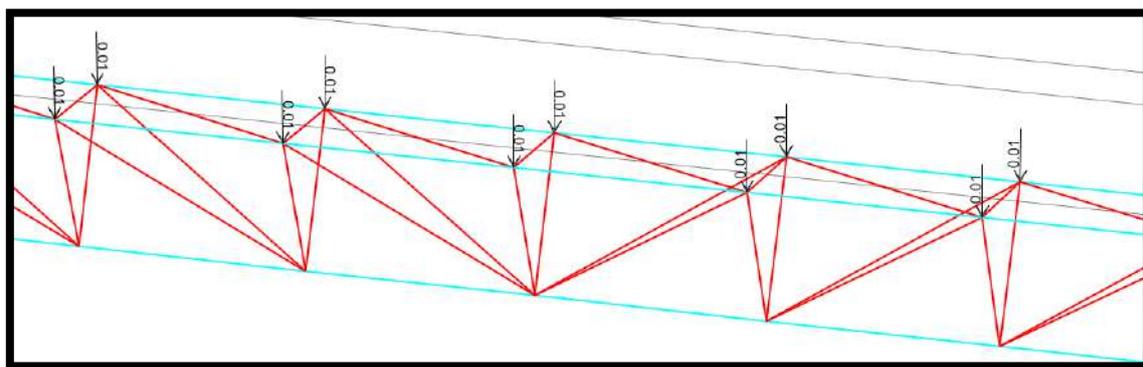
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

	NUDO	h	v (km/h)	Vh (km/h)	Vh ²	Cr	Cp	Ph (kgf/m ²)	A (m ²)	F (kgf)	F (tonf) en los nudos de la estructura
vigueta 1	1 esq	10.87	85.00	86.57	7495.12	1.00	-0.90	-33.728	0.06552	-2.210	-0.0022
	1	10.87	85.00	86.57	7495.12	1.00	-0.90	-33.728	0.13086	-4.414	-0.0044
	2 esq	11.05	85.00	86.89	7549.48	1.00	-0.90	-33.973	0.55692	-18.920	-0.0189
	2	11.05	85.00	86.89	7549.48	1.00	-0.90	-33.973	1.11231	-37.788	-0.0378
vigueta 2	3 esq	12.28	85.00	88.93	7908.34	1.00	-0.90	-35.588	0.55692	-19.819	-0.0198
	3	12.28	85.00	88.93	7908.34	1.00	-0.90	-35.588	1.11231	-39.584	-0.0396
	4 esq	12.43	85.00	89.17	7950.70	1.00	-0.90	-35.778	0.55692	-19.926	-0.0199
	4	12.43	85.00	89.17	7950.70	1.00	-0.90	-35.778	1.11231	-39.796	-0.0398
vigueta 3	5 esq	13.40	85.00	90.65	8217.96	1.00	-0.90	-36.981	0.55692	-20.595	-0.0206
	5	13.40	85.00	90.65	8217.96	1.00	-0.90	-36.981	1.11231	-41.134	-0.0411
	6 esq	13.52	85.00	90.83	8250.26	1.00	-0.90	-37.126	0.55692	-20.676	-0.0207
	6	13.52	85.00	90.83	8250.26	1.00	-0.90	-37.126	1.11231	-41.296	-0.0413
vigueta 4	7 esq	14.22	85.00	91.85	8435.56	1.00	-0.837	-35.296	0.55692	-19.657	-0.0197
	7	14.22	85.00	91.85	8435.56	1.00	-0.837	-35.296	1.11231	-39.260	-0.0393
	8 esq	14.30	85.00	91.96	8456.40	1.00	-0.837	-35.383	0.55692	-19.706	-0.0197
	8	14.30	85.00	91.96	8456.40	1.00	-0.837	-35.383	1.11231	-39.357	-0.0394
vigueta 5	9 esq	14.72	85.00	92.55	8564.80	1.00	-0.837	-35.837	0.55692	-19.958	-0.0200
	9	14.72	85.00	92.55	8564.80	1.00	-0.837	-35.837	1.11231	-39.861	-0.0399
	10 esq	14.76	85.00	92.60	8575.03	1.00	-0.837	-35.879	0.55692	-19.982	-0.0200
	10	14.76	85.00	92.60	8575.03	1.00	-0.837	-35.879	1.11231	-39.909	-0.0399
vigueta 6	11 esq	14.90	85.00	92.79	8610.73	1.00	-0.837	-36.029	0.55692	-20.065	-0.0201
	11	14.90	85.00	92.79	8610.73	1.00	-0.837	-36.029	1.11231	-40.075	-0.0401
	12 esq	14.90	85.00	92.79	8610.73	1.00	-0.837	-36.029	0.55692	-20.065	-0.0201
	12	14.90	85.00	92.79	8610.73	1.00	-0.837	-36.029	1.11231	-40.075	-0.0401
vigueta 7	13 esq	14.76	85.00	92.60	8575.03	1.00	-0.837	-35.879	0.55692	-19.982	-0.0200
	13	14.76	85.00	92.60	8575.03	1.00	-0.837	-35.879	1.11231	-39.909	-0.0399
	14 esq	14.72	85.00	92.55	8564.80	1.00	-0.837	-35.837	0.55692	-19.958	-0.0200
	14	14.72	85.00	92.55	8564.80	1.00	-0.837	-35.837	1.11231	-39.861	-0.0400
vigueta 8	15 esq	14.30	85.00	91.96	8456.40	1.00	-0.837	-35.383	0.55692	-19.706	-0.0200
	15	14.30	85.00	91.96	8456.40	1.00	-0.837	-35.383	1.11231	-39.357	-0.0399
	16 esq	14.22	85.00	91.85	8435.56	1.00	-0.837	-35.296	0.55692	-19.657	-0.0200
	16	14.22	85.00	91.85	8435.56	1.00	-0.837	-35.296	1.11231	-39.260	-0.0399
vigueta 9	17 esq	13.52	85.00	90.83	8250.26	1.00	-0.50	-20.626	0.55692	-11.487	-0.0111
	17	13.52	85.00	90.83	8250.26	1.00	-0.50	-20.626	1.11231	-22.942	-0.0230
	18 esq	13.40	85.00	90.65	8217.96	1.00	-0.50	-20.545	0.55692	-11.442	-0.0111
	18	13.40	85.00	90.65	8217.96	1.00	-0.50	-20.545	1.11231	-22.852	-0.0230
vigueta 10	19 esq	12.43	85.00	89.17	7950.70	1.00	-0.50	-19.877	0.55692	-11.070	-0.0111
	19	12.43	85.00	89.17	7950.70	1.00	-0.50	-19.877	1.11231	-22.109	-0.0220
	20 esq	12.28	85.00	88.93	7908.34	1.00	-0.50	-19.771	0.55692	-11.011	-0.0111
	20	12.28	85.00	88.93	7908.34	1.00	-0.50	-19.771	1.11231	-21.991	-0.0220
vigueta 11	21 esq	11.05	85.00	86.89	7549.48	1.00	-0.50	-18.874	0.55692	-10.511	-0.0111
	21	11.05	85.00	86.89	7549.48	1.00	-0.50	-18.874	1.11231	-20.993	-0.0210
	22 esq	10.87	85.00	86.57	7495.12	1.00	-0.50	-18.738	0.06552	-1.228	-0.0010
	22	10.87	85.00	86.57	7495.12	1.00	-0.50	-18.738	0.13086	-2.452	-0.0020



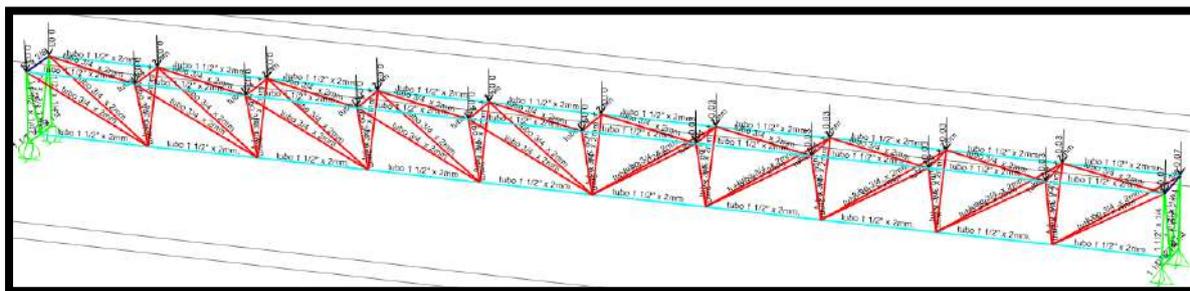
**FIGURA 87: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA MUERTA POR LA CUBIERTA
SOBRE LA VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17



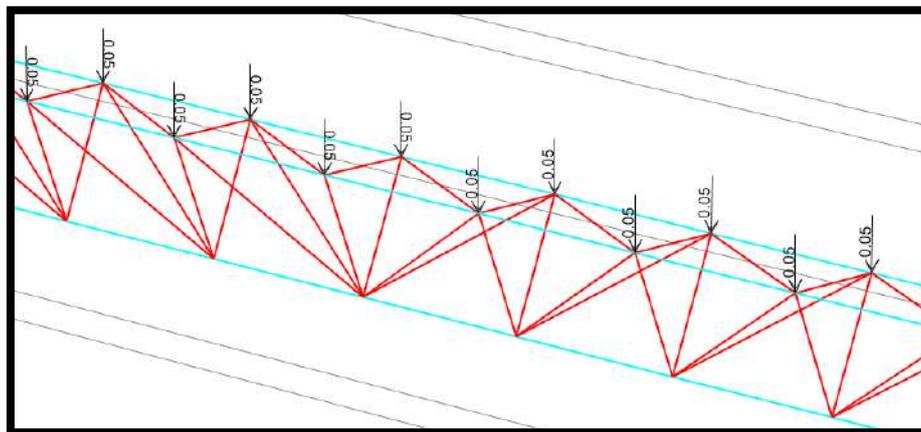
**FIGURA 88: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA MUERTA POR LA CUBIERTA
SOBRE LA VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17



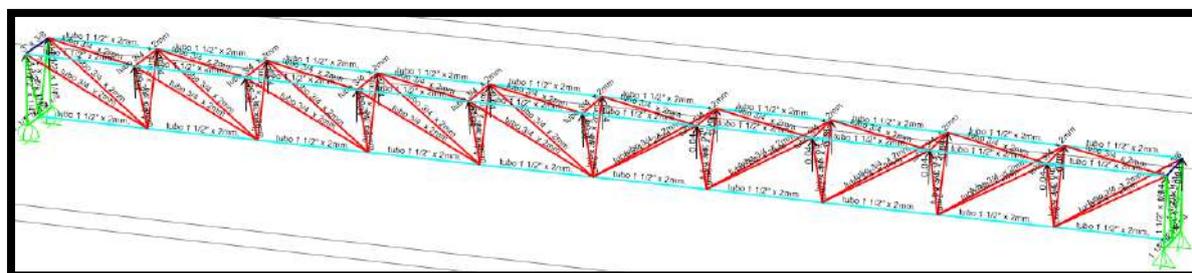
**FIGURA 89: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA
SEGÚN EL REGLAMENTO SOBRE LA VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17



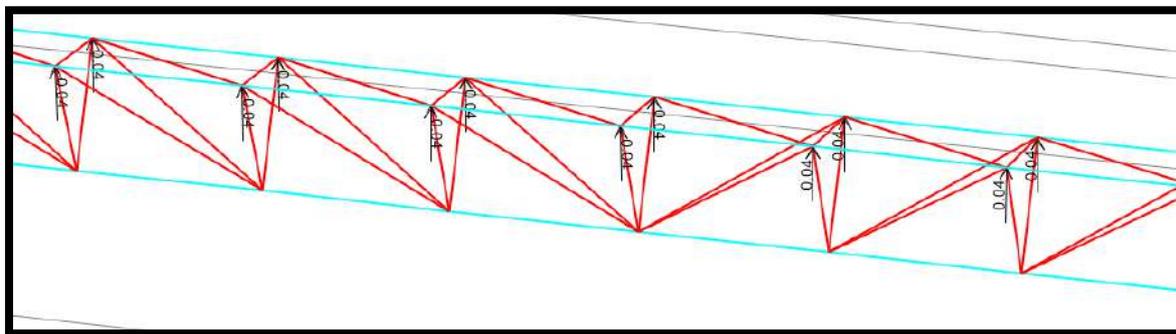
**FIGURA 90: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA SEGÚN EL REGLAMENTO
SOBRE LA VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17



**FIGURA 91: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA DE VIENTO
SOBRE LA VIGUETA**

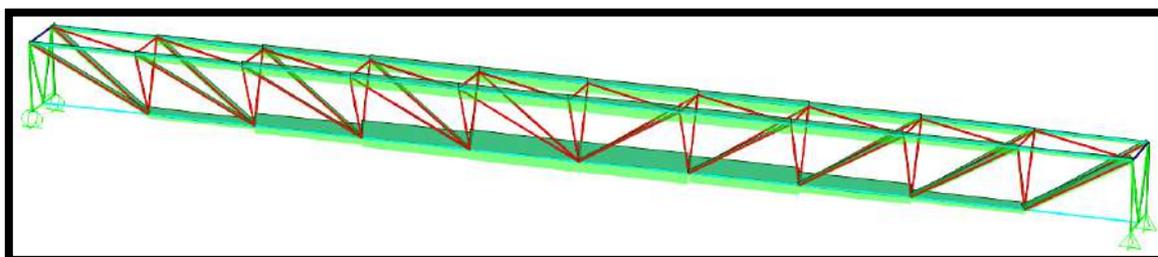
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17



**FIGURA 92: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA DE VIENTO
SOBRE LA VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y carga de viento obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión (envolvente) en cada barra:



**FIGURA 93: DIAGRAMA DE ESFUERZOS INTERNOS EN LAS BARRAS DE LA
VIGUETA**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Encontrándose los mayores esfuerzos de tracción y compresión en la parte central de la vigueta:

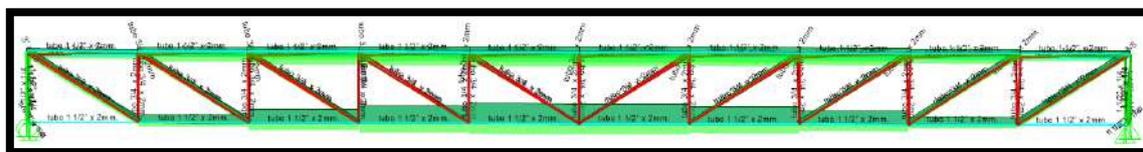


FIGURA 94: DIAGRAMA DE ESFUERZOS INTERNOS EN LAS BARRAS DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión última:

$$T_u = 2.59 \text{ tonf.}$$

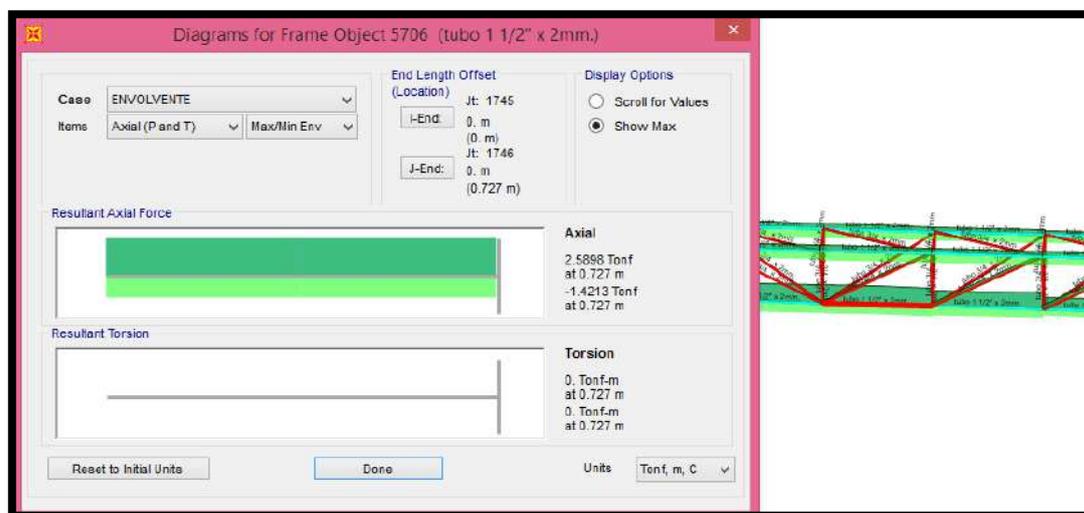


FIGURA 95: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 1.35 \text{ tonf.}$

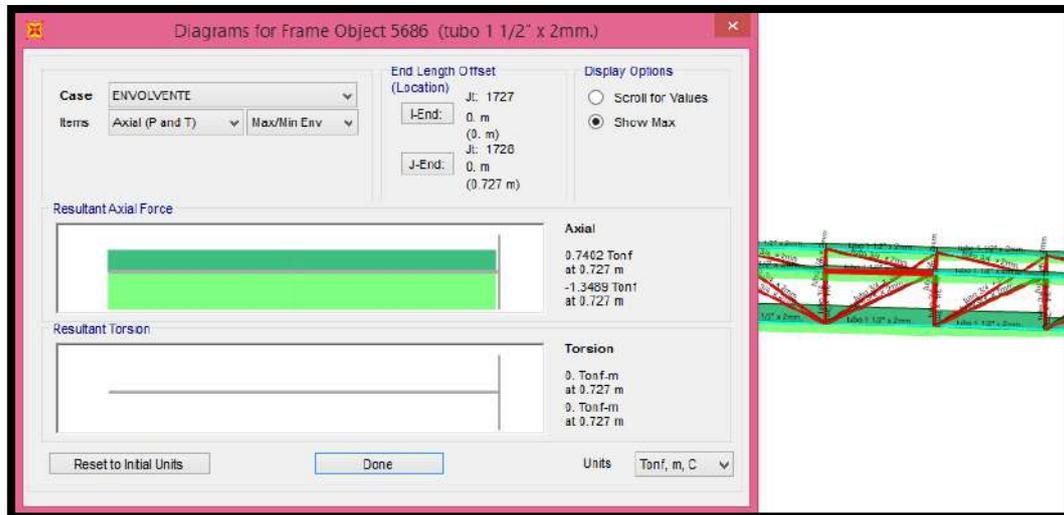


FIGURA 96: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta = 0.0051 \text{ m.}$$

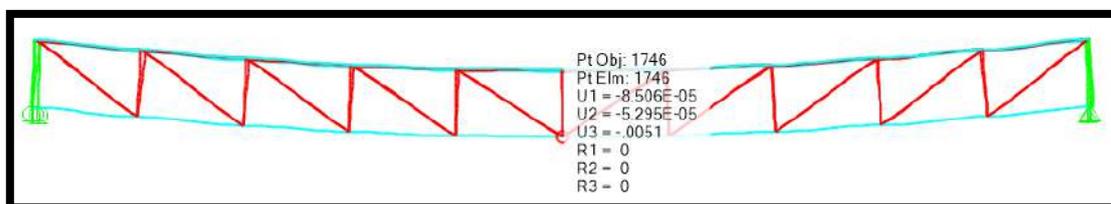


FIGURA 97: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGUETA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.1.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la vigueta

A) DISEÑO DE BRIDAS

A continuación se muestran las longitudes de pandeo de las bridas superior e inferior de las viguetas.

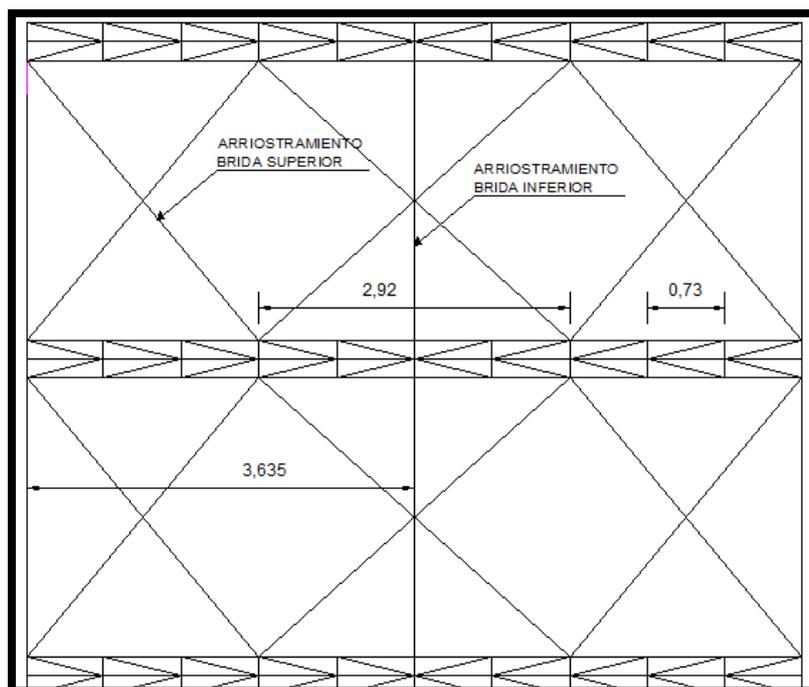


FIGURA 98: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR E INFERIOR.

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

- *POR TRACCIÓN:*

DISEÑO POR TRACCIÓN:

$$PU \leq \Phi \times F_y \times A_s$$

$$A_g \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times F_y}$$

$$A_g \text{ min} = 0.962587 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/300 \quad L_x = 73 \text{ cm}$$

$$R_y = L_y/300 \quad L_y = 363.5 \text{ cm}$$

$$R_x = 0.2433333 \text{ cm}$$

$$R_y = 1.2116667 \text{ cm}$$

con 1 arriostre

$KL/r < 300$

$$X = 44.553524$$

$$Y = 221.85213$$

BRIDA INFERIOR

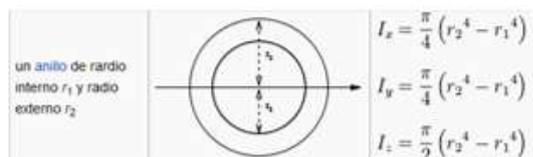
$$TU = 2.56 \text{ ton}$$

$$TU = 2560 \text{ kgf}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$F_y = 2955 \text{ kgf/cm}^2$$

TUBO CIRCULAR DE 1 1/2 " x 2 mm.



DATOS DEL PERFIL

$$r_2 = 0.02415 \quad tw = 2 \text{ mm.}$$

$$r_1 = 0.02215$$

$$I = 7.81E-08$$

$$A = 0.000291 \text{ m}^2 \quad A = 2.909 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 0.016385 \text{ m}$$

$$r_y = 0.016385 \text{ m}$$

$$r_x = 1.638479 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.638479 \text{ cm}$$

• **POR COMPRESIÓN:**

DISEÑO POR COMPRESIÓN:

$$L_x = 73$$

$$L_y = 292 \quad \text{(CON 2 ARRIOST)} \quad K = 1$$

$$\lambda = KL/r \quad (\sqrt{F_y} / \pi \cdot 2 \cdot E)$$

$$\lambda_x = 0.5319873$$

$$\lambda_y = 2.1279493$$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877 / \lambda^2) F_y$$

$$F_{cr \text{ xx}} = 1893.0167 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr \text{ yy}} = 572.31422 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g \cdot \Phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

$$\text{xx} \quad 4680.95 \geq 1350$$

$$\text{yy} \quad 1415.19 \geq 1350$$

BRIDA SUPERIOR

$$PU = 1.35 \text{ ton}$$

$$PU = 1350 \text{ kgf}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$F_y = 2955 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kgf/cm}^2$$

TUBO CIRCULAR DE 1 1/2 " x 2 mm.

$$KL_x/r_x < 200 \quad 44.553524 \text{ ok}$$

$$KL_y/r_y < 200 \quad 178.21409 \text{ ok}$$



DATOS DEL PERFIL

$$r_2 = 0.02415 \quad tw = 2 \text{ mm.}$$

$$r_1 = 0.02215$$

$$I = 7.81E-08$$

$$A = 0.000291 \text{ m}^2 \quad A = 2.909 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 0.016385 \text{ m}$$

$$r_y = 0.016385 \text{ m}$$

$$r_x = 1.638479 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.638479 \text{ cm}$$

B) DISEÑO DE DIAGONALES Y MONTANTES.

En la figura que se muestra a continuación se observa que para las diagonales hay una sola hipótesis de diseño; la cual se da cuando pandean por separado

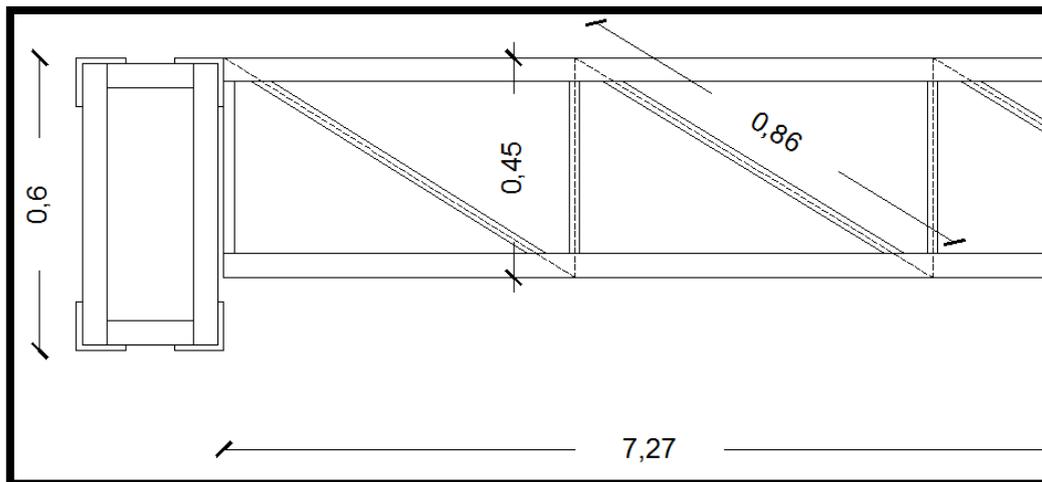


FIGURA 99: LONGITUD DE PANDEO PARA LAS DIAGONALES Y MONTANTES.

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

- *POR COMPRESION:*

DISEÑO POR COMPRESION:

$$\begin{aligned} L_x &= 48.47 \\ L_y &= 48.47 \\ K &= 1 \end{aligned}$$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$$\begin{aligned} \lambda_x &= 0.6605736 \\ \lambda_y &= 0.6605736 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 1.50 &\Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y \\ \lambda > 1.50 &\Rightarrow F_{cr} = (0.877 / \lambda^2) F_y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr \text{ xx}} &= 1699.8364 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{cr \text{ yy}} &= 1699.8364 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_g \cdot \Phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

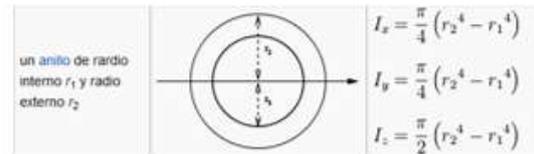
xx	2242.35	≥	390
yy	2242.35	≥	390

MONTANTE

$$\begin{aligned} P_U &= 0.39 \text{ ton} \\ P_U &= 390 \text{ kgf} \\ \Phi &= 0.85 \\ F_y &= 2955 \text{ kgf/cm}^2 \\ E &= 2100000 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

TUBO CIRCULAR DE 3/4 " x 2 mm.

$$\begin{aligned} K L_x / r_x < 200 & \quad 55.322526 \text{ ok} \\ K L_y / r_y < 200 & \quad 55.322526 \text{ ok} \end{aligned}$$



DATOS DEL PERFIL

r2 =	0.01335	tw =	2 mm.
r1 =	0.01135		
I =	1.19E-08	A =	1.552 cm ²
A =	0.000155 m ²		
rx =	0.008761 m		
ry =	0.008761 m		
rx =	0.876135 cm		
ry =	0.876135 cm		

• **POR TRACCION:**

DISEÑO POR TRACCION:

$$P_U \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_S$$

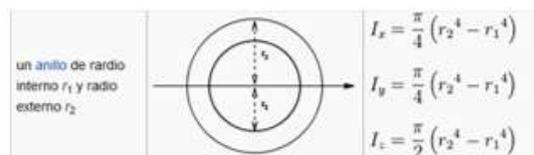
$$A_{g \text{ min}} = \frac{T_U}{\Phi \cdot F_y}$$

$$A_{g \text{ min}} = 0.2744877 \text{ cm}^2$$

DIAGONAL

$$\begin{aligned} T_U &= 0.73 \text{ ton} \\ T_U &= 730 \text{ kgf} \\ \Phi &= 0.9 \\ F_y &= 2955 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

TUBO CIRCULAR DE 3/4 " x 2 mm.



DATOS DEL PERFIL

r2 =	0.01335	tw =	2 mm.
r1 =	0.01135		
I =	1.19E-08	A =	1.552 cm ²
A =	0.000155 m ²		
rx =	0.008761 m		
ry =	0.008761 m		
rx =	0.876135 cm		
ry =	0.876135 cm		

ESBELTEZ

Rx = Lx/300	Lx =	87.62 cm
Ry = Ly/300	Ly =	87.62 cm
Rx = 0.2920667		
Ry = 0.2920667		

KL/r < 300

X	100.00742
Y	100.00742

3.2.6.1.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como vigueta tipo de techo:

Tubos de 1 1/2” x 2mm. Para bridas superiores e inferiores y tubos de 3/4” x 2mm. Para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

	VIGUETA DISEÑADA	REGLAMENTO (RNE)
DEFORMACIONES	0.0051 m.	0.02019 m.

TABLA 6: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR DEFORMACION MAXIMA

- Se cumple que la deformación máxima de la vigueta es menor que la deformación máxima según el RNE

ESBELTEZ	PERFIL DISEÑADO	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR (con un arriostre)	RX = 44.5535 RY = 221.8521	RX = 300 RY = 300
BRIDA SUPERIOR	RX = 45.0149	RX = 200

(con dos arriostre)	$RY = 180.0596$	$RY = 200$
MONTANTES	$RX = 55.3225$ $RY = 55.3225$	$RX = 300$ $RY = 300$
DIAGONALES	$RX = 100.0074$ $RY = 100.0074$	$RX = 200$ $RY = 200$

TABLA 7: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR ESBELTEZ

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

AREA REQUERIDA	PERFIL DISEÑADO	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	$AG = 2.91 \text{ cm}^2$	$AG = 0.9626 \text{ cm}^2$.
DIAGONALES	$AG = 1.55 \text{ cm}^2$.	$AG = 0.2745 \text{ cm}^2$.
RESISTENCIA		
BRIDA SUPERIOR (con 2 arriostres)	$X = 4680.95 \text{ kgf.}$ $Y = 1415.19 \text{ kgf.}$	$X = 1350 \text{ kgf.}$ $Y = 1350 \text{ kgf.}$
DIAGONALES	$X = 2242.35 \text{ kgf.}$ $Y = 2242.35 \text{ kgf.}$	$X = 390 \text{ kgf.}$ $Y = 390 \text{ kgf.}$

TABLA 8: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGUETA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.2.6.2 DISEÑO DE VIGAS ARCO

3.2.6.2.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una viga arco tipo, por lo que para este caso los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante el modelado de dicha viga con el programa SAP 2000 versión 17.

Algunas características relevantes de la viga arco tipo utilizadas para el cálculo, son:

- Luz del arco (b): 28.94m.
- Flecha del arco (f): 3.96 m.

La tipología de la viga es liviana, reticulada, constituida por montantes, diagonales y bridas todos en perfiles ángulo de acero A 36. La viga tipo en cuestión se encuentra sometida a los siguientes estados límites últimos, todos estos actuando en el plano del pórtico:

- Combinación (1): 1.4 D
- Combinación (2): 1.2 D + 0.50 Lr
- Combinación (3): 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W
- Combinación (4): 1.2 D + 1.3 W + 0.50 Lr
- Combinación (5): 0.90 D – 1.3 W

D = Fuerza Interna por Carga Muerta

Lr = Fuerza Interna por Carga Viva de Techo

W = Fuerza Interna por Carga De Viento

ECUACIONES 16: COMBINACIONES DE CARGA LRFD

Todas las verificaciones pertinentes se realizan en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (2015).

Para el estudio del caso de la viga reticulada tipo, se propone una geometría en base a la experiencia profesional de varias fuentes consultadas, y se van haciendo varios cambios y retoques hasta lograr una sección lo más óptima posible, teniendo en cuenta aspectos económicos, constructivos, de montaje, entre otros.

Entre las características más relevantes que se van modificando en el diseño, se encuentran: dimensiones de la viga (alto y ancho de la sección transversal), diámetro de los tensores, dimensiones de los perfiles, separación de las bridas, montantes y diagonales en las distintas caras.

La ubicación de la viga arco tipo analizada se muestra a continuación

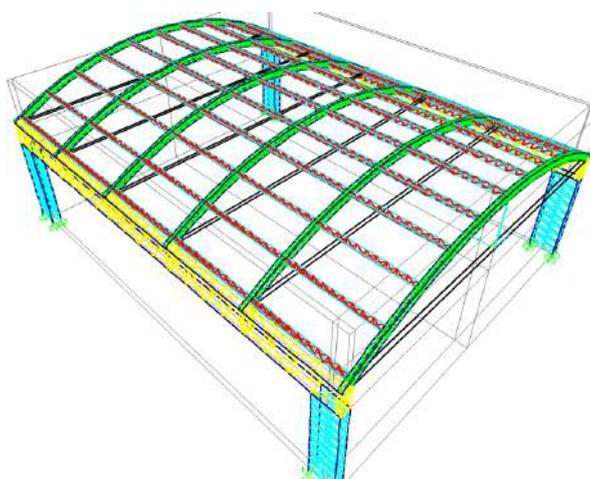


FIGURA 100: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V17

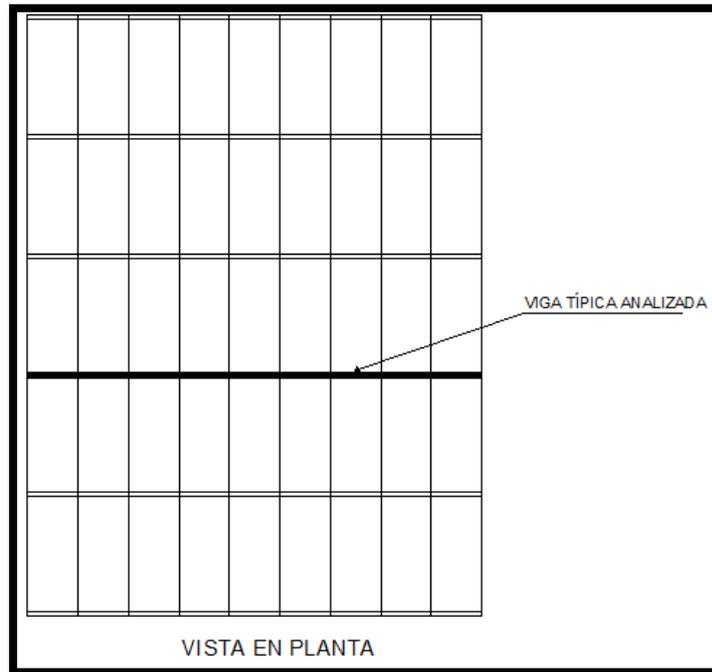


FIGURA 101: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ARCO ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

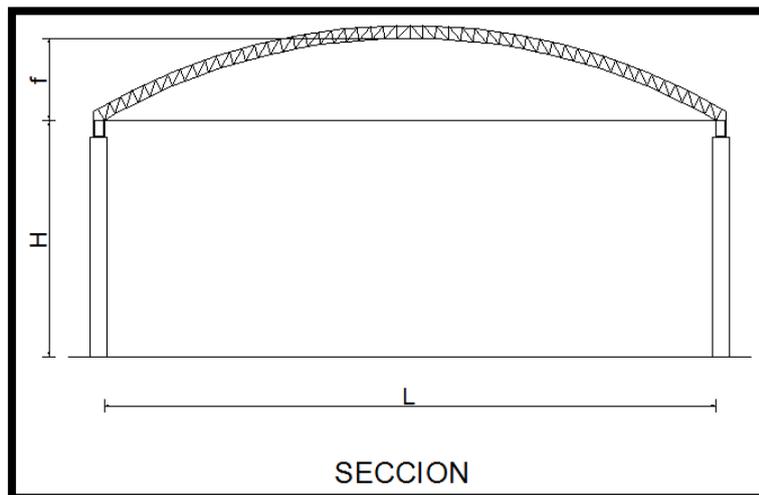


FIGURA 102: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.2.2 PRE-DIMENSIONADO

Posteriormente a la estructuración se fijaran las dimensiones geométricas de los distintos elementos que forman el sistema estructural. Estas dimensiones se asumen; en una primera instancia; de acuerdo a criterio y recomendaciones prácticas para posteriormente verificarlas a través del análisis y diseño; solo así estas se convierten en dimensiones definitivas.

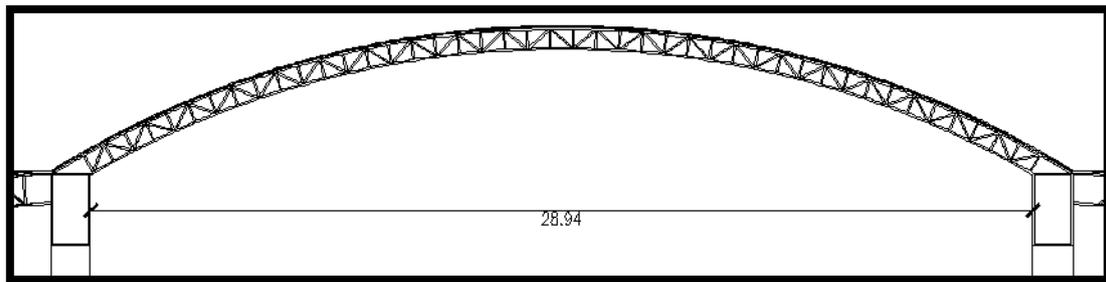


FIGURA 103: CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Características geométricas:

Longitud entre apoyos: 28.94 m.

Área total de cobertura en arco: 1187.638 m²

$$H = L/(9 \text{ o } 10)$$

$$H = 28.94 / 10$$

$$H = 2.89 \text{ m.}$$

ECUACION 17: PRE DIMENSIONADO - ALTURA LIBRE DE ARCO DE CELOSÍA:

Al colocar esta altura mínima en el arco y al realizar los correspondientes diseños se pudieron encontrar de acuerdo a las pruebas realizadas esfuerzos por compresión muy altos por lo que después de muchas iteraciones se encontró que aumentando 1.07 m. en la altura libre se pueden reducir dichos esfuerzos y hacer un diseño más óptimo, por lo que nuestra altura de diseño será:

$$H = 3.96 \text{ m.}$$

$$r = \frac{f^2 + \frac{l^2}{4}}{2 * f}$$

$$r = \frac{3.96^2 + \frac{28.94^2}{4}}{2 * 3.96}$$

$$r = 28.436 \text{ m.}$$

ECUACION 18: PRE DIMENSIONADO - RADIO DEL ARCO DE CELOSÍA:

$$\cos \emptyset_0 = 1 - \frac{2 * f^2}{f^2 + \frac{l^2}{4}} = 1 - \frac{f}{r}$$

$$\cos \emptyset_0 = 1 - \frac{3.96}{28.436}$$

$$\emptyset = 61.175^\circ$$

ECUACION 19: PRE DIMENSIONADO - ANGULO DEL ARCO DE CELOSÍA:

$$l_c = \frac{\emptyset}{360} * 2 * r * \pi$$

$$l_c = \frac{61.221}{360} * 2 * 28.417 * \pi$$

$$l_c = 30.36 \text{ m.}$$

**ECUACION 20: PRE DIMENSIONADO - LONGITUD DE
CIRCUNFERENCIA DEL ARCO DE CELOSÍA:**

Como criterio práctico si la luz es:

$$\begin{array}{lll} L < 15 & \text{entonces} \rightarrow & h = L/30 \\ 15 \leq L < 25 & \text{entonces} \rightarrow & h = L/40 \\ L > 25 & \text{entonces} \rightarrow & h = L/50 \end{array}$$

Para una luz de $L = 28.94$ metros $h = L/50$

$$h = 28.94 / 50$$

$$h = 0.5788 \approx 0.60 \text{ m.}$$

**ECUACION 21: PRE DIMENSIONADO - ALTURA DE LA VIGA DEL
ARCO DE CELOSÍA**

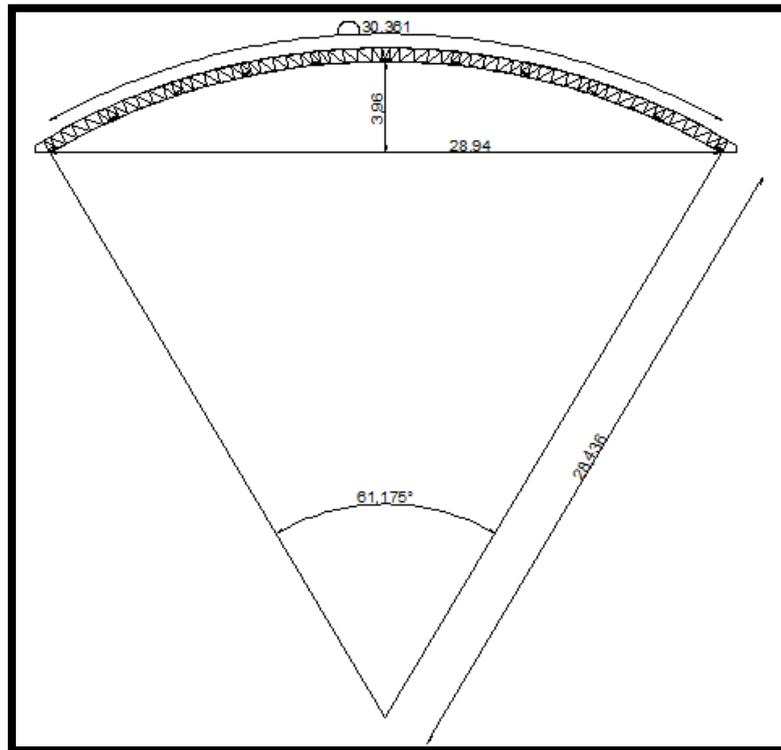


FIGURA 104: GEOMETRÍA DEL ARCO DE CELOSÍA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

$$a = \frac{h}{2}$$

$$a = \frac{0.60}{2}$$

$$a = 0.30 \text{ m.}$$

ECUACION 22: PRE DIMENSIONADO - ANCHO DE LA VIGA DEL ARCO DE CELOSÍA

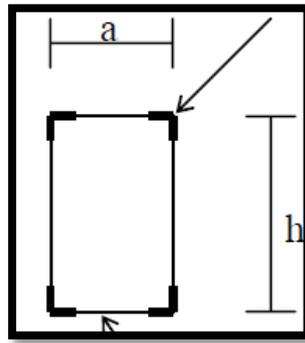


FIGURA 105: ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE LA VIGA ARCO DE CELOSÍA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

$$c^2 = h^2 + h^2$$

$$c^2 = 0.60^2 + 0.60^2$$

$$c = 0.85$$

ECUACION 23: PRE DIMENSIONADO - ESPACIAMIENTO ENTRE BARRAS DE LA VIGA DEL ARCO DE CELOSÍA

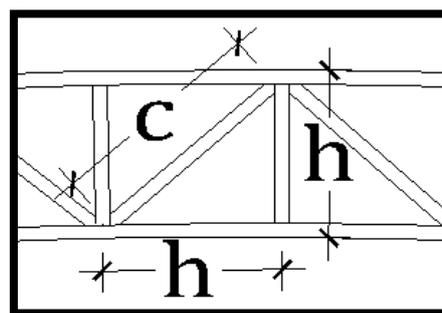


FIGURA 106: ESQUEMA DE LA SEPARACIÓN ENTRE BARRAS DE LA VIGA ARCO DE CELOSÍA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.2.3 VERIFICACIONES

Los elementos constituyentes de la viga armada, por la configuración adoptada y las condiciones de carga que se presentan, sólo estarán sometidos a esfuerzos axiales, no presentándose flexión ni otro tipo de esfuerzos en los mismos.

para la verificación de esta tipología estructural, el procedimiento general para las barras del reticulado consiste en determinar la compresión y tracción últimas a la que estará sometido una barra (la de mayor esfuerzo), mediante las expresiones que nos proporciona el Reglamento (RNE) en base a las cargas externas y posibles imperfecciones (excentricidades) iniciales de la pieza, y luego calcular la resistencia de diseño, a compresión y a tracción, en base a las características del material, geometría adoptada, etc. Finalmente se contrastan los valores hasta lograr que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Solicitud Última}$$

Lo anteriormente dicho vale también para el diseño de las diagonales y montantes según sea el caso de tracción o compresión. Se busca siempre una economía en el proyecto, teniendo en cuenta aspectos constructivos, de montaje, de índole económico, entre otros, hasta lograr una sección que satisfaga lo mejor posible los requerimientos anteriormente mencionados.

Hay que tener en cuenta siempre al ir modificando las características del reticulado, cumplir con las relaciones geométricas y esbelteces límites que se mencionaron anteriormente en el diseño de la viga, un aspecto interesante es darle una altura considerable, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión. Con una altura de la sección transversal mayor, los esfuerzos últimos en las barras se hacen considerablemente menores (por contar con un brazo de palanca mayor), pero la longitud de las diagonales crece, disminuyendo (para un mismo diámetro de la diagonal) su resistencia de diseño a la compresión. Entonces se evidencia que

en el proceso de diseño es importante probar con distintos valores hasta obtener una solución apta y a la vez económica.

Para poder considerar el metrado de los arcos es que se consideró la fabricación de estas con ángulos estructurales de lados iguales para las bridas superiores, bridas inferiores, montantes y diagonales.



FIGURA 107: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES

FUENTE: ACEROS AREQUIPA

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 657/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 y 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.

DIMENSIONES		DIMENSIONES
Sistema Inglés (pulgadas)		Sistema Métrico (mm)
1 1/2 x 1 1/2 x 3/32	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

FIGURA 108: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES (ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

Se realizaron varias iteraciones, realizando las pruebas correspondientes para definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 3” x 5/16” para bridas superiores e inferiores y ángulos de 1 1/2 x 1/4”. Para diagonales y montantes.

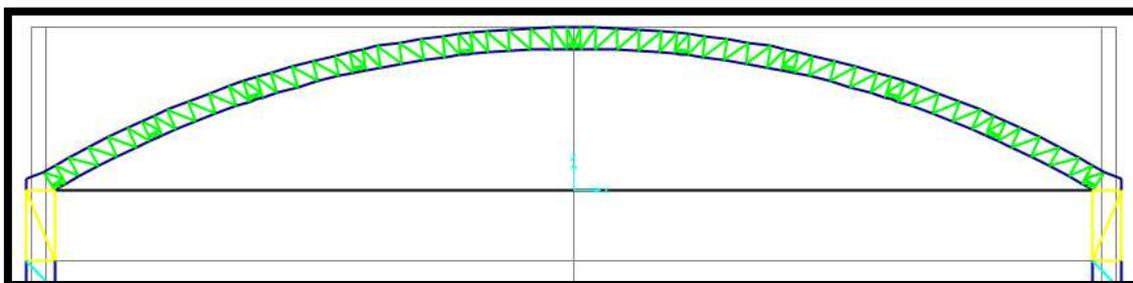


FIGURA 109: VISTA FRONTAL DE LA VIGA EN ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

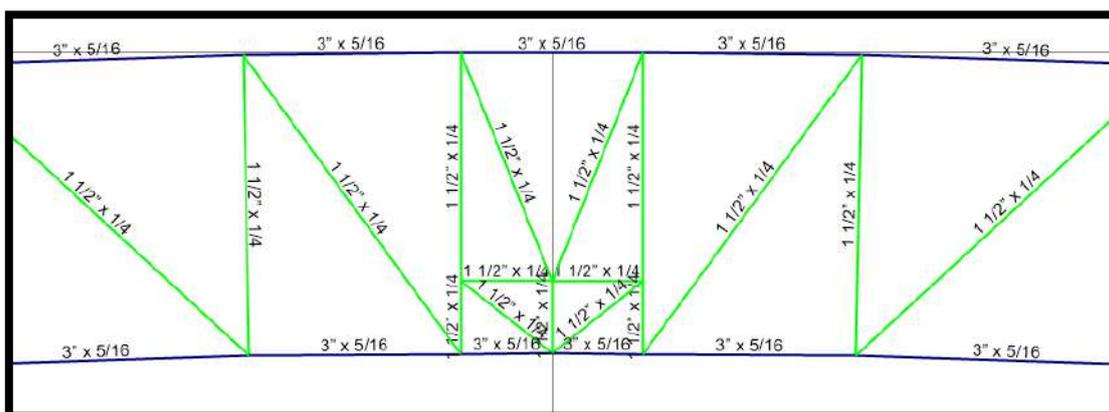


FIGURA 110: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
3" x 5/16	Frame	274	126.13488	1.1352
1 1/2" x 1/4	Frame	685	315.60863	1.0988

FIGURA 111: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 2.234 tonf. Para el arco

Al igual que para la vigueta la AISC-ASD-L3.1 indica que la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$.

$$\Delta_{\max} = L/360$$

$$\Delta_{\max} = 28.94/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.080 \text{ m.}$$

ECUACION 24: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL ARCO

- Cargas que actúan en el arco
 - CM - producida por la acción de la vigueta sobre el arco
 - CV - producida por la acción de la vigueta sobre el arco
 - CW - producida por la acción de la vigueta sobre el arco
 - Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y de viento que transmiten las viguetas a los arcos, obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra:

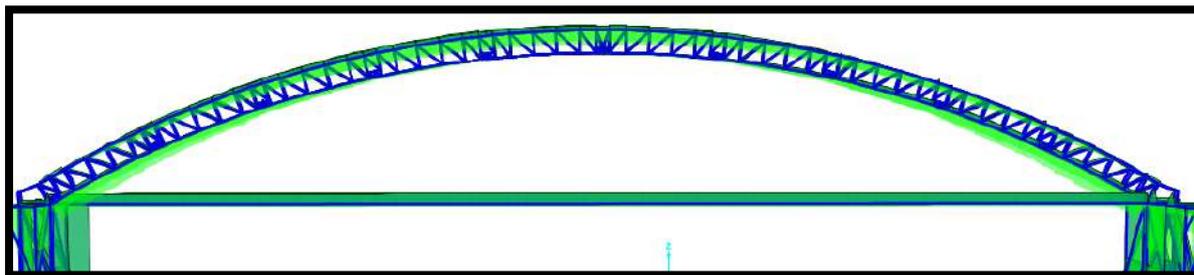


FIGURA 112: ESFUERZOS DE TRACCION Y COMPRESION POR LA ENVOLVENTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión última:

$$T_u = 2.864 \text{ tonf.}$$

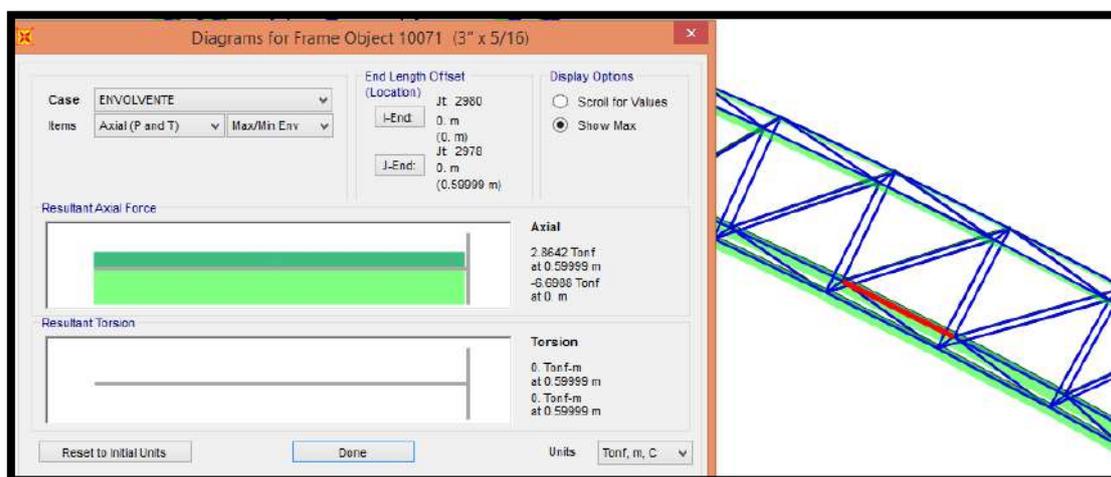


FIGURA 113: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 7.99$ tonf.

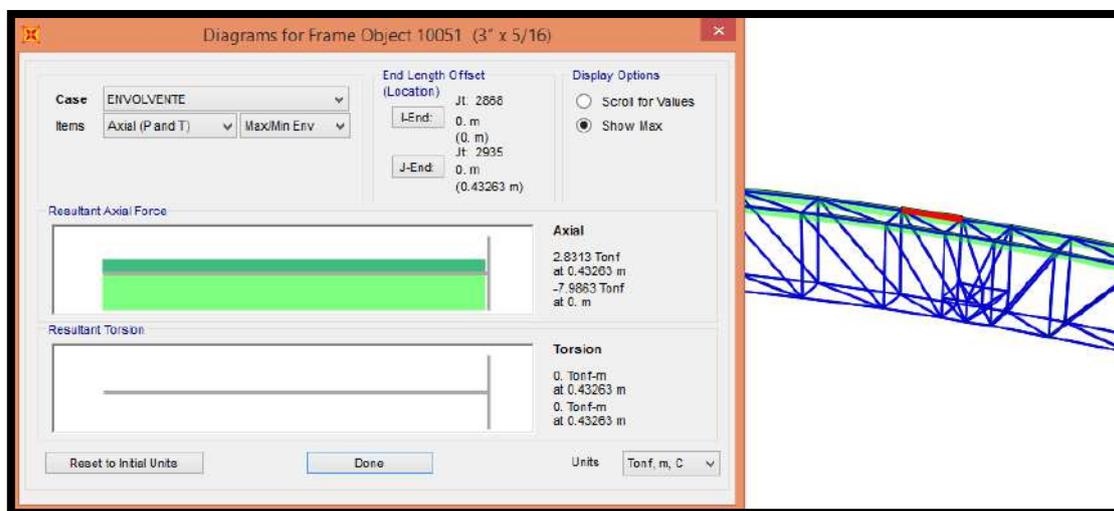


FIGURA 114: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA SUPERIOR DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Encontramos también en el modelo que por la forma de la estructura se presentan esfuerzos de compresión en la brida inferior

$P_u = 9.45$ tonf.

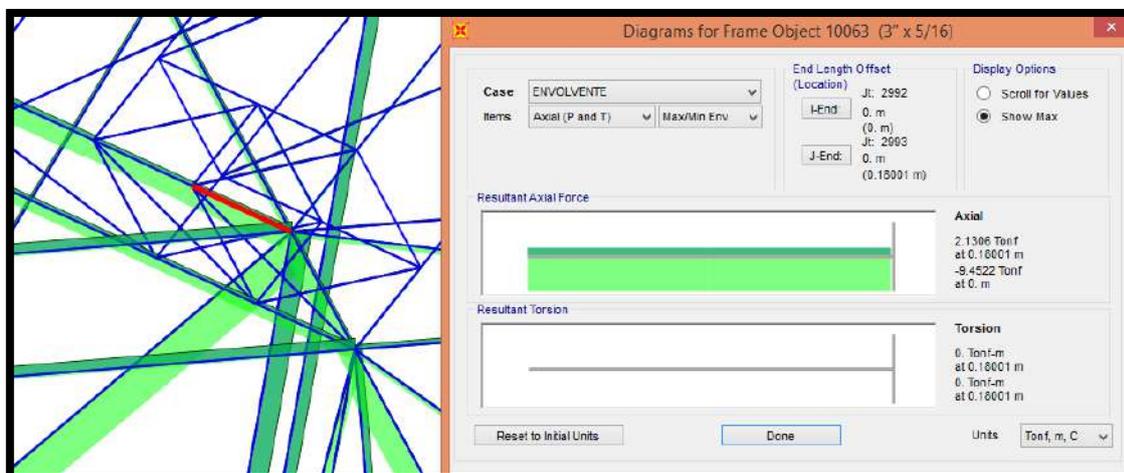


FIGURA 115: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN LA BRIDA INFERIOR DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

TU = 1.32 ton.

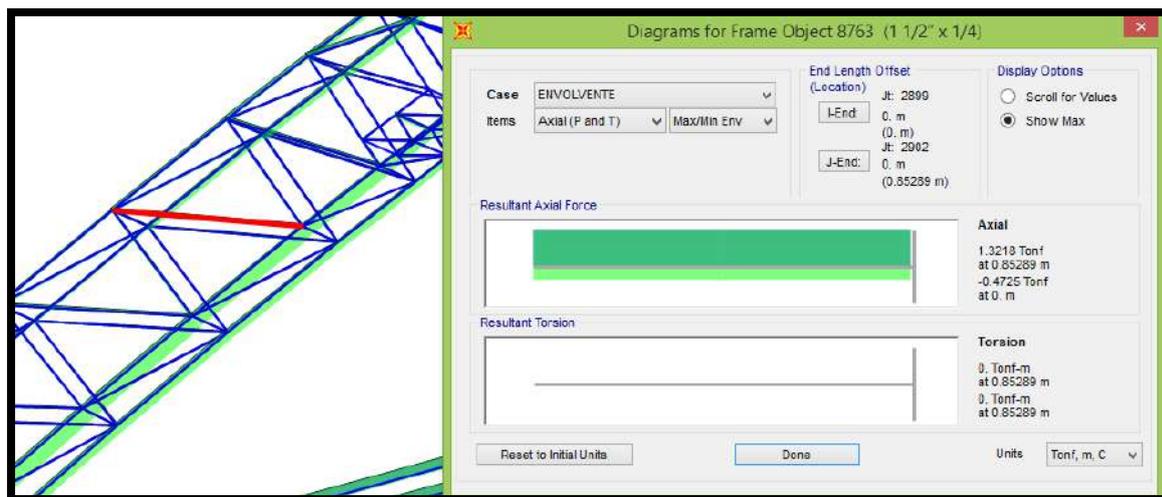


FIGURA 116: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN DIAGONALES DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

PU = 1.30 ton

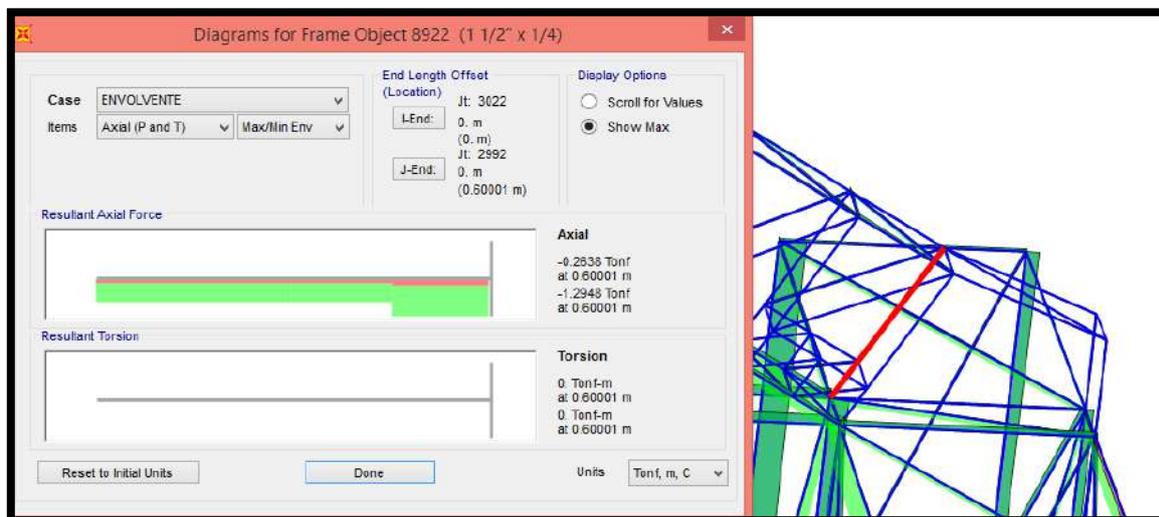


FIGURA 117: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESIÓN EN DIAGONALES DEL ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta = 0.03168 \text{ m.}$$



FIGURA 118: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA EN ARCO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.2.4 DISEÑO

Se diseñarán los elementos que soporten la mayor fuerza interna en el arco (envolvente).

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DEL ARCO.

Del análisis estructural hecho se tiene que estos elementos del arco están sometidos a cargas axiales de tracción o compresión; teniendo los momentos muy poca o ninguna influencia.

Lo primero que se debe reconocer al diseñar un elemento sometido a fuerzas en compresión es la forma del pandeo que este podría tener para poder calcular luego su resistencia. Es por eso que a continuación se muestran dos figuras con las posibles longitudes de pandeo de los elementos superiores e inferior que conforman el arco.

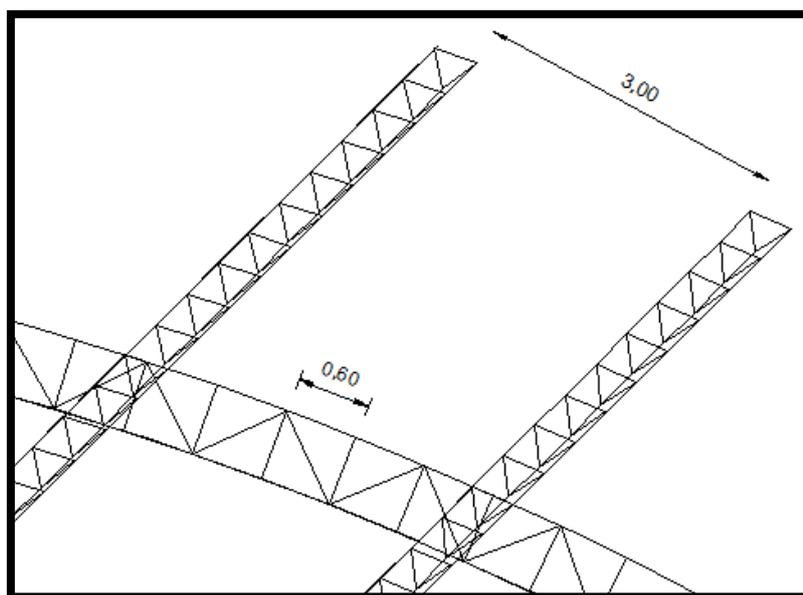


FIGURA 119: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Donde:

K : Factor de longitud efectiva.

L : Longitud de pandeo.

R, r : Radio de giro.

A : Área de la sección transversal del elemento.

Fy : Esfuerzo de fluencia del acero.

Fcr : Esfuerzo crítico de pandeo, dado como sigue:

a) Cuando $\lambda_c \leq 1.5$ $F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$

b) Cuando $\lambda_c \geq 1.5$ $F_{cr} = \frac{(0.877)}{\lambda_c^2} F_y$

$$\lambda_c = KL / r \times \sqrt{F_y / \pi^2 E}$$

ϕ_c : Factor de resistencia en un miembro en compresión axial

$\phi_c P_n$: Resistencia de diseño en compresión

Pu : Carga última en compresión.

Tu : Carga última en tracción.

DISEÑO POR TRACCION:

$P_u \leq \phi_t F_y A_s$

$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t F_y}$

$A_g \text{ min} = 1.2577953 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 0.2 \text{ cm}$
 $R_y = 2.024 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

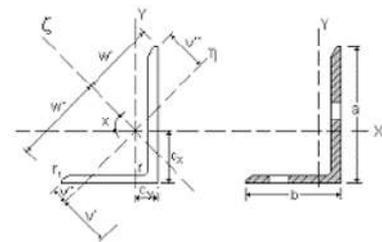
X 25.629201
 Y 259.36751

BRIDA INFERIOR

TU= 2.864 ton
 TU= 2864 kgf
 $\phi = 0.9$
 FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 60 \text{ cm}$
 $L_y = 607.2 \text{ cm}$ 4 arriostres

PERFIL DE LADOS IGUALES 3" x 5/16



DATOS DEL PERFIL

$a = 7.620 \text{ cm}$ $tw = 7.94 \text{ mm}$
 $x = 2.197 \text{ cm}$
 $I = 62.845 \text{ cm}^4$
 $A = 11.467 \text{ cm}^2$
 $r_x = 2.3411 \text{ cm}$
 $r_y = 2.3411 \text{ cm}$

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times Fy}$$

$$Ag \text{ min} = 0.5797101 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$Rx = Lx/300$$

$$Ry = Ly/300$$

$$Rx = 0.2816667 \text{ cm}$$

$$Ry = 0.2816667 \text{ cm}$$

$$KLr < 300$$

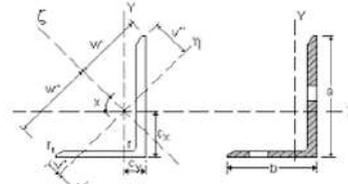
X	74.11344
Y	74.11344

Lx =	84.5	cm
Ly =	84.5	cm

DIAGONAL

TU=	1.32 ton
TU=	1320 kgf
Φ =	0.9
FY=	2530 kgf/cm ²

PERFIL DE LADOS IGUALES 1 1/2" x 1/4



DATOS DEL PERFIL

a =	3.810 cm.	tw =	6.35 mm.
x =	1.183 cm.		
l =	5.7658 cm ⁴		
A =	4.435 cm ²		
rx =	1.1401 cm		
ry =	1.1401 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx =	60
Ly =	300
K =	1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{Fy} / \pi^2 E)$$

$\lambda_x =$	0.2831625
$\lambda_y =$	1.4158127

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow$	$Fcr = ((0.658)^{\lambda^2}) Fy$
$\lambda > 1.50 \Rightarrow$	$Fcr = (0.877/\lambda^2) Fy$

Fcr xx =	2446.5026 kg/cm ²
Fcr yy =	1093.326 kg/cm ²

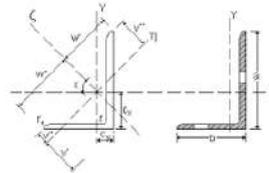
$Ag * \Phi * Fcr \geq Pu$		
xx	23845.34	\geq 7990
yy	10656.32	\geq 7990

BRIDA SUPERIOR

PU =	7.99 ton
PU =	7990 kgf
Φ =	0.85
Fy =	2530 kgf/cm ²
E =	2100000 kgf/cm ²

PERFIL DE LADOS IGUALES 3" x 5/16

KLx/rx < 200	25.629201 ok
KLy/ry < 200	128.146 ok



a =	7.620 cm.	tw =	7.94 mm.
x =	2.197 cm.		
l =	62.845 cm ⁴		
A =	11.467 cm ²		
rx =	2.3411 cm		
ry =	2.3411 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx =	60
Ly =	60
K =	1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{Fy} / \pi^2 E)$$

$\lambda_x =$	0.5814231
$\lambda_y =$	0.5814231

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow$	$Fcr = ((0.658)^{\lambda^2}) Fy$
$\lambda > 1.50 \Rightarrow$	$Fcr = (0.877/\lambda^2) Fy$

Fcr xx =	2196.1969 kg/cm ²
Fcr yy =	2196.1969 kg/cm ²

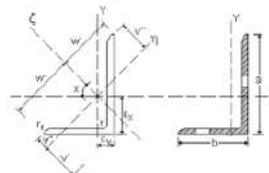
$Ag * \Phi * Fcr \geq Pu$		
xx	8280.00	\geq 1300
yy	8280.00	\geq 1300

MONTANTE

PU =	1.3 ton
PU =	1300 kgf
Φ =	0.85
Fy =	2530 kgf/cm ²
E =	2100000 kgf/cm ²

PERFIL DE LADOS IGUALES 1 1/2" x 1/4

KLx/rx < 200	52.624928 ok
KLy/ry < 200	52.624928 ok



a =	3.810 cm.	tw =	6.35 mm.
x =	1.183 cm.		
l =	5.7658 cm ⁴		
A =	4.435 cm ²		
rx =	1.1401 cm		
ry =	1.1401 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 60
Ly = 300
K = 1

$$\lambda = KL/r (\sqrt{Fy / \pi^2 E})$$

lx = 0.2831625
ly = 1.4158127

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow Fcr = ((0.658)^{\lambda^2})Fy$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow Fcr = (0.877/\lambda^2)Fy$

Fcrxx = 2446.5026 kg/cm2
Fcryy = 1093.326 kg/cm2

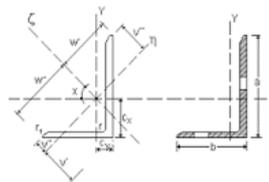
Ag * Φ * Fcr \geq Pu
xx 23845.34 \geq 9450
yy 10656.32 \geq 9450

BRIDA INFERIOR

PU = 9.45 ton
PU = 9450 kgf
 Φ = 0.85
Fy = 2530 kgf/cm2
E = 2100000 kgf/cm2

PERFIL DE LADOS IGUALES 3" x 5/16

KLx/rx < 200 25.629201 ok
KLy/ry < 200 128.146 ok



a = 7.620 cm. tw = 7.94 mm.
x = 2.197 cm.
l = 62.845 cm4
A = 11.467 cm2
rx = 2.3411 cm
ry = 2.3411 cm

3.2.6.2.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga arco tipo de techo:

Perfil de lados iguales 3" x 5/16 para bridas superiores e inferiores y Perfil de lados iguales de 1 1/2" x 1/4. Para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

	VIGA	REGLAMENTO (RNE)
DEFORMACIONES	0.0368 m.	0.07944 m.

TABLA 9: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR DEFORMACION MAXIMA

- Se cumple que la deformación máxima de la viga en arco es menor que la deformación máxima según el RNE

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	X = 25.6292	X = 300
	Y = 259.3675	Y = 300
BRIDA SUPERIOR	X = 25.6292	X = 200
	Y = 128.146	Y = 200
DIAGONALES	X = 74.11344	X = 300
	Y = 74.11344	Y = 300
MONTANTES	X = 52.624928	X = 200
	Y = 52.624928	Y = 200
BRIDA INFERIOR (POR COMPRESION)	X = 25.6292	X = 200
	Y = 128.146	Y = 200

TABLA 10: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR ESBELTEZ

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	AG = 11.467 cm ²	AG = 1.2578 cm ² .
DIAGONALES	AG = 4.435 cm ² .	AG = 0.5797 cm ² .
RESISTENCIA		
BRIDA SUPERIOR	X = 23845.34 kgf. Y = 10656.32 kgf.	X = 7990 kgf. Y = 7990 kgf.
MONTANTES	X = 8280 kgf. Y = 8280 kgf.	X = 1300 kgf. Y = 1300 kgf.
BRIDA INFERIOR	X = 23845.34 kgf. Y = 10656.32 kgf.	X = 9450 kgf. Y = 9450 kgf.

TABLA 11: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA EN ARCO POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.2.6.3 DISEÑO DE TENSORES

3.2.6.3.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado del tensor del pórtico tipo, el mismo se encuentra articulado en sus extremos, uniendo los arranques del arco. La hipótesis fundamental para éste es que sólo trabajará a tracción, ya que debido a su enorme esbeltez la compresión que puede tomar es prácticamente nula.

Algunas características relevantes del tensor utilizadas para el cálculo, son:

- Longitud (L): 28.94 m.
- Forma de trabajo: Sólo a tracción (importante a la hora de modelarlo).

La tipología del tensor, consiste en un hierro macizo redondo liso de acero A 36, dicho tensor sólo trabajará por lo anteriormente expuesto, en los estados de carga correspondientes a cargas gravitatorias verticales. El valor del esfuerzo axial último de tracción lo obtenemos de la modelación del arco tipo con el programa SAP 2000 versión 17.

La verificación a tracción pertinente se realiza en base al Reglamento (RNE - 2015).

Ya elegida su tipología, el problema se reduce simplemente a definir el diámetro de la sección transversal que deberá tener el elemento. Y luego de ello, el diámetro mínimo del manguito roscado que llevará para ponerlo en tensión.

Se visualiza el tensor analizado en la figura:

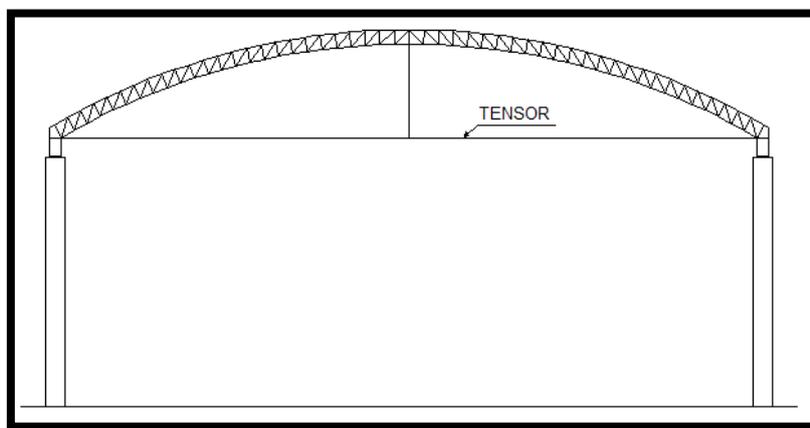


FIGURA 120: VISTA EN CORTE DEL TENSOR

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.3.2 VERIFICACIONES

Cuando se usan varillas y barras como miembro a tensión, pueden soldarse simplemente sus extremos, o bien, mantenerse en posición por medio de roscas (cuerdas) con tuercas.

El esfuerzo de diseño nominal a tensión para varillas roscadas es igual a

$\phi * 0.75 * F_u$; Este esfuerzo se aplica al área total (AD) de la varilla calculada con base en el diámetro exterior de la rosca.

El área requerida para una carga particular a tensión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} \quad \text{con } \phi = 0.75$$

ECUACION 25: ÁREA REQUERIDA DE TENSOR

Los proyectistas deben usar su propio juicio al limitar los valores de la esbeltez en las varillas, ya que estos serán varias veces mayores que los valores límite mencionados para otro tipo de miembros a tensión.

Una práctica común de muchos proyectistas es usar diámetros no menores de 1/500 de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzo permitan diámetros muchos menores.

Normalmente es conveniente limitar a 5/8” pulg. El diámetro mínimo de los tensores, ya que los de menor diámetro se dañan con frecuencia durante la construcción²⁸.

Tu = 5.40 ton.

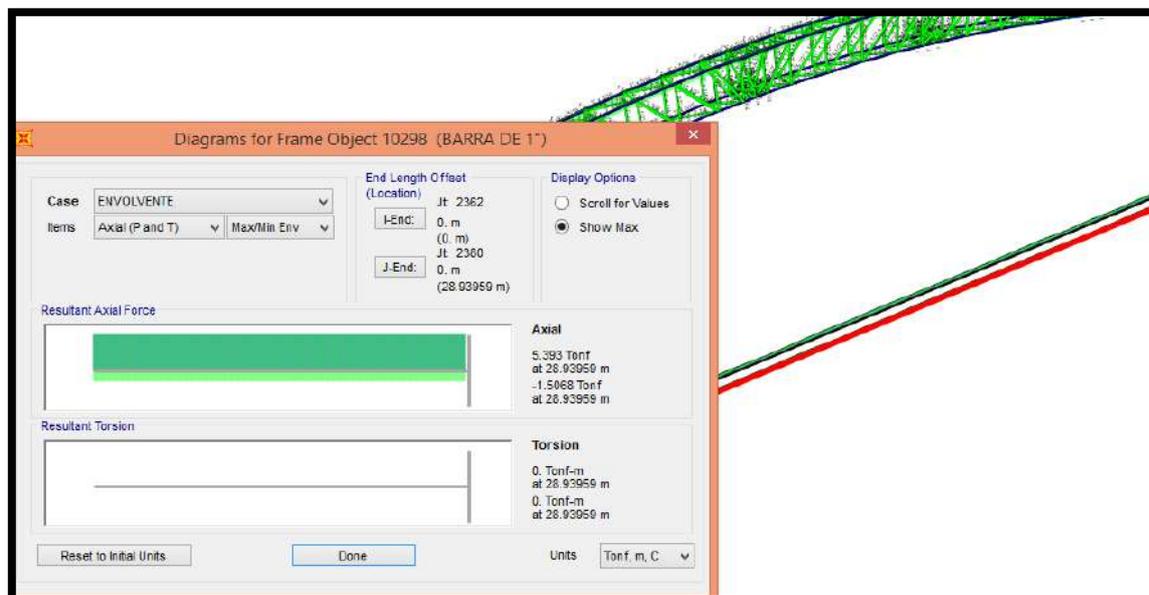


FIGURA 121: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN EL TENSOR

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Debido que a nuestro modelo se le colocó tensores en ambas caras del arco el esfuerzo máximo de tracción es 5.40 en cada barra, pero lo usual en este tipo de estructuras es colocar un solo tensor por lo que nuestro T_u sería 10.80 ton.

3.2.6.3.3 DISEÑO

DISEÑO POR TRACCIÓN:

$$P_u \leq \phi \times F_y \times A_s$$

$$A_{g \min} = \frac{T_u}{\phi \times 0.75 \times F_u}$$

$$A_{g \min} = 4.7058824 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/500$$

$$R_y = L_y/500$$

$$R_x = 0.5788 \text{ cm}$$

$$R_y = 0.5788 \text{ cm}$$

$$K L_r < 500$$

$$X = 455.74803$$

$$Y = 455.74803$$

TENSOR

$$T_u = 10.8 \text{ ton}$$

$$T_u = 10800 \text{ kgf}$$

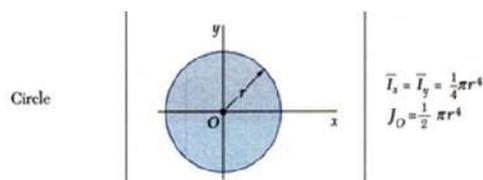
$$\phi = 0.75$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L_x = 289.4 \text{ cm}$$

$$L_y = 289.4 \text{ cm}$$

BARRA LISA DE 1



DATOS DEL PERFIL

$$D = 2.540 \text{ cm}$$

$$r = 1.270 \text{ cm}$$

$$I = 2.0432 \text{ cm}^4$$

$$A = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 0.635 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.635 \text{ cm}$$

3.2.6.3.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir la siguiente sección para utilizar como tensor de techo:

Barra lisa de 1” de diámetro

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BARRA	X = 455.748 Y = 455.748	X = 500 Y = 500

TABLA 12: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ESBELTEZ

- Se cumple que la relación de esbeltez de La barra lisa de acero analizada es menor que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BARRA	AG = 5.067 cm ²	AG = 4.7059 cm ² .

TABLA 13: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ÁREA

REQUERIDA

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE

3.2.6.4 DISEÑO DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL

3.2.6.4.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una viga que conecta las columnas de apoyo y sobre la cual se sostienen las vigas en arco de la estructura metálica de celosía.

Algunas características importantes de la viga horizontal utilizadas para este cálculo, son:

- Luz de cálculo: 38.15 m.
- Viga de sección rectangular

Una vez obtenida una sección tentativa por medio de este análisis, se harán las verificaciones pertinentes de todos los estados límites últimos para seleccionar la sección definitiva mediante un proceso reiterativo de prueba y error, pudiendo agregar además en cada paso nuevas particularidades o características en el proceso para optimizar el diseño final.

La ubicación de la viga horizontal analizada se muestra a continuación.

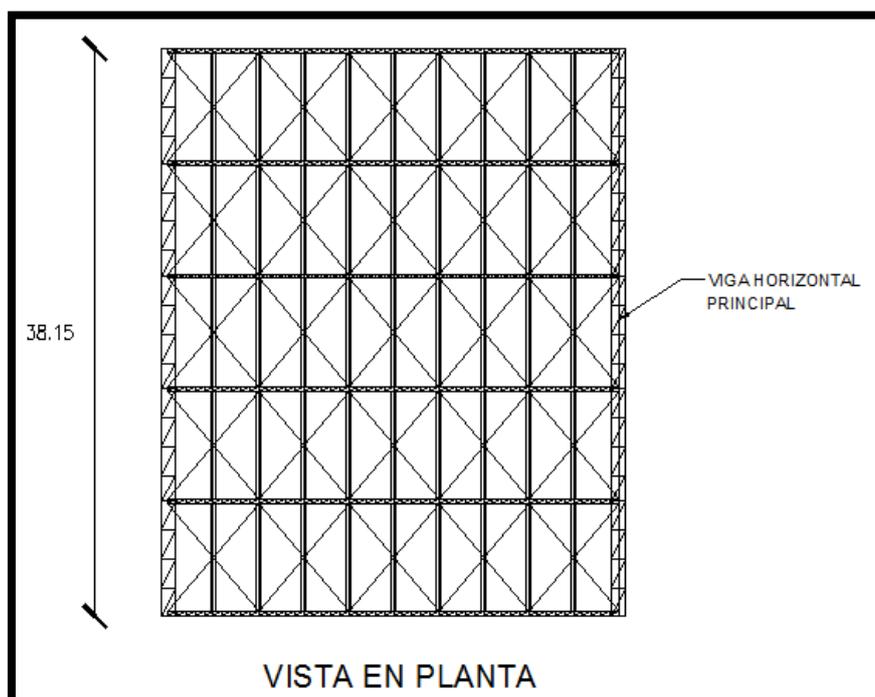


FIGURA 122: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.4.2 PRE-DIMENSIONADO

Para este tipo de vigas se dimensionan generalmente con un peralte del orden de 1/10 a 1/15 de la luz libre. El ancho en este caso puede ir en orden de 1/2 a 1/4 de la distancia del peralte. Se tomara una viga de forma rectangular tipo Pratt espacial, ya que es la que se acomoda mejor a la forma y al esfuerzo al que será sometido:

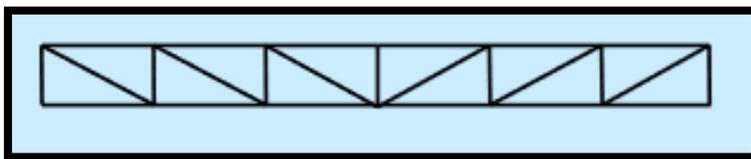


FIGURA 123: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Celosías tipo Pratt: En una celosía tipo Pratt, las diagonales están sometidas a tracción bajo cargas gravitatorias. Se utilizan cuando predominan las cargas gravitatorias.

$$h = \frac{l}{11}$$
$$h = \frac{38.15}{15} \Rightarrow h = 2.5433 \approx 2.50 \text{ m.}$$

ECUACION 26: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA

HORIZONTAL:

Por tratarse de una dimensión muy grande y realizando varias iteraciones de prueba y error es que se decidió optar por un peralte menor ($L/19$)

$$h = \frac{l}{19}$$

$$h = \frac{38.15}{19} \Rightarrow h = 2.00 \text{ m.}$$

$$h = \frac{h}{3}$$

$$h = \frac{2.00}{3} \Rightarrow h = 0.666 \text{ m.} \approx 0.80 \text{ m.}$$

(por seguridad y evitar problemas de esbeltez en la estructura)

ECUACION 27: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA

HORIZONTAL:

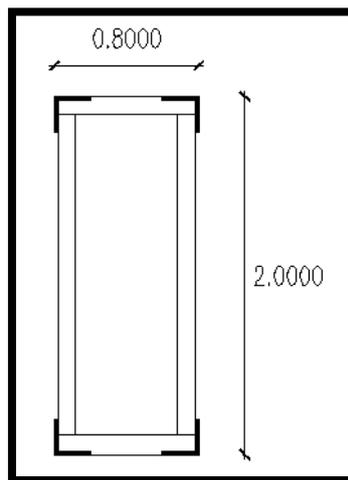


FIGURA 124: VISTA FRONTAL DE VIGA HORIZONTAL

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

La inclinación de los elementos diagonales, en relación a las bridas, deberá ser de entre 35° y 55° (L/20 a L/10)

$$s = \frac{l}{20}$$

$$s = \frac{38.15}{20} \Rightarrow s = 1.91 \text{ m.}$$

ECUACION 28: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE VIGA HORIZONTAL:

Pero debido a que se tiene una longitud entre arcos los cuales deben conectarse a la estructura de la viga principal mediante montantes, bridas y diagonales es que se tomara la longitud de 7.27 quedando entonces:

$$s = \frac{l}{4}$$

$$s = \frac{7.27}{4} \Rightarrow s = 1.8175 \text{ m.}$$

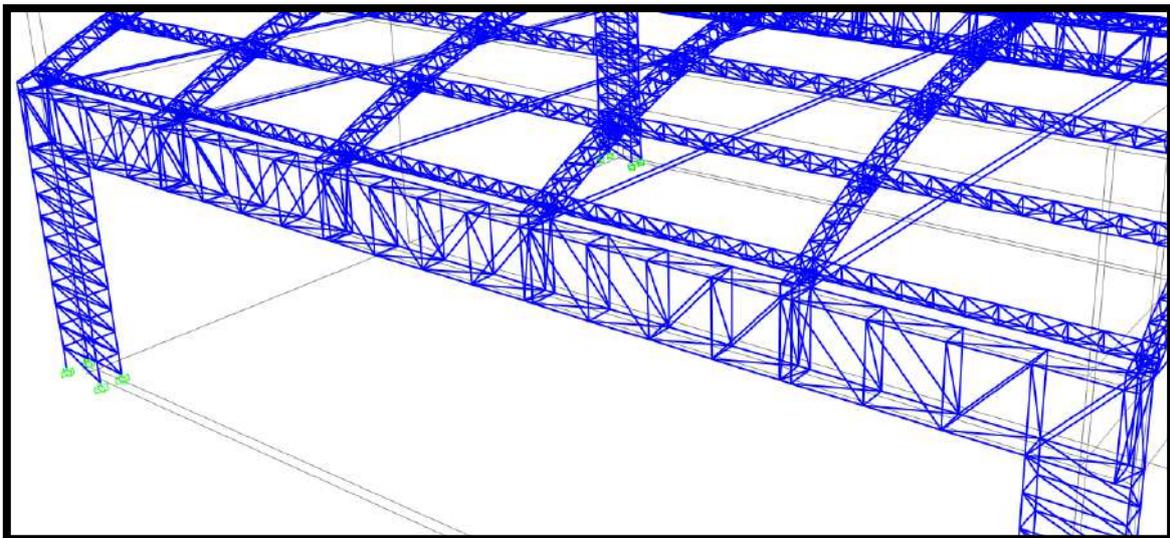


FIGURA 125: VISTA EN 3D DE VIGA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.4.3 VERIFICACIONES

Se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viga, el cual deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas:

- Esbeltez
- Área mínima
- Resistencia máxima

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

- deformaciones

Se realiza el análisis de carga, con los valores de las reacciones de la viga en arco que cargan sobre esta viga horizontal.

El procedimiento típico consiste en elegir una sección y realizar la verificación de flexión, ya que este es el estado que suele mandar en el dimensionado, una vez que se compruebe que el perfil escogido satisface los requerimientos de flexión se verifican los estados límites últimos y de servicio restantes.

Para poder considerar el metrado de la viga horizontal es que se consideró la fabricación de esta con ángulos estructurales con lados iguales para las bridas superiores, bridas inferiores, montantes y diagonales.



FIGURA 126: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES

FUENTE: ACEROS AREQUIPA

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 657/ 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.

FIGURA 127: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL

(ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

Se realizaron varias iteraciones para poder definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 5 x 1/2 para bridas superiores e inferiores, ángulos de 4 x 3/8 para montantes y diagonales, ángulos de 4 x 3/8 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga.

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
4 x 3/8 viga principal	Frame	239	431.41064	6.2466
angulo de 5 x 1/2 vig princ	Frame	104	152.6	3.6706

FIGURA 130: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA HORIZONTAL

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 9.9172 tonf. Para la viga

Al igual que para la viga en arco la AISC-ASD-L3.1 indica que la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$.

$$\Delta_{\max} = L/360$$

$$\Delta_{\max} = 38.15/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.1060 \text{ m.}$$

ECUACION 29: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL

- Cargas que actúan en la viga
 - CM - fuerza producida por la acción de la viga en arco sobre la viga horizontal
 - CV - fuerza producida por la acción de la viga en arco sobre la viga horizontal

- CW - fuerza producida por la acción de la viga en arco sobre la viga horizontal
- Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y de viento, obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra:

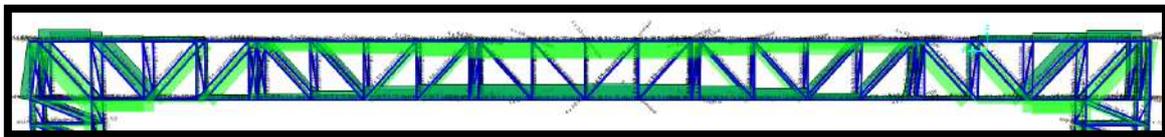


FIGURA 131: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión última:

$$T_u = 27.61 \text{ tonf.}$$

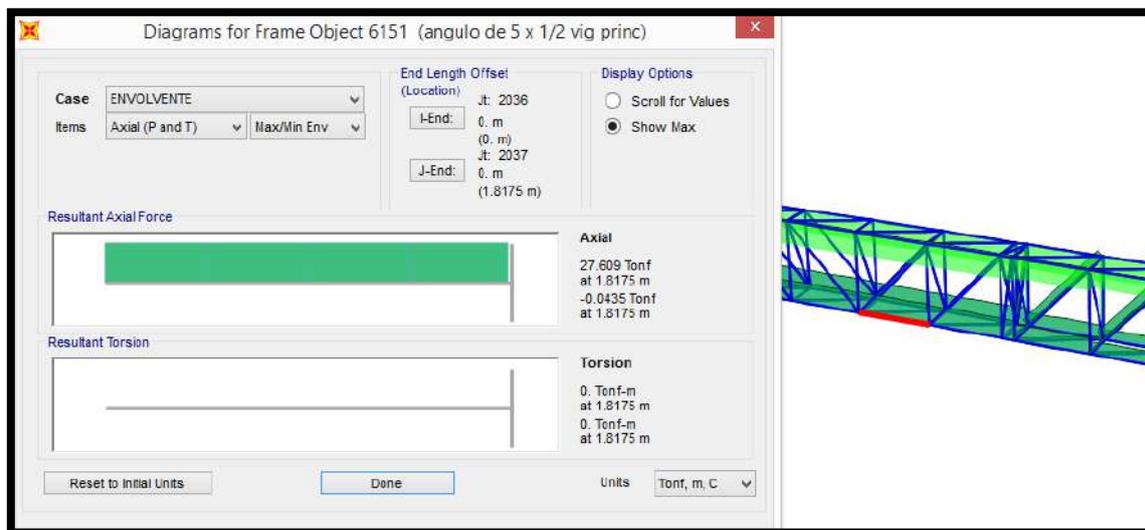


FIGURA 132: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 31.69$ tonf.

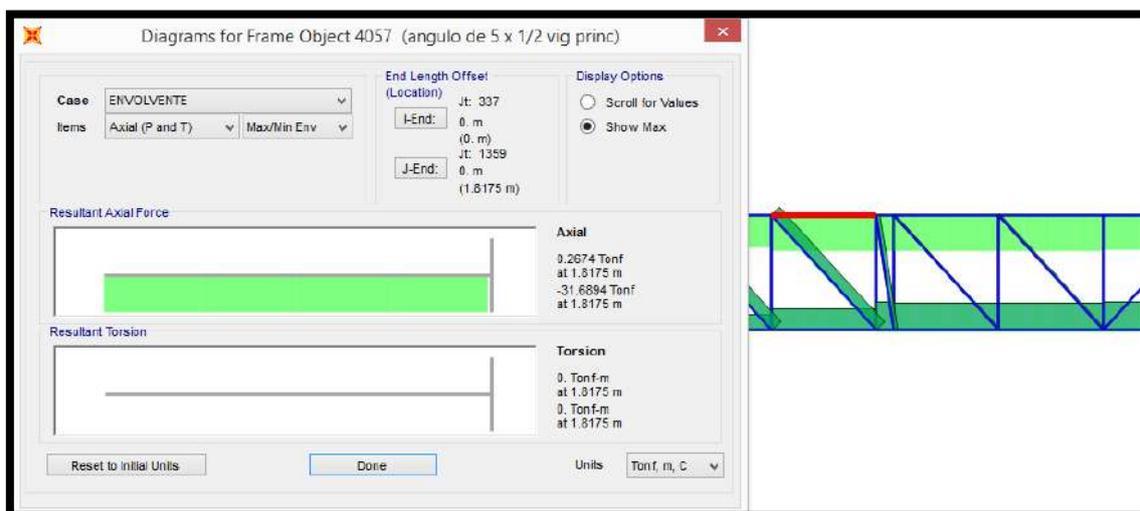


FIGURA 133: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 19.98$ tonf.

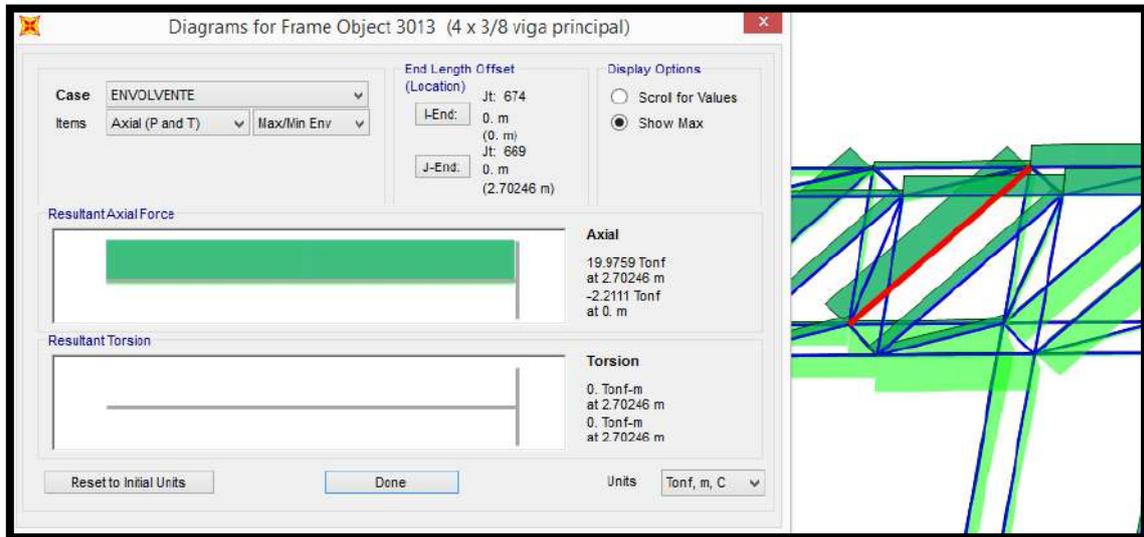


FIGURA 134: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

se presentan también esfuerzos de compresión en las diagonales sobre las columnas

$P_u = 23.1$ tonf.

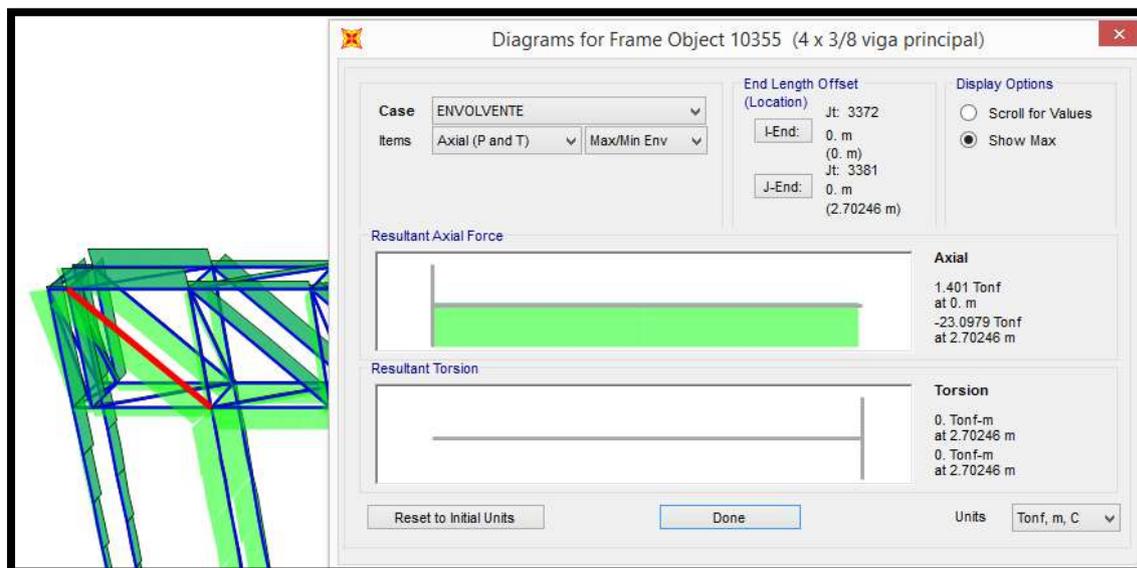


FIGURA 135: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 14.55 \text{ tonf.}$

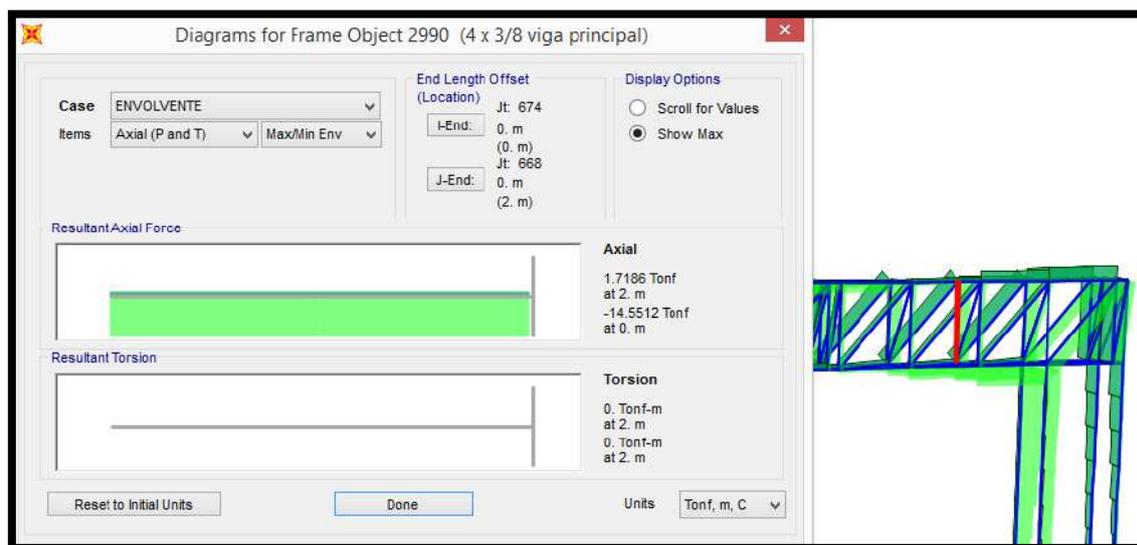


FIGURA 136: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta = 0.03236 \text{ m.}$$



FIGURA 137: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.4.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la viga (envolvente) debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DE LA VIGA HORIZONTAL.

Del análisis estructural hecho se tiene que estos elementos de la viga están sometidos a cargas axiales de tracción o compresión; teniendo los momentos muy poca o ninguna influencia.

Lo primero que se debe reconocer al diseñar un elemento sometido a fuerzas en compresión es la forma del pandeo que este podría tener para poder calcular luego su resistencia. Es por eso

que a continuación se muestran dos figuras con las posibles longitudes de pandeo de los elementos superiores e inferior que conforman la viga horizontal.

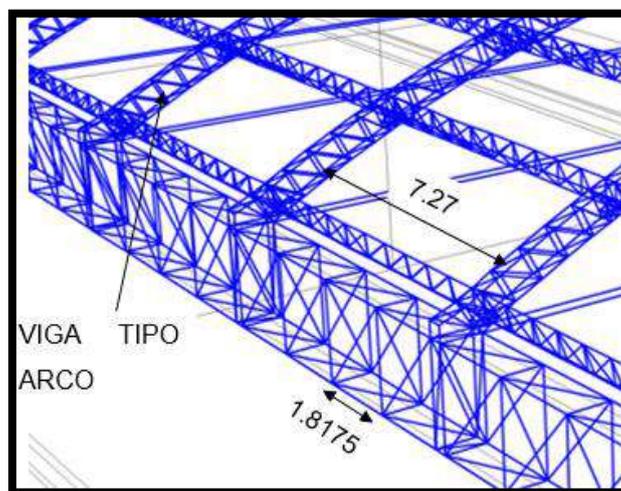


FIGURA 138: LONGITUDES DE PANDEO PARA LA BRIDA SUPERIOR.

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Donde:

K : Factor de longitud efectiva.

L : Longitud de pandeo.

R, r : Radio de giro.

A : Área de la sección transversal del elemento.

Fy : Esfuerzo de fluencia del acero.

Fcr : Esfuerzo crítico de pandeo, dado como sigue:

$$\text{a) Cuando } \lambda_c \leq 1.5 \dots\dots\dots F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{b) Cuando } \lambda_c \geq 1.5 \dots\dots\dots F_{cr} = \frac{(0.877)}{\lambda_c^2} F_y$$

$$\lambda_c = KL / r \times \sqrt{F_y / \pi^2 E}$$

ϕ_c : Factor de resistencia en un miembro en compresión axial

ϕ_{cPnc} : Resistencia de diseño en compresión

P_u : Carga última en compresión.

T_u : Carga última en tracción.

DISEÑO POR TRACCION:

$$P_u \leq \phi \times F_y \times A_s$$

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi \times F_y}$$

$$A_g \text{ min} = 12.125604 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/300$$

$$R_y = L_y/300$$

$$R_x = 0.6058333 \text{ cm}$$

$$R_y = 3.1791667 \text{ cm}$$

$KL/r < 300$

$$X = 46.494968$$

$$Y = 243.98666$$

BRIDA INFERIOR

$$T_u = 27.61 \text{ ton}$$

$$T_u = 27610 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.9$$

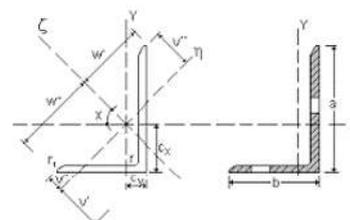
$$F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L_x = 181.75 \text{ cm}$$

$$L_y = 953.75 \text{ cm}$$

3 ARRIOSTRES

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 x 1/2



DATOS DEL PERFIL

$$a = 12.700 \text{ cm.} \quad t_w = 12.70 \text{ mm.}$$

$$x = 3.643 \text{ cm.}$$

$$I = 468.27 \text{ cm}^4$$

$$A = 30.645 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.909 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.909 \text{ cm}$$

DISEÑO POR TRACCION:

$$P_u \leq \phi \times F_y \times A_s$$

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi \times F_y}$$

$$A_g \text{ min} = 6.3068182 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/300$$

$$R_y = L_y/300$$

$$R_x = 0.9008333 \text{ cm}$$

$$R_y = 0.9008333 \text{ cm}$$

$KL/r < 300$

$$X = 86.177296$$

$$Y = 86.177296$$

DIAGONAL

$$T_u = 19.98 \text{ ton}$$

$$T_u = 19980 \text{ kgf}$$

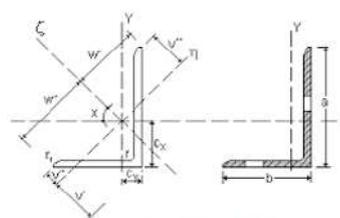
$$\phi = 0.9$$

$$F_y = 3520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L_x = 270.25 \text{ cm}$$

$$L_y = 270.25 \text{ cm}$$

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 x 3/8



DATOS DEL PERFIL

$$a = 10.160 \text{ cm.} \quad t_w = 9.53 \text{ mm.}$$

$$x = 2.891 \text{ cm.}$$

$$I = 181.42 \text{ cm}^4$$

$$A = 18.448 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.136 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.136 \text{ cm}$$

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 270.25
Ly = 270.25
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.9521242$
 $\lambda_y = 0.9521242$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr xx = 1731.1509 kg/cm²
Fcr yy = 1731.1509 kg/cm²

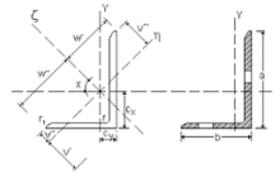
$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 27145.16	\geq	23100
yy 27145.16	\geq	23100

DIAGONAL (COMPRESION)

PU = 23.1 ton
PU = 23100 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 x 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 86.17729589 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 86.17729589 ok



a = 10.160 cm. tw = 9.53 mm.
x = 2.891 cm.
I = 181.42 cm⁴
A = 18.448 cm²
rx = 3.136 cm
ry = 3.136 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 181.75
Ly = 363.5 **1 ARRIOSTRE**
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.5136966$
 $\lambda_y = 1.0273932$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr xx = 2265.4433 kg/cm²
Fcr yy = 1626.4895 kg/cm²

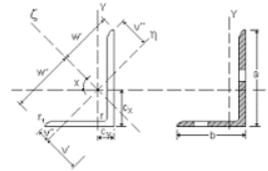
$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 59011.03	\geq	31690
yy 42367.34	\geq	31690

BRIDA SUPERIOR

PU = 31.69 ton
PU = 31690 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 x 1/2

$KL_x/r_x < 200$ 46.49496825 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 92.98993649 ok



a = 12.700 cm. tw = 12.70 mm.
x = 3.643 cm.
I = 468.27 cm⁴
A = 30.645 cm²
rx = 3.909 cm
ry = 3.909 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 200
Ly = 200
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.7046248$
 $\lambda_y = 0.7046248$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr xx = 2055.2772 kg/cm²
Fcr yy = 2055.2772 kg/cm²

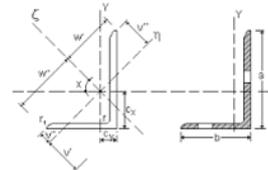
$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 32227.59	\geq	14550
yy 32227.59	\geq	14550

MONTANTE

PU = 14.55 ton
PU = 14550 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 x 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 63.77598216 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 63.77598216 ok



a = 10.160 cm. tw = 9.53 mm.
x = 2.891 cm.
I = 181.42 cm⁴
A = 18.448 cm²
rx = 3.136 cm
ry = 3.136 cm

3.2.6.4.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga horizontal:

Perfil de lados iguales 5 x 1/2 para bridas superiores e inferiores, ángulos de lados iguales de 4 x 3/8 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga y por último perfiles de lados iguales de 4 x 3/8 para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

	VIGA	REGLAMENTO (RNE)
DEFORMACIONES	0.03236	0.1060

TABLA 14: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR DEFORMACION MAXIMA

- Se cumple que la deformación máxima de la viga principal es menor que la deformación máxima según el RNE

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	X = 46.495	X = 300
	Y = 243.9867	Y = 300
BRIDA SUPERIOR	X = 46.495	X = 200

	Y = 92.99	Y = 200
DIAGONALES (TRACCION)	X = 86.1773 Y = 86.1773	X = 300 Y = 300
DIAGONALES (COMPRESION)	X = 86.1773 Y = 86.1773	X = 200 Y = 200
MONTANTES	X = 63.776 Y = 63.776	X = 200 Y = 200

TABLA 15: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ESBELTEZ

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	AG = 30.645 cm ²	AG = 12.1256 cm ² .
DIAGONALES	AG = 18.448 cm ² .	AG = 6.3068 cm ² .
RESISTENCIA		
DIAGONALES	X = 27145.16 kgf. Y = 27145.16 kgf.	X = 23100 kgf. Y = 23100 kgf.
BRIDA SUPERIOR	X = 59011.03 kgf. Y = 42367.34 kgf.	X = 31690 kgf. Y = 31690 kgf.
MONTANTES	X = 32227.59 kgf. Y = 32227.59 kgf.	X = 14550 kgf. Y = 14550 kgf.

TABLA 16: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.2.6.5 DISEÑO DE COLUMNAS

3.2.6.5.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una columna de pórtico tipo, la misma se encuentra vinculada junto con los apoyos y la viga de celosía principal de manera hiperestática, por lo que para este caso los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante el modelado de dicho pórtico con el programa SAP 2000 V18. La unión rígida entre columna y arco, se la adoptó por decisión de proyecto, logrando de este modo redistribuir un poco mejor los esfuerzos a lo largo de toda estructura.

Algunas características relevantes de la columna tipo utilizadas para el cálculo, son:

- Altura: (H total hasta la base del arco – fig.3-84) – (H de la viga horizontal)

$$10.35 - 2.00 = 8.35 \text{ m.}$$

- Apoyos: Articulados en la base y unida de forma rígida a la viga horizontal.

La tipología de la columna es liviana, reticulada, constituida por perfiles de lados iguales en acero A36

La columna tipo en cuestión se encuentra sometida a los esfuerzos provenientes de las cargas muertas, vivas, viento que actúan sobre las estructuras que soporta (viguetas, arcos, vigas

horizontales); adicionalmente se considerara también las fuerzas sísmicas sobre las columnas, esto debido a que la norma NTE. 030 lo sugiere

Al igual que en los diseños anteriores las características más relevantes que se van modificando en el diseño, se encuentran: dimensiones (alto y ancho de la sección transversal), tamaño de los perfiles ángulo de las bridas, diagonales y montantes, tipo de acero, separación de los elementos que conforman la columna.

La ubicación de la columna tipo analizada se muestra a continuación:

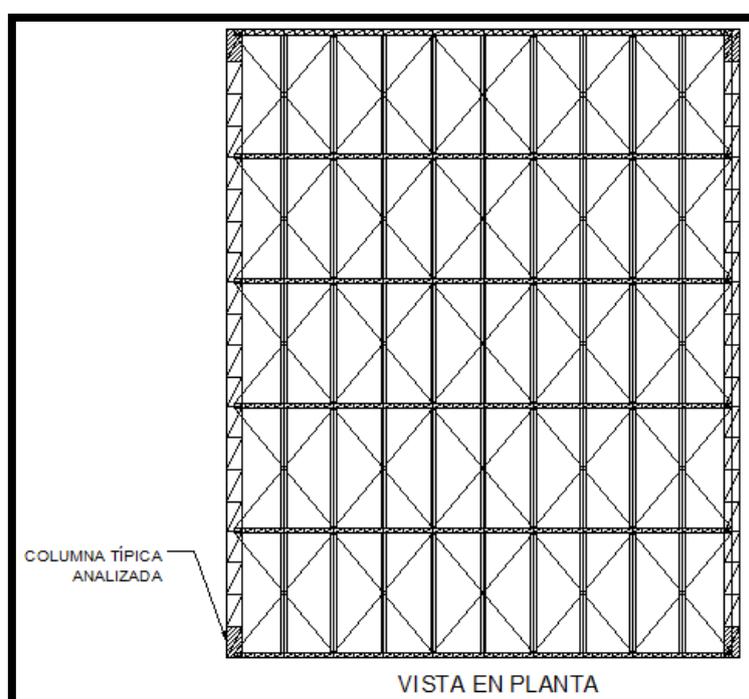


FIGURA 139: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.5.2 PRE-DIMENSIONADO

El criterio de predimensionamiento de columnas armadas de celosía es muy similar al realizado por las vigas horizontales, por lo que para estas estructuras se usara un peralte (largo) del orden de 1/10 a 1/15 de la luz libre; y un ancho de 1/2 a 1/4 de la distancia del peralte.

Se tomara una columna de forma rectangular espacial:

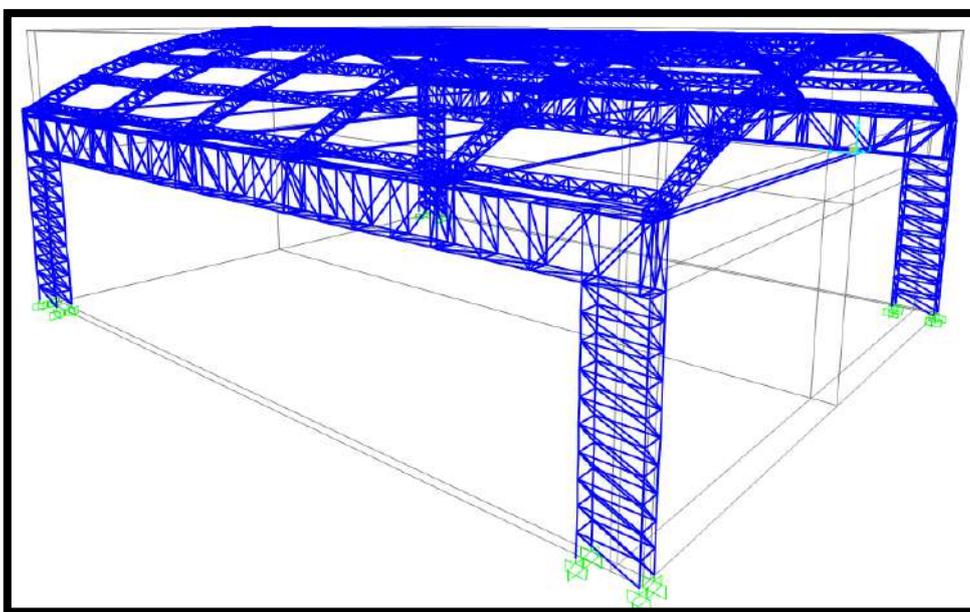


FIGURA 140: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA COLUMNA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

ECUACION 30: PRE DIMENSIONAMIENTO – PERALTE (LARGO) DE LA COLUMNA:

$$L = \frac{l}{14}$$
$$L = \frac{28.94}{14} \Rightarrow h = 2.07 \text{ m.}$$

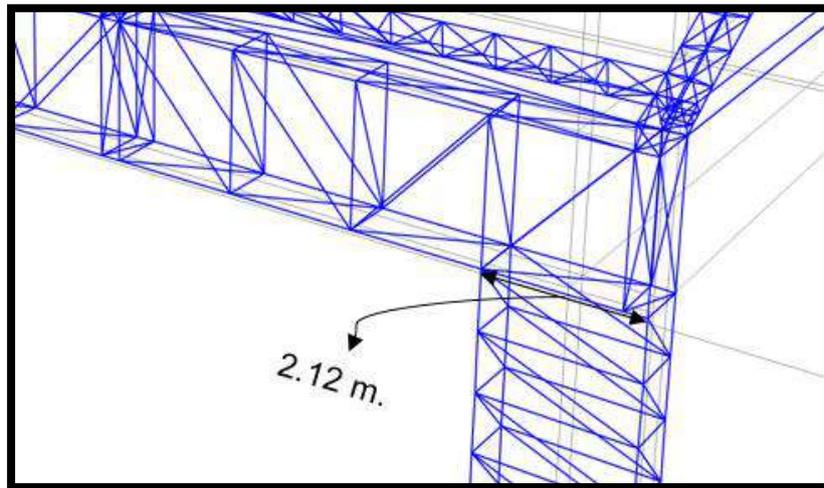


FIGURA 141: SECCIÓN DE VIGA DONDE SE MUESTRA SEPARACIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES

Pero si se desea buscar una mejor distribución de fuerzas en el sistema debemos buscar que los elementos tanto de la viga horizontal y la columna coincidan en el mismo eje como se aprecia en la figura 3-68, es por eso que se decidió optar por un peralte

$$L = 2.12 \text{ m.}$$

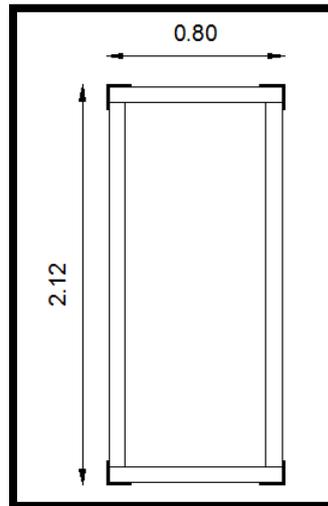
ECUACION 31: PRE DIMENSIONAMIENTO – ANCHO DE LA COLUMNA:

$$a = \frac{L}{3}$$

$$a = \frac{2.12}{3} \Rightarrow h = 0.7066 \text{ m.} \approx 0.80 \text{ m.}$$

(por seguridad y evitar problemas de esbeltez en la estructura)

FIGURA 142: CORTE TRANSVERSAL DE LA COLUMNA



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

ECUACION 32: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE LA COLUMNA:

La inclinación de los elementos diagonales, en relación a las bridas, deberá ser de entre 35° y 55° (L/20 a L/10)

$$s = \frac{l}{20}$$

$$s = \frac{8.35}{10} \Rightarrow s = 0.835 \text{ m.}$$

3.2.6.5.3 VERIFICACIONES

Se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viga, el cual deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas:

- tracción
- Compresión
- Flexocompresión

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

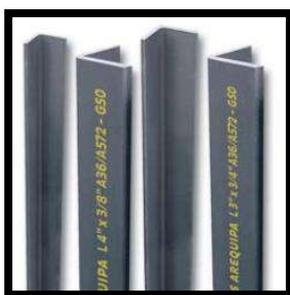
- deformaciones

Se realiza el análisis de la estructura, con los valores que transmite la viga horizontal sobre las columnas.

El procedimiento típico consiste en tomar las secciones asumidas en el modelo estructural y realizar la verificación antes mencionada.

En el diseño de la columna al igual que en el de la viga horizontal, un aspecto interesante es darle una altura considerable, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión. Con una altura de la sección transversal mayor, los esfuerzos últimos en los perfiles disminuyen, aunque también para este caso la longitud de las diagonales crece, disminuyéndose su resistencia de diseño a la compresión. Por ello se prueban con varios valores hasta encontrar una solución que se considere apropiada.

FIGURA 143: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES



FUENTE: ACEROS AREQUIPA

**FIGURA 144: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL
(ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)**

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 657/V

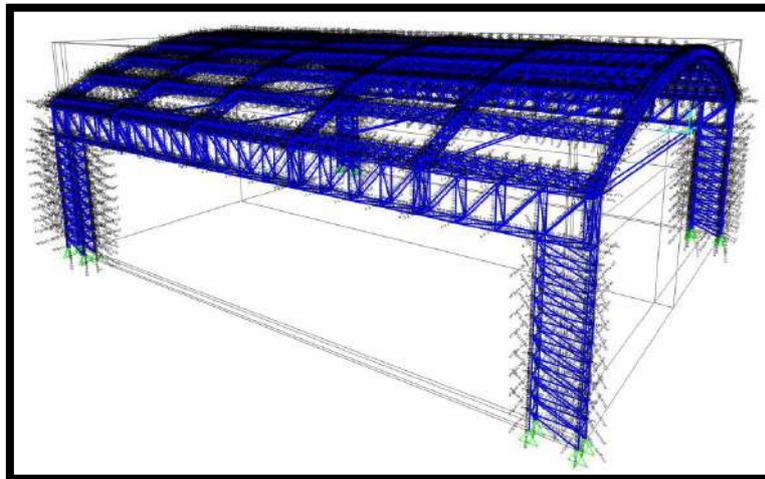
PRESENTACIÓN:**

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.

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

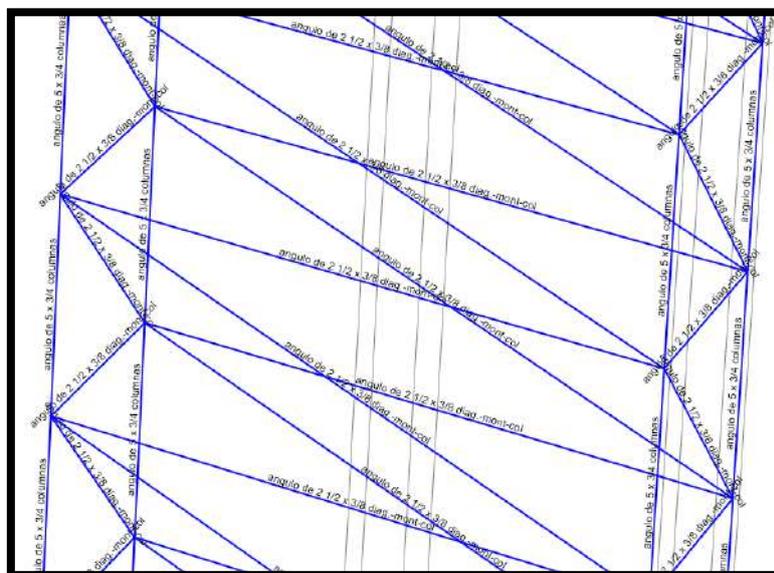
Se realizaron varias iteraciones para poder definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 5 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de 2 1/2 x 3/8 para montantes y diagonales, ángulos de 2 1/2 x 3/8 para diagonales en las partes laterales de la columna.

FIGURA 145: VISTA FRONTAL DE LA VIGA HORIZONTAL



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 146: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA COLUMNA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

FIGURA 147: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS COLUMNAS

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
ángulo de 5 x 3/4 columnas	Frame	160	133.6	4.6935
ángulo de 2 1/2 x 3/8 diag.-mont-col	Frame	304	484.66579	4.2567

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 8.9502 tonf. Para las columnas

Al igual que para las vigas la AISC-ASD-L3.1 indica que la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$, tomando como desplazamiento máximo el punto más alto de la columna

ECUACION 33: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA COLUMNA

$$\Delta \max = L/360$$

$$\Delta \max(x) = 28.94/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$$

$$\Delta \max(y) = 38.15/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$$

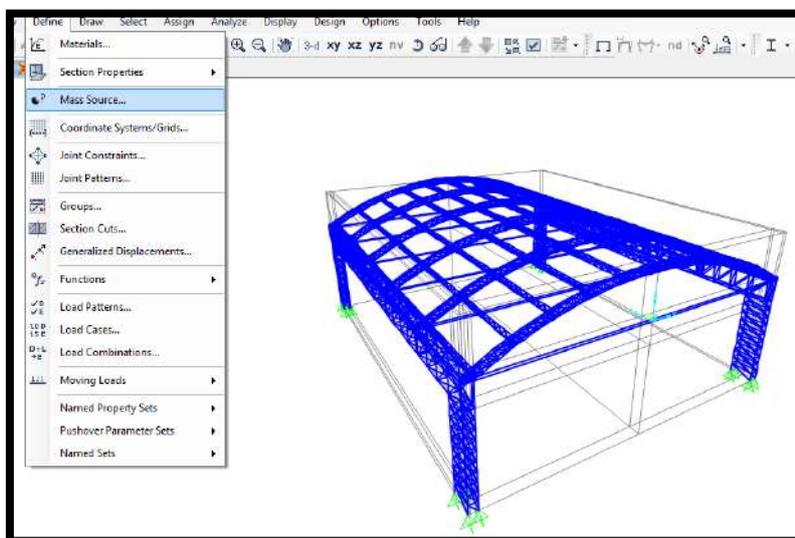
- Cargas que actúan en la columna
 - CM - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - CV - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - CW - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17
 - CE - fuerza producida por la acción del sismo sobre el conjunto estructural

La carga sísmica se obtiene a partir de un espectro sísmico en las direcciones “X” y “Y”; debemos identificar primero que en la dirección “Y” la estructura posee la condición de pórtico según el reglamento, mientras que para la dirección “X” esta condición no se cumple por lo que tuvimos que utilizar un espectro sísmico particular para este sentido.

El software SAP 2000 v17 posee la Norma Técnica Peruana. E030 – 2014 que es con la que trabajaremos, a continuación presentamos los pasos que utilizamos en dicho programa:

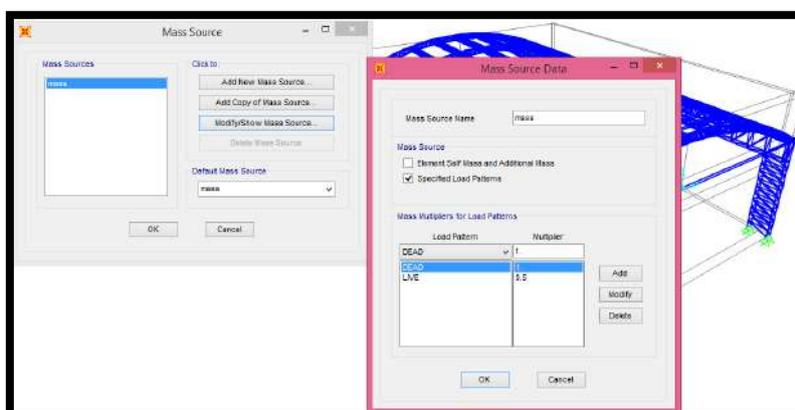
- Espectro sísmico en la dirección “Y”:
 1. Definimos la masa con la que trabajara en el espectro:

FIGURA 148: PASOS PARA DEFINIR LA MASA DEL ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

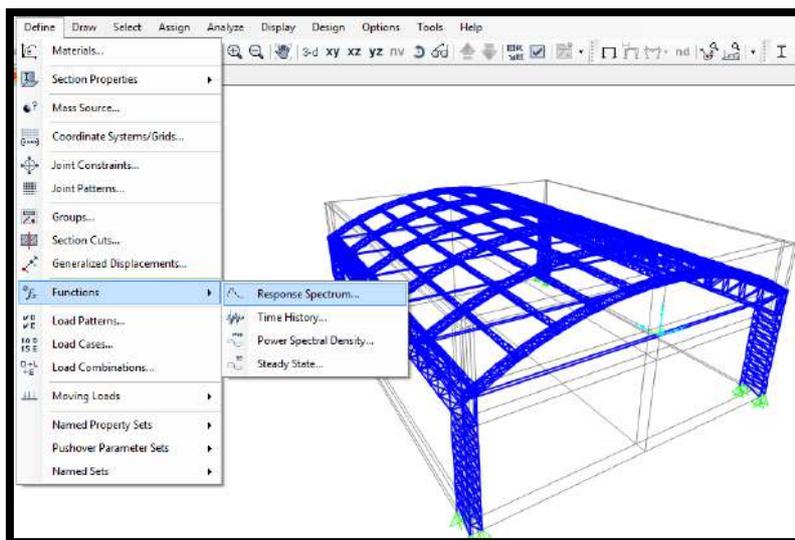
FIGURA 149: MASA DEL ESPECTRO SISMICO (1D+0.5L) EN EL SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

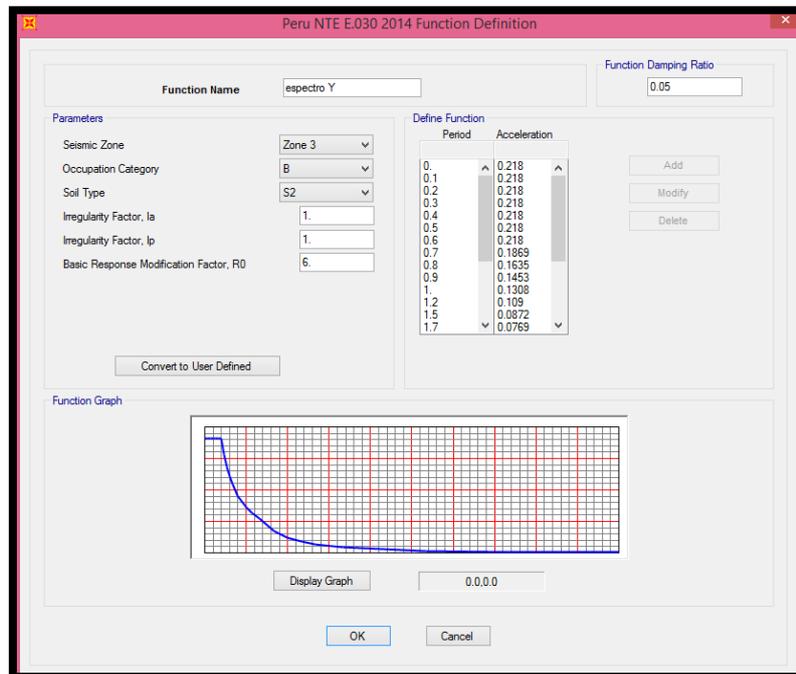
2. Definimos el espectro sísmico según la Norma Técnica Peruana E.030 para la dirección “Y”

FIGURA 150: PASOS PARA DEFINIR EL ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 151: ESPECTRO SISMICO SEGÚN LA NORMA PERUANA E030 - 2014 EN LA DIRECCION DEL EJE “Y” - SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3. Debido a que en la dirección “X” no podemos utilizar el espectro anterior debido a que en dicha dirección no se cumple con el criterio de pórtico, analizaremos las columnas en esta dirección como elementos no estructurales (Norma Técnica Peruana E.030 – Capítulo VI: Elementos no Estructurales, Apéndices Y Equipos, RNE - Pág. 338):

$$V = Z * U * C1 * P$$

Donde:

- V : fuerza sísmica
Z : factor de zona
C1 : coeficiente de amplificación sísmica
P : peso total de la estructura

De esta ecuación necesitamos la aceleración para el espectro “X”

$$F = m * a$$

$$P = m * g$$

Dónde: F = fuerza; m = masa; a = aceleración

P = peso; g = gravedad

Reemplazando en la ecuación anterior resulta:

$$a = Z * U * C1 * g$$

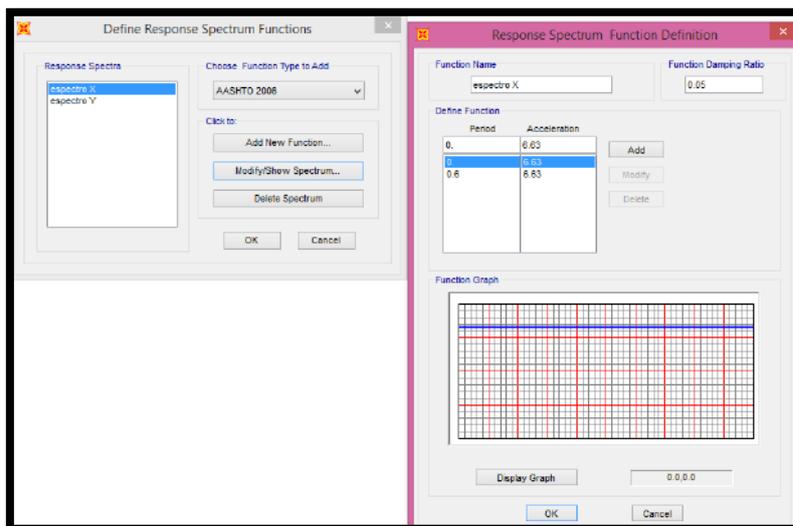
$$Sa = ZUC1G$$

SEGÚN EL REGLAMENTO

Z	0.4
U	1.3
C1	1.3
G	9.81
Sa	6.63156

FIGURA 152: ESPECTRO SISMICO EN LA DIRECCION DEL EJE “X” -

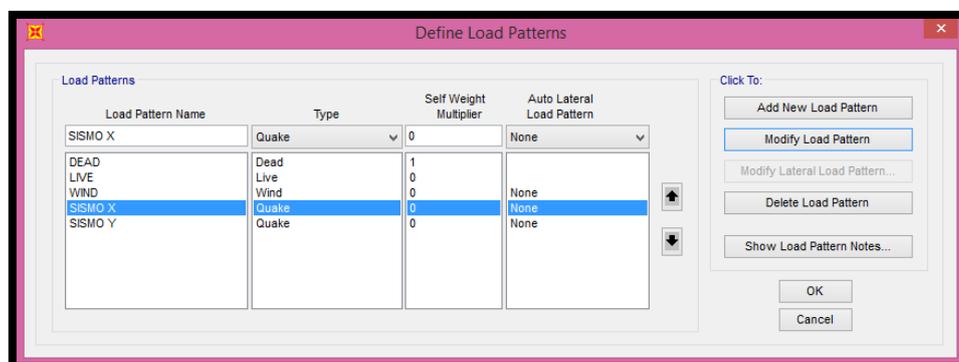
SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

4. Definimos los patrones de carga:

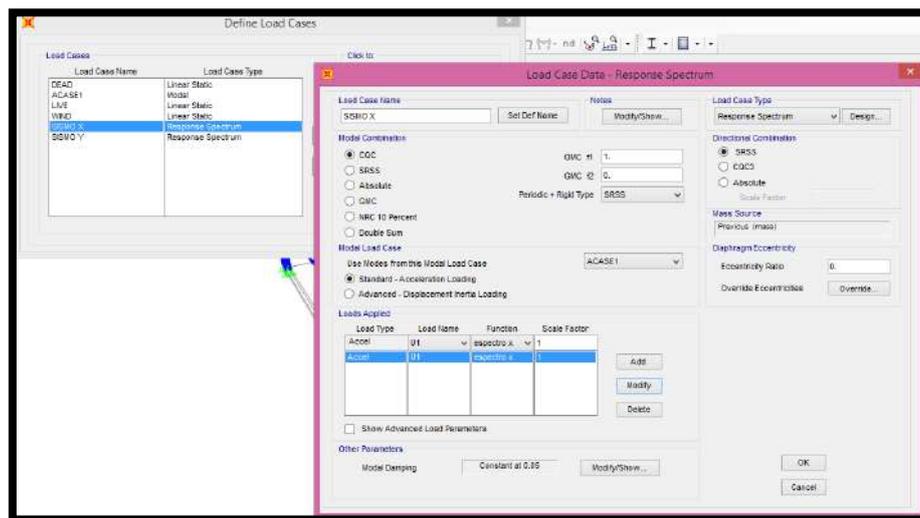
FIGURA 153: PATRONES DE CARGA - SOFTWARE SAP 2000 V 17



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

5. Y finalmente los estados de carga

FIGURA 154: ESTADOS DE CARGA - SOFTWARE SAP 2000 V 17



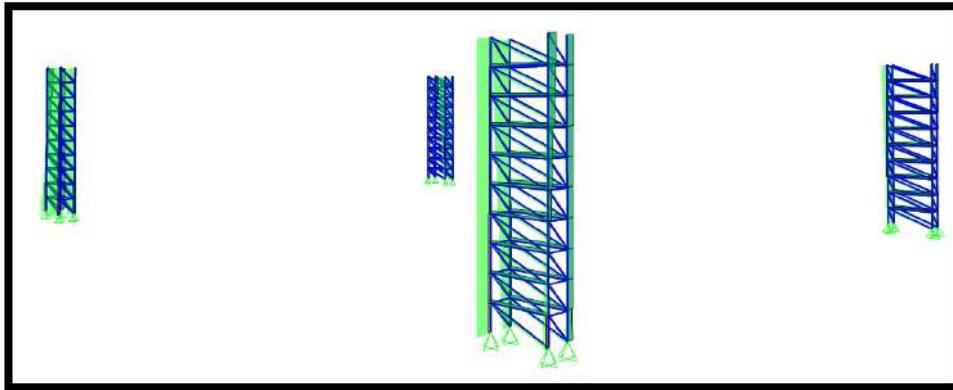
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva, viento y de sismo en ambas direcciones obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra.

La Norma Técnica Peruana indica que se debe evaluar el conjunto de fuerzas (envolvente), no actuando al mismo tiempo sismo con las fuerzas de viento. Por lo que para nuestro proyecto resultan tres envolventes donde actúan por separado las fuerzas de viento, fuerza sísmica en la dirección X, fuerza sísmica en la dirección Y.

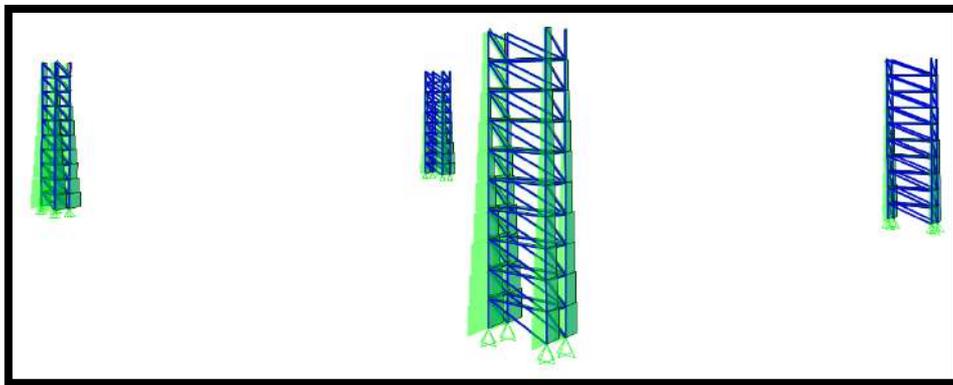
De estas tres envolventes utilizaremos la más crítica para realizar el diseño correspondiente de las columnas

FIGURA 155: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (W)



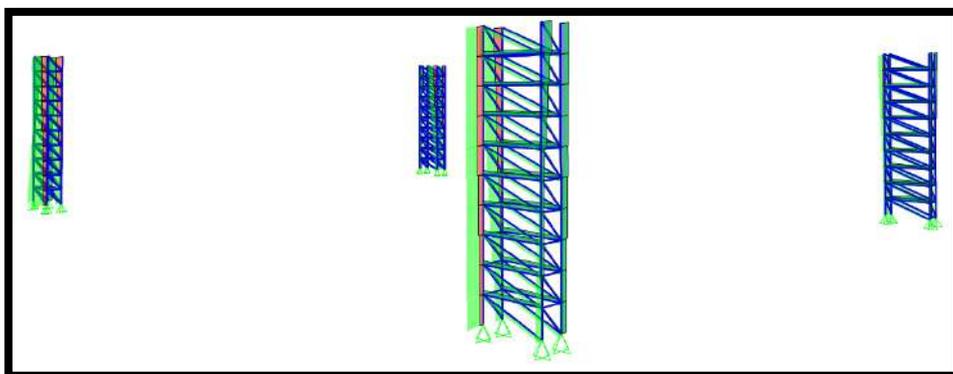
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 156: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SX)



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 157: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SY)

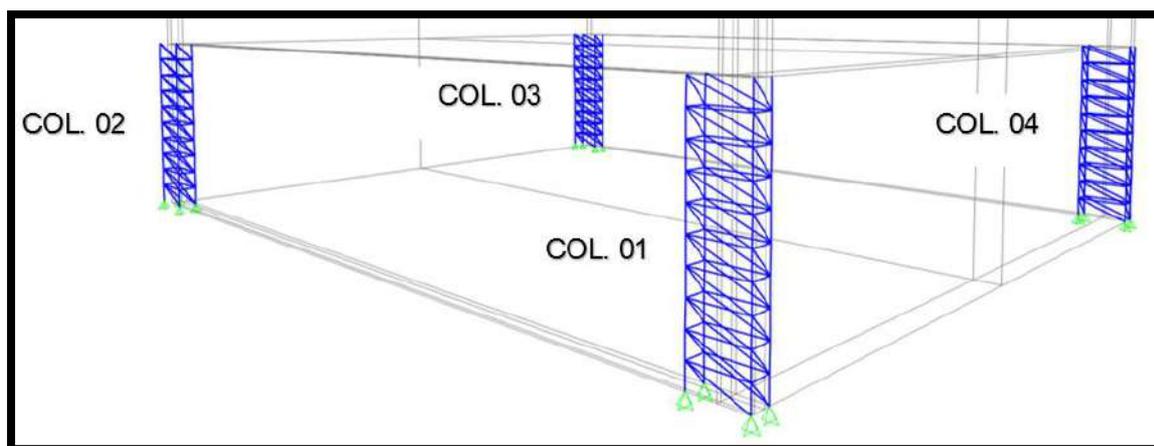


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo a las figuras anteriores observamos que los esfuerzos más altos en cada barra se encuentran tanto en la base como en la parte superior a diferencia del diagrama SX cuyos esfuerzos más altos se encuentran en la base.

A continuación presentamos los esfuerzos por cada barra tanto en la base como en la parte más alta de cada columna:

FIGURA 158: DISTRIBUCIÓN DE LAS COLUMNAS – SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE W					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	-1.26	1.00	12.12	9.47
	SUPERIOR	-18.45	-25.75	-1.26	0.40
	PARTE	-3.55	2.18	-2.70	6.86
	INFERIOR	-18.80	-11.42	-7.82	1.90

COLUMNA 02	PARTE	11.93	7.88	-1.19	1.14
	SUPERIOR	-1.49	0.47	-21.83	-25.77
	PARTE	-3.48	6.95	-3.95	2.32
	INFERIOR	-10.22	1.83	-20.98	-12.30

COLUMNA 03	PARTE	9.50	10.59	-2.99	-1.76
	SUPERIOR	-0.19	1.44	-27.72	-18.21
	PARTE	5.81	2.68	-0.68	2.66
	INFERIOR	-4.11	-7.05	-9.10	-21.74

COLUMNA 04	PARTE	-2.65	-1.83	10.47	12.81
	SUPERIOR	-25.42	-19.23	0.02	1.40
	PARTE	0.42	2.72	8.15	2.90
	INFERIOR	-8.03	-21.49	-4.09	-6.81

ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE SY					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	-9.27	-12.07	14.32	12.03
	SUPERIOR	-23.78	-32.41	5.11	4.26
	PARTE	-4.41	0.47	1.72	7.12
	INFERIOR	-21.72	-11.26	-8.92	-1.67

COLUMNA 02	PARTE	13.92	9.94	-10.37	-11.51
	SUPERIOR	5.16	3.42	-27.83	-32.46
	PARTE	0.83	7.77	-5.69	-0.72
	INFERIOR	-10.65	-2.40	-24.46	-11.09

COLUMNA 03	PARTE	12.23	12.65	-12.37	-8.41
	SUPERIOR	4.32	4.76	-33.89	-22.71
	PARTE	5.20	3.33	-0.55	-5.77
	INFERIOR	-3.21	-8.44	-8.96	-25.01

COLUMNA 04	PARTE	-11.68	-9.42	13.65	15.53
	SUPERIOR	-31.12	-24.00	4.98	5.24
	PARTE	1.47	-4.78	6.60	2.85
	INFERIOR	-8.51	-24.52	-1.86	-7.41

ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE SX					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	52.88	63.78	62.28	50.08
	INFERIOR	-60.07	-83.10	-73.07	-44.69
COLUMNA 02	PARTE	51.49	50.67	65.09	63.14
	INFERIOR	-61.20	-45.30	-86.63	-74.79
COLUMNA 03	PARTE	53.75	49.24	72.12	56.79
	INFERIOR	-51.77	-54.34	-80.52	-79.06
COLUMNA 04	PARTE	70.31	55.65	55.55	49.33
	INFERIOR	-77.34	-77.55	-50.81	-53.89

- todos los valores tienen por unidad ton.

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

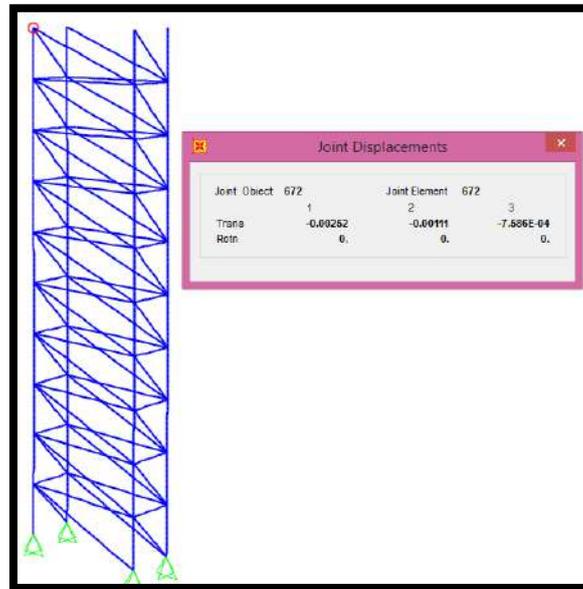
$$\Delta x = -0.00252 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.00111 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -7.586E^{-4} \text{ m}$$

FIGURA 159: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS

ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Adicionalmente las deflexiones máximas por cargas de sismo en el punto más alto de la columna son:

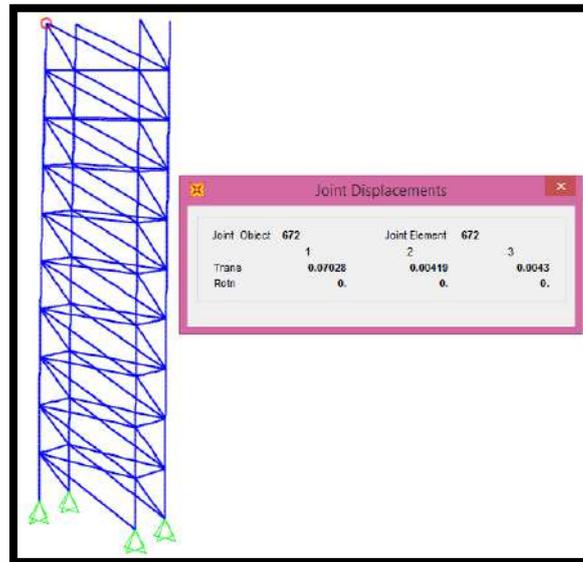
- Para la deflexión máxima por sismo en el eje X

$$\Delta x = 0.07028 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.00419 \text{ m.}$$

$$\Delta z = 0.0043 \text{ m}$$

FIGURA 160: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

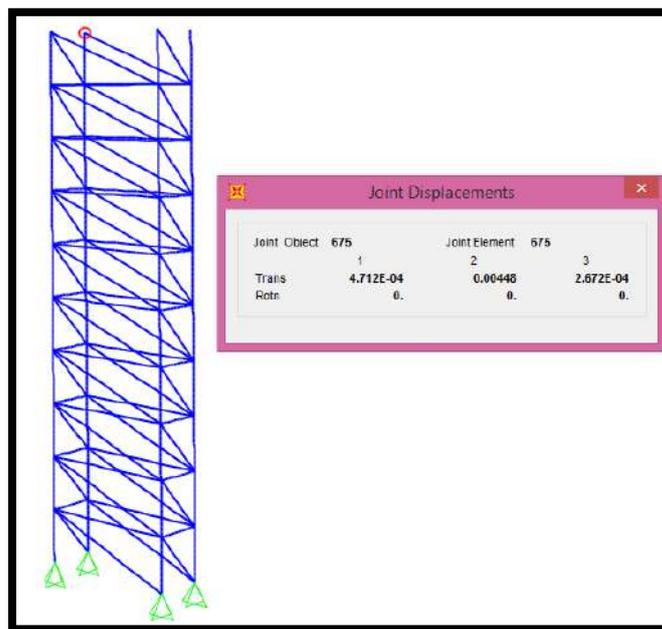
- Para la deflexión máxima por sismo en el eje Y

$$\Delta x = 4.712E^{-4} m.$$

$$\Delta y = 0.00448 m.$$

$$\Delta z = 2.672E^{-4} m$$

FIGURA 161: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.5.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la columna (envolvente) debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DE LA COLUMNA.

El diseño de columnas es muy similar a los diseños que hemos venido realizando (vigas), puesto que también se evalúan los esfuerzos máximos por tracción y compresión por barra, la diferencia está en que debemos realizar también un chequeo de los perfiles en conjunto utilizando también el total del esfuerzo aplicado en dicha sección y calcular la esbeltez total de la columna como detallaremos a continuación:

• Diseños de acuerdo a la envolvente por Viento

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$

$Ag_{min} = TU$

$\phi \times FY$

$Ag_{min} = 22.50329 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_k = L_k/300$

$R_y = L_y/300$

$R_k = 2.783333 \text{ cm}$

$R_y = 2.783333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

X 22.97607

Y 8.16936

BRIDA EN TRACCION

TU= 51.24 ton

TU= 51240 kgf

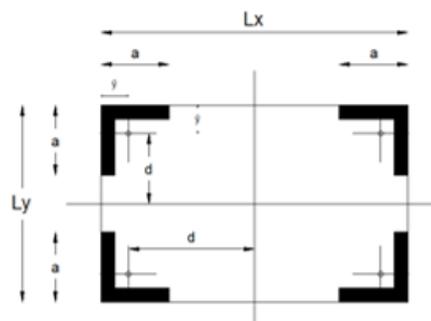
$\phi = 0.9$

FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 835 \text{ cm}$

$L_y = 835 \text{ cm}$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



perfil	5	3/4	
(tabla)	r_x	plg	3.8354 cm
(tabla)	r_y	plg	3.8354 cm
	L_x		212 cm
	L_y		80 cm
	\bar{y}	plg	3.8608 cm
	d_y		102.1392 cm
	d_x		36.1392 cm
(un perfil)	A	plg2	44.774 cm ²
(a. total de conjunt)	At		179.0964 cm ²
	Io		658.6402 cm ⁴
	I_{xx}		236542 cm ⁴
	r_{xx}		36.34215 cm
	I_{yy}		1871043 cm ⁴
	r_{yy}		102.2112 cm

$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{At}}$
 $r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{At}}$

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$

$Ag_{min} = TU$

$\phi \times FY$

$Ag_{min} = 5.625823 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_k = L_k/300$

$R_y = L_y/300$

$R_k = 0.278333 \text{ cm}$

$R_y = 0.278333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

X 21.82335

Y 21.82335

BRIDA EN TRACCION

TU= 12.81 ton

TU= 12810 kgf

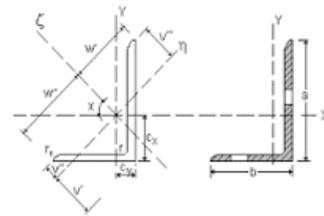
$\phi = 0.9$

FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 83.5 \text{ cm}$

$L_y = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



DATOS DEL PERFIL

a =	12.700 cm.	tw =	19.05 mm.
x =	3.870 cm.		
I =	655.2 cm ⁴		
A =	44.758 cm ²		
r_x =	3.826 cm		
r_y =	3.826 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 835$
 $L_y = 835$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.25385$
 $\lambda_y = 0.090259$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658/\lambda^2)F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

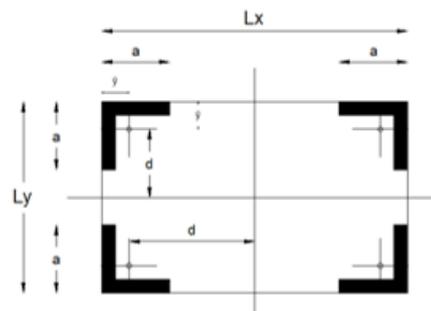
$F_{cr_{xx}} = 2462.675 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 2521.388 \text{ kg/cm}^2$

$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $_{xx} \quad 374897.79 \geq 110880$
 $_{yy} \quad 383835.82 \geq 110880$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 110.88 \text{ ton}$
 $P_u = 110880 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



	perfil	5	3/4	
(tabla)	r_x	1.51	plg	3.8354 cm
(tabla)	r_y	1.51	plg	3.8354 cm
	L_x	212		cm
	L_y	80		cm
	\bar{y}	1.52	plg	3.8608 cm
	d_y	102.1392		cm
	d_x	36.1392		cm
(un perfil)	A	6.94	plg2	44.774 cm ²
(a. total de conjunt)	A_t	179.0964		cm ²
	I_o	658.6402		cm ⁴
	$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	236542		cm ⁴
	r_{xx}	36.34215		cm
	$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	1871043		cm ⁴
	r_{yy}	102.2112		cm
	$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$			
	$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$			

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 83.5$
 $L_y = 83.5$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.241114$
 $\lambda_y = 0.241114$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658/\lambda^2)F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

$F_{cr_{xx}} = 2469.181 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 2469.181 \text{ kg/cm}^2$

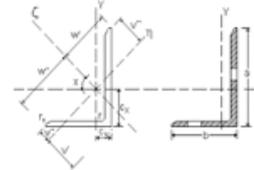
$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $_{xx} \quad 93938.21 \geq 27720$
 $_{yy} \quad 93938.21 \geq 27720$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 27.72 \text{ ton}$
 $P_u = 27720 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4

$KL_x/r_x < 200 \quad 21.82334671 \quad \text{ok}$
 $KL_y/r_y < 200 \quad 21.82334671 \quad \text{ok}$



DIAMETRO DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm.}$
 $x = 3.870 \text{ cm.}$
 $l = 655.2 \text{ cm}^4$
 $A = 44.758 \text{ cm}^2$
 $r_x = 3.826 \text{ cm}$
 $r_y = 3.826 \text{ cm}$
 $tw = 19.05 \text{ mm.}$

- diseños de acuerdo a la envolvente por Sismo Y

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$

$Ag_{min} = TU$

$\phi \times FY$

$Ag_{min} = 27.28151 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$

$R_y = L_y/300$

$R_x = 2.783333 \text{ cm}$

$R_y = 2.783333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

X 22.97607

Y 8.16936

BRIDA EN TRACCION

TU= 62.12 ton

TU= 62120 kgf

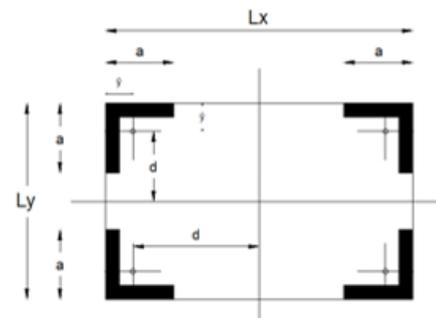
$\phi = 0.9$

FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 835 \text{ cm}$

$L_y = 835 \text{ cm}$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



	perfil	5	3/4	
(tabla)	r_x	1.51	plg	3.8354 cm
(tabla)	r_y	1.51	plg	3.8354 cm
	L_x	212		cm
	L_y	80		cm
	\bar{y}	1.52	plg	3.8608 cm
	d_y	102.139		cm
	d_x	36.1332		cm
(un perfil)	A	6.94	plg ²	44.774 cm ²
(a. total de conjunt.)	At	173.096		cm ²
	I_o	658.64		cm ⁴
$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{xx}	236542		cm ⁴
	r_{xx}	36.3422		cm
$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{yy}	1871043		cm ⁴
	r_{yy}	102.211		cm
				$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{At}}$
				$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{At}}$

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$

$Ag_{min} = TU$

$\phi \times FY$

$Ag_{min} = 6.820378 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$

$R_y = L_y/300$

$R_x = 0.278333 \text{ cm}$

$R_y = 0.278333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

X 21.82335

Y 21.82335

BRIDA EN TRACCION

TU= 15.53 ton

TU= 15530 kgf

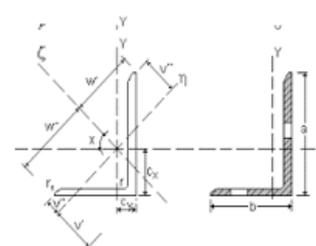
$\phi = 0.9$

FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 83.5 \text{ cm}$

$L_y = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



DATOS DEL PERFIL

a =	12.700 cm.	tw =	19.05 mm.
x =	3.870 cm.		
I =	655.2 cm ⁴		
A =	44.758 cm ²		
$r_x =$	3.826 cm		
$r_y =$	3.826 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 60$
 $L_y = 300$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.018241$
 $\lambda_y = 0.032428$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877\lambda^2)F_y$

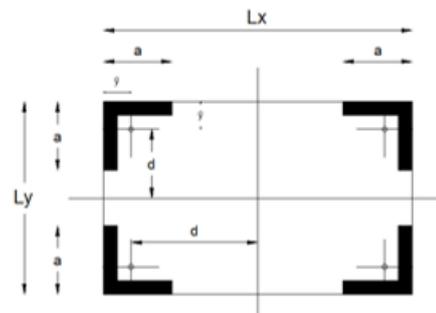
$F_{cr_{xx}} = 2529.648 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 2528.887 \text{ kg/cm}^2$

$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $_{xx} 385093.21 \geq 135560$
 $_{yy} 384977.36 \geq 135560$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 135.56 \text{ ton}$
 $P_u = 135560 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



	perfil	5	3/4	
(tabla)	r_x	1.51	plg	3.8354 cm
(tabla)	r_y	1.51	plg	3.8354 cm
	L_x	212	cm	
	L_y	80	cm	
	\bar{y}	1.52	plg	3.8608 cm
	d_y	102.139	cm	
	d_x	36.1392	cm	
(un perfil)	A	6.94	plg2	44.774 cm ²
(a. total de conjunt)	A_t	179.096	cm ²	
	I_o	658.64	cm ⁴	
	$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{xx}	236542	cm ⁴
	r_{xx}	36.3422	cm	$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$
	$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{yy}	1871043	cm ⁴
	r_{yy}	102.211	cm	
	$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$			

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 60$
 $L_y = 300$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.173255$
 $\lambda_y = 0.866277$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877\lambda^2)F_y$

$F_{cr_{xx}} = 2498.412 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 1848.037 \text{ kg/cm}^2$

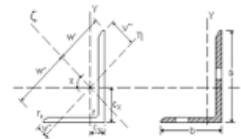
$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $_{xx} 95050.30 \geq 33890$
 $_{yy} 70307.23 \geq 33890$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 33.89 \text{ ton}$
 $P_u = 33890 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4

$KL_x/r_x < 200$ 15.68144674 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 78.4072337 ok



UA I US DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm.}$
 $x = 3.870 \text{ cm.}$
 $l = 655.2 \text{ cm}^4$
 $A = 44.758 \text{ cm}^2$
 $r_x = 3.826 \text{ cm}$
 $r_y = 3.826 \text{ cm}$
 $t_w = 19.05 \text{ mm.}$

- diseños de acuerdo a la envolvente por Sismo X

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$
 $Ag_{min} = TU$
 $\phi \times FY$

$Ag_{min} = 101.8445 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 2.783333 \text{ cm}$
 $Ry = 2.783333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

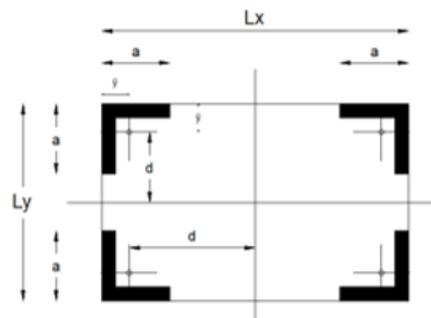
$X = 22.97607$
 $Y = 8.16936$

BRIDA EN TRACCION

$TU = 231.9 \text{ ton}$
 $TU = 231900 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$Lx = 835 \text{ cm}$
 $Ly = 835 \text{ cm}$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



perfil	5	3/4		
(tabla)	$r_x = 1.51$	$plg = 3.8354$	cm	
(tabla)	$r_y = 1.51$	$plg = 3.8354$	cm	
	$L_x = 212$		cm	
	$L_y = 80$		cm	
	$\bar{y} = 1.52$	$plg = 3.8608$	cm	
	$d_y = 102.139$		cm	
	$d_x = 36.1392$		cm	
(un perfil)	$A = 6.94$	$plg^2 = 44.774$	cm^2	
(a. total de conjunt)	$At = 179.096$		cm^2	
	$I_o = 658.64$		cm^4	
	$I_{xx} = 236542$		cm^4	
	$r_{xx} = 36.3422$		cm	
	$I_{yy} = 1871043$		cm^4	
	$r_{yy} = 102.211$		cm	
		$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{At}}$		

$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$

$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$

$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{At}}$

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$
 $Ag_{min} = TU$
 $\phi \times FY$

$Ag_{min} = 31.67325 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.278333 \text{ cm}$
 $Ry = 0.278333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

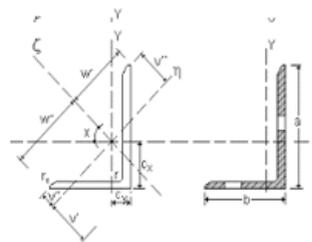
$X = 21.82335$
 $Y = 21.82335$

BRIDA EN TRACCION

$TU = 72.12 \text{ ton}$
 $TU = 72120 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$Lx = 83.5 \text{ cm}$
 $Ly = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



DATOS DEL PERFIL

$a =$	12.700 cm.	$tw =$	19.05 mm.
$x =$	3.870 cm.		
$I =$	655.2 cm^4		
$A =$	44.758 cm^2		
$r_x =$	3.826 cm		
$r_y =$	3.826 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 835$
 $L_y = 835$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.25385$
 $\lambda_y = 0.090253$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877\lambda^2)F_y$

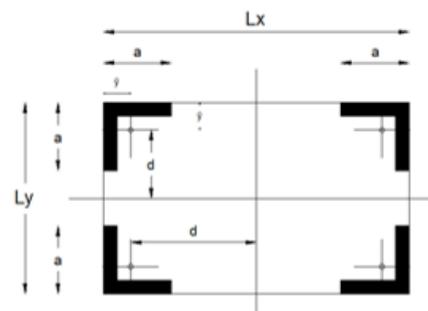
$F_{cr_{xx}} = 2462.675 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 2521.388 \text{ kg/cm}^2$

$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $xx \quad 374897.79 \geq 267920$
 $yy \quad 383835.82 \geq 267920$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 267.92 \text{ ton}$
 $P_u = 267920 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFILES DE LADOS IGUALES 5" x 3/4



	perfil	5	3/4		
(tabla)	r_x	1.51	plg	3.8354	cm
(tabla)	r_y	1.51	plg	3.8354	cm
	L_x	212			cm
	L_y	80			cm
	\bar{y}	1.52	plg	3.8608	cm
	d_y	102.139			cm
	d_x	36.1392			cm
(un perfil)	A	6.94	plg2	44.774	cm2
(a. total de conjunt)	A_t	179.096			cm2
	I_o	658.64			cm4
$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{xx}	236542			cm4
	r_{xx}	36.3422			cm
$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{yy}	1871043			cm4
	r_{yy}	102.211			cm
				$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$	

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 83.5$
 $L_y = 83.5$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.241114$
 $\lambda_y = 0.241114$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877\lambda^2)F_y$

$F_{cr_{xx}} = 2469.181 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cr_{yy}} = 2469.181 \text{ kg/cm}^2$

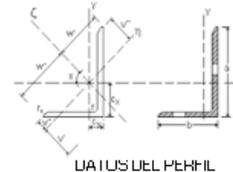
$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$
 $xx \quad 93938.21 \geq 86630$
 $yy \quad 93938.21 \geq 86630$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 86.63 \text{ ton}$
 $P_u = 86630 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5" x 3/4

$KL_x/r_x < 200 \quad 2182334671 \text{ ok}$
 $KL_y/r_y < 200 \quad 2182334671 \text{ ok}$

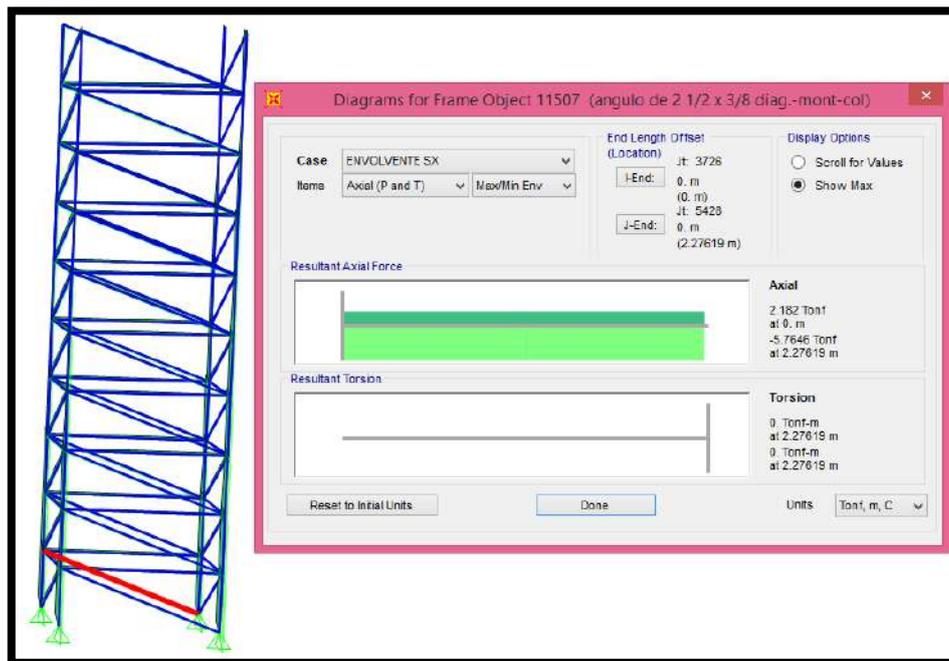


DATOS DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm.}$
 $x = 3.870 \text{ cm.}$
 $I = 655.2 \text{ cm}^4$
 $A = 44.758 \text{ cm}^2$
 $r_x = 3.826 \text{ cm}$
 $r_y = 3.826 \text{ cm}$
 $t_w = 19.05 \text{ mm.}$

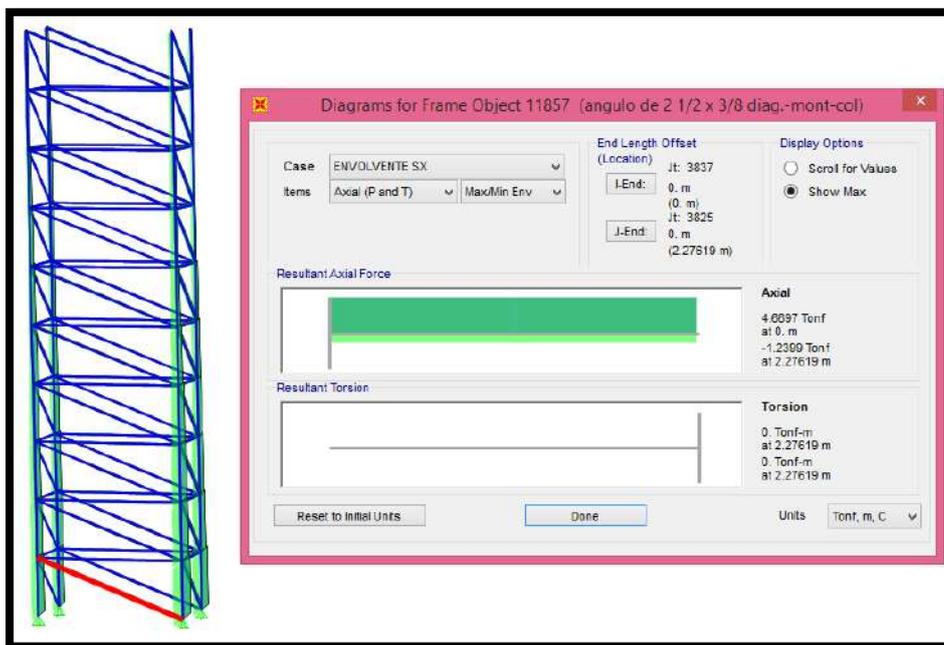
- se observa que de acuerdo a los diseños realizados, la envolvente por sismo x es la más crítica por lo que se trabajara en base a dicha envolvente para los posteriores diseños (diagonales, montantes, diseño de conexiones y cimentaciones).

FIGURA 162: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”



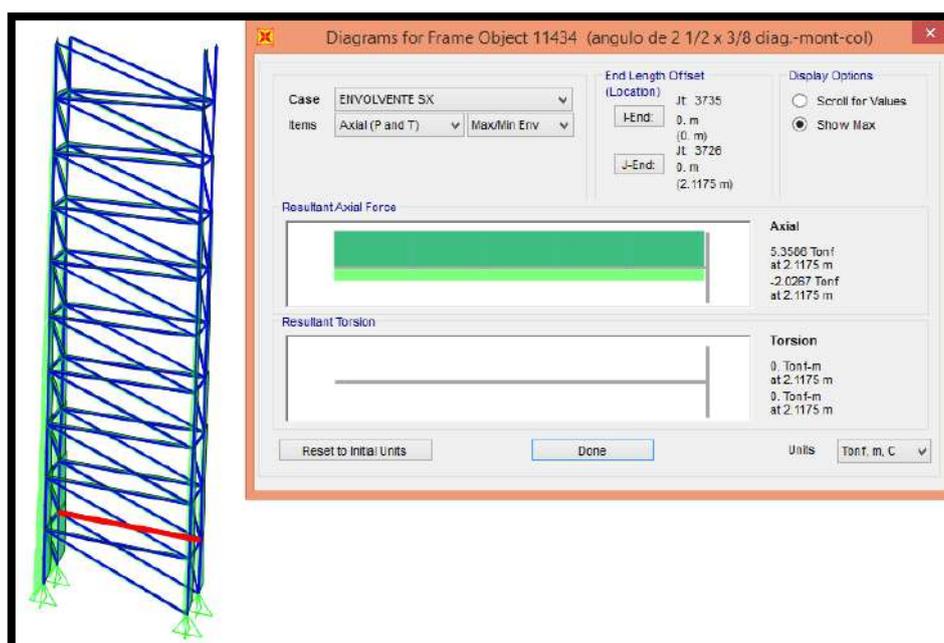
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 163: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”



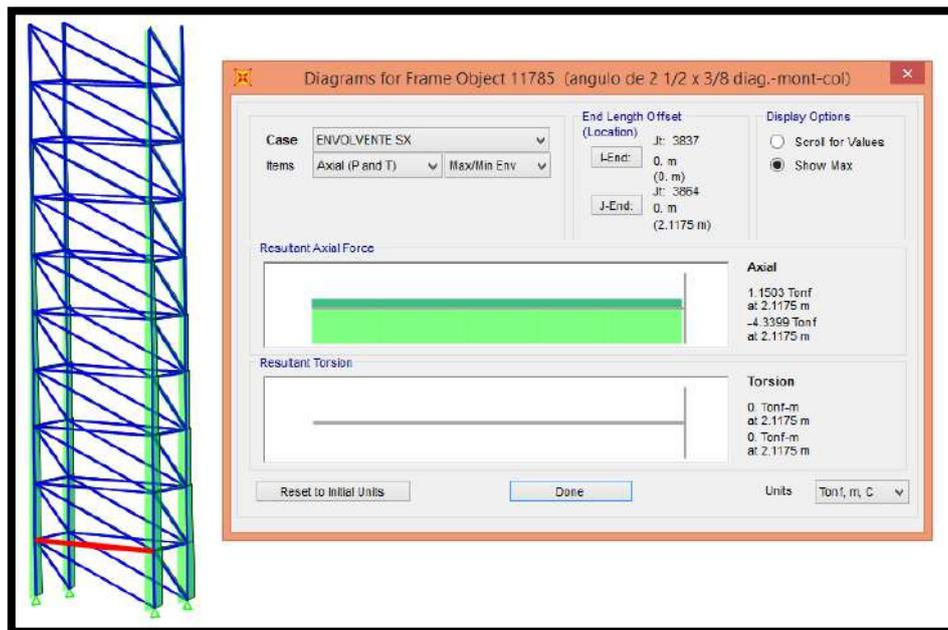
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 164: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 165: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN “X”



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

DISEÑO POR TRACCION:
 $PU \leq \phi \times F_y \times A_S$

$$A_g \text{ min} = \frac{TU}{\phi \times F_Y}$$

$$A_g \text{ min} = 2.050944 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/300$$

$$R_y = L_y/300$$

$$R_x = 0.76 \text{ cm}$$

$$R_y = 0.76 \text{ cm}$$

$KL/r < 300$

$$X \quad 119.179$$

$$Y \quad 119.179$$

DIAGONAL

$$TU = 4.67 \text{ ton}$$

$$TU = 4670 \text{ kgf}$$

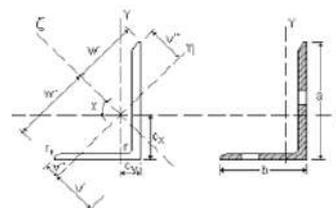
$$\phi = 0.9$$

$$F_Y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L_x = 228 \text{ cm}$$

$$L_y = 228 \text{ cm}$$

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2" x 3/8



DATOS DEL PERFIL

$$a = 8.350 \text{ cm.}$$

$$x = 1.935 \text{ cm.}$$

$$I = 40.95252582 \text{ cm}^4$$

$$A = 11.189 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 1.913088792 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.913088792 \text{ cm}$$

$$tw = 9.53 \text{ mm.}$$

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 228
Ly = 228
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 1.316741$
 $\lambda_y = 1.316741$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr xx = 1224.501 kg/cm2
Fcr yy = 1224.501 kg/cm2

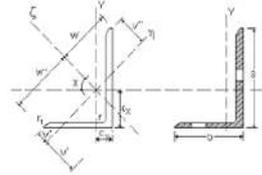
$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$
xx 11646.32 \geq 5770
yy 11646.32 \geq 5770

DIAGONAL

PU = 5.77 ton
PU = 5770 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm2
E = 2100000 kgf/cm2

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2" x 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 119.1789952 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 119.1789952 ok



PERFIL

a = 6.350 cm. tw = 9.53 mm.
x = 1.935 cm.
I = 40.95252582 cm4
A = 11.189 cm2
rx = 1.913088792 cm
ry = 1.913088792 cm

DISEÑO POR TRACCION:

$P_u \leq \Phi * F_y * A_s$

$$A_g \text{ min} = \frac{T_U}{\Phi * F_Y}$$

A_g min = 2.353975 cm²

ESBELTEZ

Rx = Lx/300
Ry = Ly/300
Rx = 0.706667 cm
Ry = 0.706667 cm

Lx = 212 cm
Ly = 212 cm

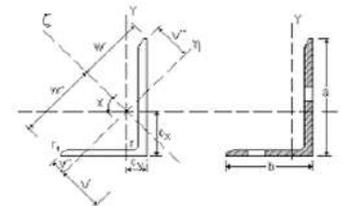
$KL/r < 300$

X 110.8156
Y 110.8156

MONTANTE

TU= 5.36 ton
TU= 5360 kgf
 $\Phi = 0.9$
FY= 2530 kgf/cm2

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2" x 3/8



DATOS DEL PERFIL

a = 6.350 cm. tw = 9.53 mm.
x = 1.935 cm.
I = 40.95252582 cm4
A = 11.189 cm2
rx = 1.913088792 cm
ry = 1.913088792 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 212
Ly = 212
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 1.224338$
 $\lambda_y = 1.224338$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr xx = 1350.953 kg/cm2
Fcr yy = 1350.953 kg/cm2

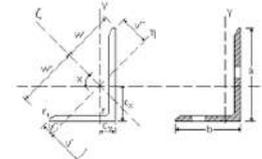
$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$
xx 12849.01 \geq 4340
yy 12849.01 \geq 4340

MONTANTE

PU = 4.34 ton
PU = 4340 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm2
E = 2100000 kgf/cm2

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2" x 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 110.815557 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 110.815557 ok



DATOS DEL PERFIL

a = 6.350 cm. tw = 9.53 mm.
x = 1.935 cm.
I = 40.95252582 cm4
A = 11.189 cm2
rx = 1.913088792 cm
ry = 1.913088792 cm

B) EVALUACION SISMICA POR DISTORCIONES.

En base al Reglamento Nacional De Edificaciones donde indica lo siguiente:

“El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la tabla N° 8”

Para el presente proyecto por tratarse de sistemas estructurales de acero se considerara como límite para desplazamiento lateral de entrepiso ($D_i/He_i < 0.01$)

FIGURA 166: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO

Tabla N° 8	
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(D_i / he_i)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

FUENTE: RNE – E.030 PAG 386

Dónde: D_i = desplazamiento lateral del nivel

He_i = altura de entrepiso

LIMITE PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO					
		Di	Hei	Di/Hei	Di/Hei < 0.01
CARGA VIVA DE SERVICIO	X	0.00252	8.35	0.0003018	OK
	Y	0.00111	8.35	0.00013293	OK
SISMO EN EL EJE Y	X	4.71E-04	8.35	5.6431E-05	OK
	Y	0.00448	8.35	0.00053653	OK
SISMO EN EL EJE X	X	0.07028	8.35	0.00841677	OK
	Y	0.00419	8.35	0.0005018	OK

C) EVALUACION SISMICA DEL CORTANTE DINAMICO EN LA BASE

En base al análisis realizado en el software SAP 2000 v18 obtenemos el cortante dinámico en la base de la estructura de acuerdo a las cargas actuantes

OutputCase Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf
WIND		1.6849	-6.315E-13
SISMO X	Max	46.3926	0.6672
SISMO Y	Max	0.1709	10.566

Ante las fuersas dinamicas, se utilizo la referida a la fuerza sismica en la direccion x, ya que es la mas intensa

3.2.6.5.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga horizontal:

Perfil de lados iguales 5 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de lados iguales de 2 1/2 x 3/8 para diagonales y montantes en la parte lateral de las columnas y por último perfiles de lados iguales de 2 1/2 x 3/8 para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

TABLA 17: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR DEFORMACION MAXIMA

DEFORMACIONES	COLUMNA	REGLAMENTO (RNE)
carga viva de servicio	$\Delta x = -0.00252 \text{ m.}$ $\Delta y = -0.00111 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$
sismo en el eje Y	$\Delta x = 4.712E^{-4} \text{ m.}$ $\Delta y = 0.00448 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$
sismo en el eje X	$\Delta x = 0.07028 \text{ m.}$ $\Delta y = 0.00419 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$

- Se cumple que la deformación máxima de la columna es menor que la deformación máxima según el RNE

TABLA 18: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ESBELTEZ (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica)

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDAS EN TRACCION (CONJUNTO DE PERFILES)	X = 22.9761 Y = 8.1694	X = 300 Y = 300
BRIDA EN TRACCION (POR PERFIL)	X = 21.8234 Y = 21.8234	X = 300 Y = 300
BRIDAS EN COMPRESION (CONJUNTO DE PERFILES)	X = 22.9761 Y = 8.1694	X = 200 Y = 200
BRIDAS EN COMPRESION (POR PERFIL)	X = 21.8234 Y = 21.8234	X = 200 Y = 200
DIAGONAL EN TRACCION	X = 119.179 Y = 119.179	X = 300 Y = 300
DIAGONAL EN COMPRESION	X = 119.179 Y = 119.179	X = 200 Y = 200
MONTANTE EN TRACCION	X = 110.816 Y = 110.816	X = 300 Y = 300

MONTANTE EN	X = 110.816	X = 200
COMPRESION	Y = 110.816	Y = 200

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

TABLA 19: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica)

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDAS EN TRACCION (CONJUNTO DE PERFILES)	AG = 179.096 cm ²	AG = 101.8445 cm ² .
BRIDA EN TRACCION (POR PERFIL)	AG = 44.758 cm ² .	AG = 31.6733 cm ² .
DIAGONAL EN TRACCION	AG = 11.189 cm ² .	AG = 2.0509 cm ² .
MONTANTE EN TRACCION	AG = 11.189 cm ² .	AG = 2.3540 cm ² .
RESISTENCIA		
BRIDAS EN COMPRESION	X = 374897.79 kgf. Y = 383835.82 kgf.	X = 267920 kgf. Y = 267920 kgf.

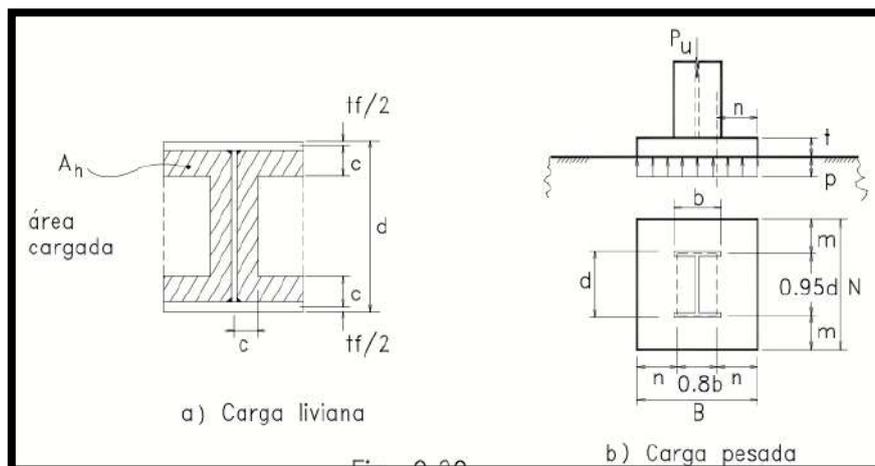
(CONJUNTO DE PERFILES)		
BRIDA EN COMPRESION (POR PERFIL)	X = 93938.21 kgf. Y = 93938.21 kgf.	X = 86630 kgf. Y = 86630 kgf.
DIAGONAL EN COMPRESION	X = 11646.32 kgf. Y = 11646.32 kgf.	X = 5770 kgf. Y = 5770 kgf.
MONTANTE EN COMPRESION	X = 12849.01 kgf. Y = 12849.01 kgf.	X = 4340 kgf. Y = 4340 kgf.

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.2.6.6 DISEÑO DE PLANCHA DE APOYO

“Las Planchas de Apoyo para columnas tienen por objeto repartir la carga de la columna en un área suficiente de apoyo sobre el concreto armado para prevenir el aplastamiento del mismo; asimismo sirve para anclar la columna mediante pernos de anclaje”²⁹.

FIGURA 167: CONDICIONES DE LAS PLANCHAS DE APOYO



**FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,
PÁG. 326**

3.2.6.6.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de la plancha de apoyo tipo, la misma que se encuentra soldada a la columna.

Algunas características relevantes de la plancha de apoyo para el cálculo, son:

- Dimensiones de la columna:
 - Largo (L_x): 2.12 m.
 - Largo (L_y): 0.80 m.
- Forma de trabajo: compresión con momentos en ambas direcciones.

Las cargas de compresión que actúan sobre cada perfil de la columna deben colocarse en el centroide del conjunto lo que origina momentos en ambas direcciones.

3.2.6.6.2 VERIFICACIONES

La tipología de la plancha de apoyo consiste en una plancha de acero macizo, para poder diseñar la plancha de apoyo hay que tener en cuenta dos consideraciones importantes:

- a) El área de la plancha de base depende de la resistencia del concreto.
- Si el área de apoyo de concreto está cubierta completamente por la plancha ($A1 = A2$)

$$Pp = 0.85 * f'c * A1 \geq Pu$$

- Si el área de la plancha $A1$ es menor que la superficie de concreto sobre la que descansa $A2$., que sea similar y simétricamente cargada ($A1 > A2$)

$$Pp = 0.85 * f'c * A1 \geq \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 0.85 * f'c * (2A1) \geq Pu$$

Donde:

$\Phi_c = 0.6$ para el concreto

$F'c$ = resistencia del concreto a los 28 días

Pp = resistencia nominal del concreto contra el desplazamiento de la plancha

Pu = carga axial factorizada actuante sobre la plancha

$A1$ = área de la plancha

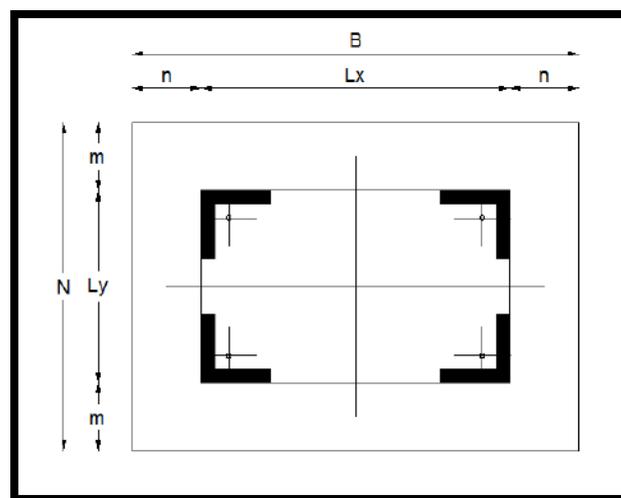
$A2$ = área del pedestal o zapata

- b) El espesor de la plancha es controlado por la resistencia en flexión de la misma.

- Cuando las dimensiones de la plancha B y N son relativamente grandes con relación a las del perfil b y d, se diseña la plancha con voladizos m y n, de acuerdo a la fórmula de cálculo es la siguiente:

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * Pu * m^2}{B * N * \phi b * Fy}} \quad \text{ó} \quad t \geq \sqrt{\frac{2 * Pu * n^2}{B * N * \phi b * Fy}}$$

FIGURA 168: VISTA EN PLANTA DE LA PLANCHA DE APOYO

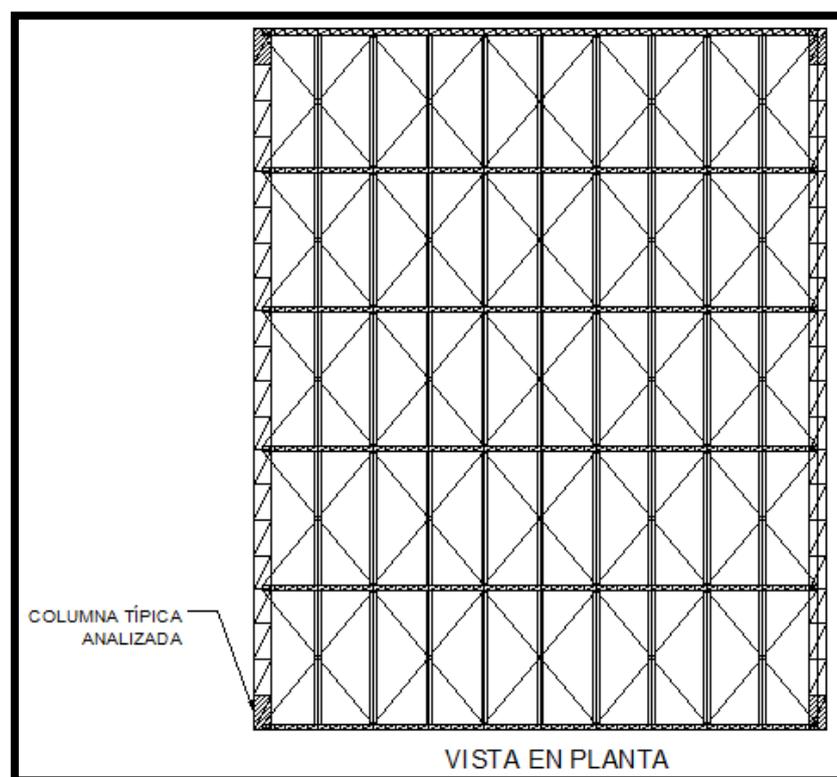


FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.6.3 DISEÑO

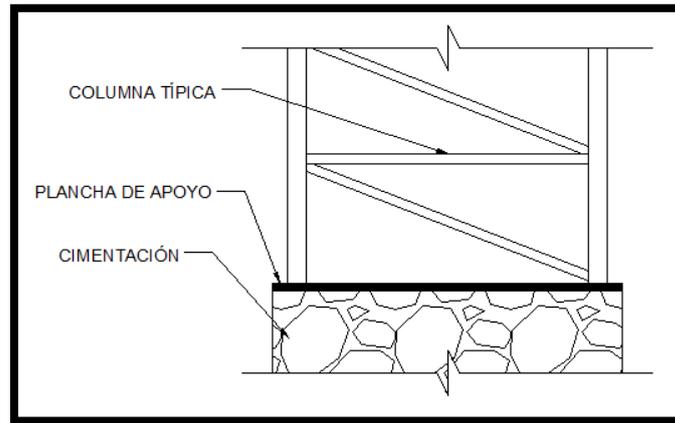
A continuación procedemos efectuar el diseño de la base de apoyo para columna tipo.

FIGURA 169: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA

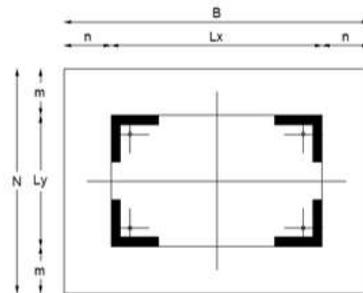


FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

FIGURA 170: VISTA EN CORTE DE LA PLANCHA DE APOYO

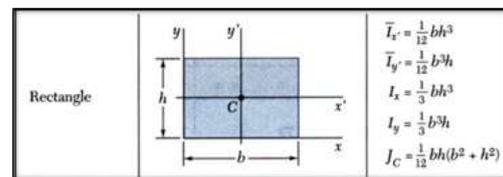


FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014



		unidades
Pu	267.92	ton
Mux	89.11	ton*m
Muy	269.22	ton*m
Lx	2.12	m
Ly	0.80	m
m	0.10	m
n	0.10	m
B	2.32	m
N	1.00	m

		unidades
Pu	267920	kgf
Mux	8910678.4	kgf*cm
Muy	26922061	kgf*cm
Lx	212	cm
Ly	80	cm
m	10	cm
n	10	cm
B	232	cm
N	100	cm
Fy =	2530	kgf*cm ²



MOMENTO AL REDEDOR DEL EJE Y

$$y = 116 \text{ cm}$$

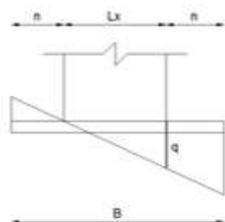
$$I_y = 104059733.33 \text{ cm}^4$$

$$q_u = \frac{P_u}{B \cdot N} \pm \frac{M_u \cdot Y}{I}$$

$$q_u = 11.548 \pm 30.011$$

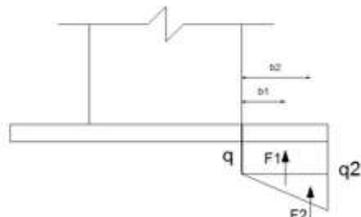
$$q_2 (+) = 41.559 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_1 (-) = -18.463 \text{ kgf/cm}^2$$



$$\frac{232}{60.022} = \frac{222}{18.463 + q}$$

$$q = 38.972318 \text{ kgf/cm}^2$$



$$F_1 = \text{Esfuerzo} \cdot \text{area}$$

$$F_1 = 38972.32 \quad b_1 = 5 \text{ cm}$$

$$F_2 = 1293.59 \quad b_2 = 6.67 \text{ cm}$$

$$M_u = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2$$

$$M_u = 203485.5 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \frac{0.9 \cdot N \cdot t^2 \cdot F_y}{4}$$

$$t = 1.891 \text{ cm}$$

$$t = 7/8 \text{ pulg}$$

MOMENTO AL REDEDOR DEL EJE X

$$y = 50 \text{ cm}$$

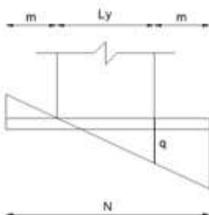
$$I_y = 19333333.33 \text{ cm}^4$$

$$q_u = \frac{P_u}{B \cdot N} \pm \frac{M_u \cdot Y}{I}$$

$$q_u = 11.548 \pm 23.044858$$

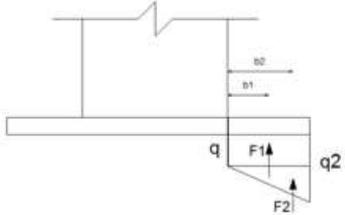
$$q_2 (+) = 34.593 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_1 (-) = -11.497 \text{ kgf/cm}^2$$



$$\frac{100}{46.090} = \frac{90}{11.497 + q}$$

$$q = 29.984162 \text{ kgf/cm}^2$$



$$F_1 = \text{Esfuerzo} \cdot \text{area}$$

$$F_1 = 69563.26 \quad b_1 = 5 \text{ cm}$$

$$F_2 = 5346.41 \quad b_2 = 6.67 \text{ cm}$$

$$M_u = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2$$

$$M_u = 383459 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \frac{0.9 \cdot B \cdot t^2 \cdot F_y}{4}$$

$$t = 1.704 \text{ cm}$$

$$t = 3/4 \text{ pulg}$$

3.2.6.6.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente espesor a utilizar como plancha de apoyo:

Plancha de apoyo de 7/8” de espesor

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño.

3.2.6.7 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

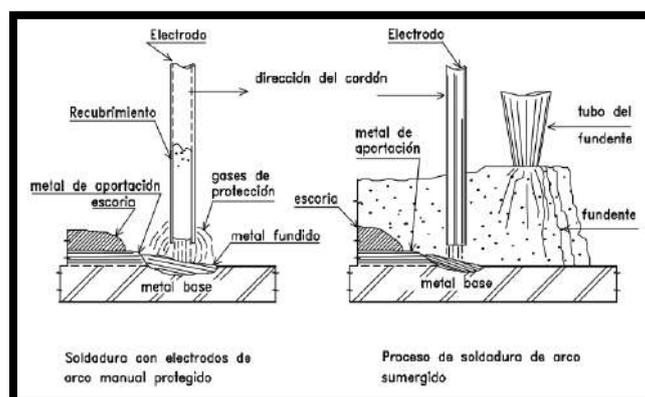
“La soldadura es el método para unir dos o más piezas de metal calentándolas hasta que estén en estado pastoso, empleando o no presión”³⁰.

La soldadura se origina por la fusión de metales que se calientan para unirse y formar un sólo material, procurando que no se oxide con la atmósfera. La fuente de calor es la energía eléctrica que produce el arco eléctrico, por lo que se le denomina Soldadura al Arco

Los procesos de soldaduras más conocidos: Soldadura con Arco Protegido y Soldadura de Arco Sumergido. La denominación de los mismos está relacionada a la forma cómo se funde el electrodo para formar el material de relleno del cordón.

FIGURA 171: PROCESOS DE SOLDADURA MAS CONOCIDOS

30 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO - LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO PAG. 100



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 102

- Proceso de Soldadura al Arco con Electrodo Protegido:

El calor derrite la varilla protegida, que es de acero con un recubrimiento que rodea al electrodo; este recubrimiento origina al quemarse alrededor del material recién depositado, una atmósfera de gas rico en CO (monóxido de carbono) que impide el paso del oxígeno hacia la soldadura, formando CO_2 (). El recubrimiento del electrodo es una mezcla de celulosa, carbonatos y aleaciones que previamente se muelen y luego se cocinan para secarlos y pegarlos al electrodo. Este recubrimiento realiza las siguientes funciones:

- Evita al oxidación del material con una atmósfera adecuada
- produce una costra que depositada encima de la soldadura mantiene el cordón fuera del contacto del oxígeno del aire mientras se va enfriando.

El material del electrodo se designa, en las Especificaciones ASTM, como EABXX, en donde E significa electrodo protegido, AB corresponden a los números de la resistencia a la fractura del material depositado por el electrodo (F_u), XX es la denominación que identifica el tipo de corriente o la posición para el soldador. Ejemplo: E60XX, E70XX, etc.

- Proceso de Soldadura al Arco Sumergido:

En este caso el electrodo es una varilla desnuda continua de acero. El arco se efectúa dentro de una capa gruesa de fundente que es un polvo inerte que aísla la soldadura de la atmósfera para que no se oxide. Este polvo se retira con una aspiradora y se guarda para otra ocasión.

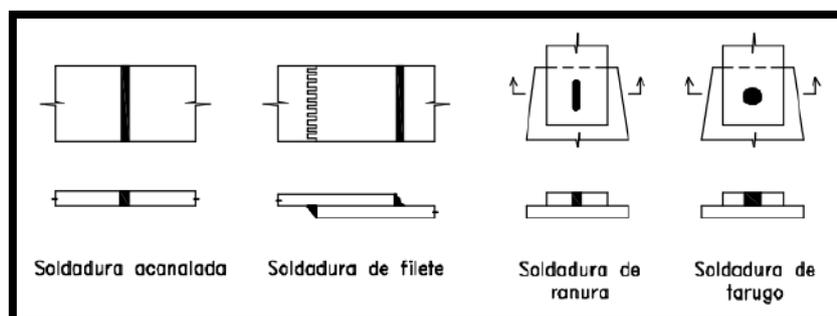
Como se deduce, este proceso es adecuado para máquinas automáticas o semiautomáticas, pero tiene el inconveniente que sólo realiza soldaduras "planas", si no el fundente se derrama.

Los electrodos son designados por el prefijo F seguido por dos dígitos que indican F_u (esfuerzo de fractura del material depositado) y luego por EXXX que designa el tipo de electrodo que se trata.

SOLDADURAS ESTRUCTURALES

Son 4 tipos: Soldaduras Acanaladas, Soldaduras de Filete, Soldaduras de Tarugo y Soldaduras de Ranura.

FIGURA 172: TIPOS DE SOLDADURAS ESTUCTURALES



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 105

FIGURA 173: RESISTENCIA DE SOLDADURA DE FILETE – ELECTRODO PROTEGIDO

Tamaño Nominal		Resistencia de Diseño al corte de la soldadura			
Pulg.	mm	E60XX		E70XX	
		kip/pulg	t/cm	kip/pulg	t/cm
1/8	3	2.38	0.412	2.77	0.480
3/16	5	3.58	0.667	4.18	0.779
1/4	6	4.77	0.800	5.57	0.934
5/16	8	5.97	1.068	6.96	1.245
3/8	9	7.16	1.214	8.35	1.416
7/16	11	8.35	1.494	9.74	1.743
1/2	12	9.54	1.634	11.14	1.914
9/16	14	10.74	1.921	12.53	2.242
5/8	16	11.93	2.135	13.92	2.491
11/16	17	13.12	2.348	15.31	2.734
3/4	19	14.32	2.563	16.70	2.988

FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 123

FIGURA 174: RESISTENCIA DE SOLDADURA DE FILETE – ELECTRODO SUMERGIDO

Tamaño Nominal		Resistencia de Diseño al corte de la soldadura			
Pulg.	mm	E60XX		E70XX	
		kip/pulg	t/cm	kip/pulg	t/cm
1/8	3	3.38	0.585	3.94	0.682
3/16	5	5.06	0.943	5.91	1.102
1/4	6	6.75	1.132	7.88	1.322
5/16	8	8.44	1.582	9.84	1.761
3/8	9	10.13	1.813	11.81	2.113
7/16	11	11.32	2.026	13.21	2.364
1/2	12	12.51	2.239	14.60	2.613
9/16	14	13.71	2.453	15.99	2.861
5/8	16	14.90	2.666	17.38	3.110
11/16	17	16.09	2.879	18.78	3.361
3/4	19	17.29	3.094	20.17	3.610

FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 123

3.2.6.7.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el diseño de la conexión soldada entre los perfiles de la columna típica analizada y la plancha de apoyo.

El proceso de soldadura que utilizaremos será por arco sumergido y el tipo de soldadura recomendado para esta unión es la soldadura de filete.

3.2.6.7.2 VERIFICACIONES

Al igual como hemos visto en los casos anteriores, para poder diseñar la soldadura se debe utilizar el Método de diseño LRFD, como se indica a continuación:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

ϕ : factor de resistencia

$R_n = R_{nw}$: resistencia nominal, por lo que $\phi R_{nw} =$ Resistencia de diseño.

γ_i : Factor de mayorización

Q_i : efectos de las cargas aplicadas, por lo que $\sum \gamma_i Q_i$ son los efectos factorizados de las cargas R_u

Entonces, se deberá tener:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

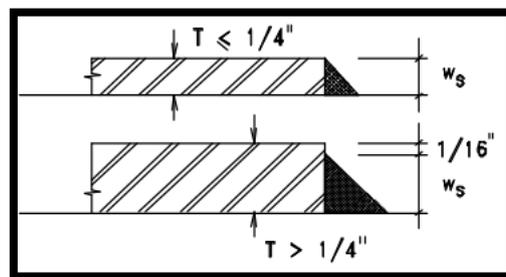
R_u = carga factorizada por unidad de longitud en la unión soldada

- TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA:

Cuando el espesor del borde es menor o igual a $1/4"$, el espesor máximo puede ser $w_s = 1/4"$ (6.4 mm)

Cuando el espesor del borde es mayor de $1/4"$, el máximo tamaño de la soldadura podrá ser igual al espesor de la pieza menos $1/16"$ (1.5 mm)

FIGURA 175: TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 123

3.2.6.7.3 DISEÑO

	Fu =	4080	kg/cm ²	
	Ø =	0.75		
	TU =	86.63	ton	
	t maximo (entre colum. y plancha de ap. escoger el mayor)			
	t =	7/8	pulg	
1.- TAMAÑO MAXIMO	Ws =	13/16	pulg	
	Ws =	20.638	mm	
2.- TAMAÑO MINIMO (TABLA)	Ws =	8	mm	
3.- TAMAÑO DE SOLDADURA (PROMEDIO T.MAX Y T. MIN)	Ws =	14.319	mm	1.431875 cm
4.- RESISTENCIA DE SOLDADURA (TABLA - ELECTRODO SUMERGIDO TAMAÑO DE SOLDADURA (PROMEDIO T.MAX Y T. MIN)	ØRnw =	2.453	ton/cm	
5.- RESISTENCIA DEL METAL BASE	ØRnw metal = Ø * ws * (0.6 * Fu)			
	ØRnw metal =	2628.923	kg/cm	ØRnw metal > ØRnw soldadura
	ØRnw metal =	2.629	ton/cm	OK
6.- LONGITUD DE LA SOLDADURA	Long =	$\frac{Tu}{\text{ØRnw soldadura}}$		
	Long =	35.316	cm	

3.2.6.7.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente tipo de soldadura:

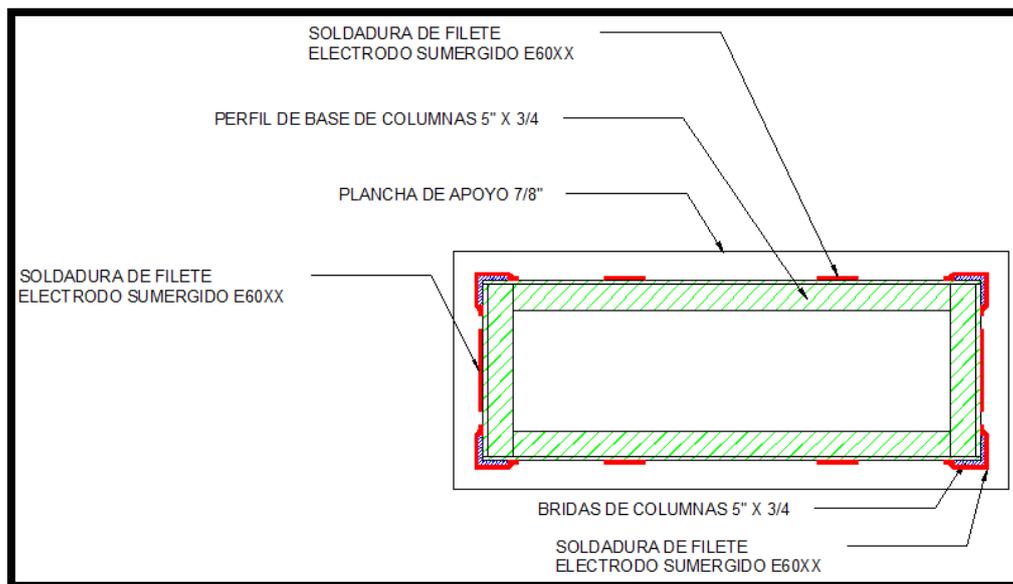
Soldadura de filete – electrodo sumergido E60XX

Altura de soldadura 1.43 cm.

Longitud de soldadura 35.316 cm. Por perfil principal (brida) de columna

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño.

FIGURA 176: ESQUEMA DONDE SE MUESTRA LA UBICACIÓN DE LA SOLDADURA EN LA COLUMNA



FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

3.2.6.8 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Antes de acometer cualquier proyecto u obra de edificación es necesario conocer las características del terreno involucrado. Con este fin se debe realizar un reconocimiento geotécnico del terreno, cuyos objetivos son:

- Definición de la tipología y dimensiones de la obra, de forma que las cargas generadas en la cimentaciones, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimientos excesivos de las propias estructuras o del terreno, que hagan peligrar la obra estructural o funcionalmente.
- Definición de los elementos de cimentación, como tipo: superficial o profunda; o a dimensiones en planta y profundidad.
- Previsión de problemas relacionados con el agua: profundidad de nivel freático, riesgos debidos a filtraciones, arrastres, erosiones internas, etc.; influencia del agua en la estabilidad y asiento de las estructuras.

En el informe geotécnico se plasmarán los resultados obtenidos en el estudio geotécnico, su interpretación y las conclusiones que se derivan de su análisis, generalmente en forma de recomendaciones para el proyecto y/o construcción de la obra que ha sido objeto de estudio.

Cimentaciones superficiales: Se entiende como cimentación superficial aquella que transmite las cargas de la estructura a las capas más superficiales del terreno sobre un plano de apoyo generalmente horizontal.

Los principales tipos de cimentaciones superficiales son:

- Zapatas aisladas: zapatas individuales que reciben la carga de una columna (pueden ser interiores, de medianería o de esquina).
- Zapatas combinadas: zapatas que recogen 2 o más columnas contiguas.
- Zapatas corridas: zapatas para alineaciones de 3 o más columnas o muros.
- Losas de cimentación: recogen todas las columnas de la estructura, cubriendo toda el área disponible.

El diseño de una cimentación superficial requiere la comprobación de varios aspectos relacionados tanto con la seguridad a la rotura (Estados Límite Últimos), como con el adecuado funcionamiento a lo largo de su vida útil (Estados Límite de Servicio). Los estados límites últimos que siempre habrán de verificarse para las cimentaciones superficiales, son:

- Hundimiento: se produce cuando la capacidad soporte del terreno es inferior a la carga transmitida por la cimentación.
- Deslizamiento: se produce cuando las tensiones de corte en el plano de contacto zapata-terreno igualan o superan la resistencia a corte de dicho contacto.

- Vuelco: puede ocurrir en casos de cargas excéntricas respecto del centro de gravedad del área de la cimentación, cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación.
- Estabilidad general: se trata de la estabilidad del conjunto de la estructura y su cimiento, sin que se produzcan fallos locales.
- Capacidad estructural del cimiento: contemplan la posibilidad de que los esfuerzos sobre las zapatas o losas superen su capacidad resistente.

En cuanto a los estados límites de servicio, se ha de asegurar que:

- Los movimientos del terreno sean admisibles para la estructura a construir.
- Los movimientos inducidos en el entorno no afecten a las estructuras colindantes.

Además de los Estados Límite Últimos y los Estado Límite de Servicio, existen otros modos de fallo que deben tenerse en cuenta en el análisis de seguridad de una cimentación: estabilidad de excavaciones durante la ejecución de las cimentaciones, problemas de filtraciones, problemas de ataques químicos al concreto, limpieza del fondo de excavación, agrietamientos o levantamientos asociados a arcillas expansivas, cambios de volumen debidos a colapso de rellenos mal compactados o suelos naturalmente colapsables.

3.2.6.8.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizara el diseño de una de las zapatas del coliseo, por lo que se tomaran los datos de la columna que soporta mayor carga axial y cortante.

3.2.6.8.2 VERIFICACIONES

De los análisis de carga realizados en las columnas obtenemos los esfuerzos máximos axiales de servicio en la base de dichos elementos.

En base a estos esfuerzos se realizara el diseño de la cimentación de acuerdo al método de Winkler (método de interacción suelo- estructura)

CARGAS MUERTAS					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	-9.21	-5.15	-3.44	2.58
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	-4.64	2.57	-10.27	-5.56
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	0.96	-2.44	-4.02	-10.62
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-3.36	-10.44	2.27	-2.19

CARGAS VIVAS					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	-6.67	-2.49	-2.16	2.51
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	-3.18	2.60	-7.58	2.76
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	1.46	-1.55	-1.54	-7.67
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-1.14	-7.49	2.39	-1.24

CARGAS DE VIENTO					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	3.65	5.22	-0.31	-0.33
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	0.53	-0.37	4.35	5.61
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	-3.81	3.73	-2.26	9.38
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-2.63	9.30	-4.70	3.72

CARGAS SISMO X					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	72.05	66.89	55.94	46.98
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	55.63	47.59	74.31	69.12
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	52.61	51.41	75.70	66.32
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	73.31	65.02	52.83	51.27

CARGAS SISMO Y					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	3.88	5.08	4.79	3.97
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	4.97	4.69	3.55	4.29
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	4.05	5.51	4.14	3.78
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	4.47	4.62	3.87	4.79

Realizando varias iteraciones de diseño, determinamos un ancho, largo y profundidad tanto para el pedestal de cimentación como de la zapata

Donde:

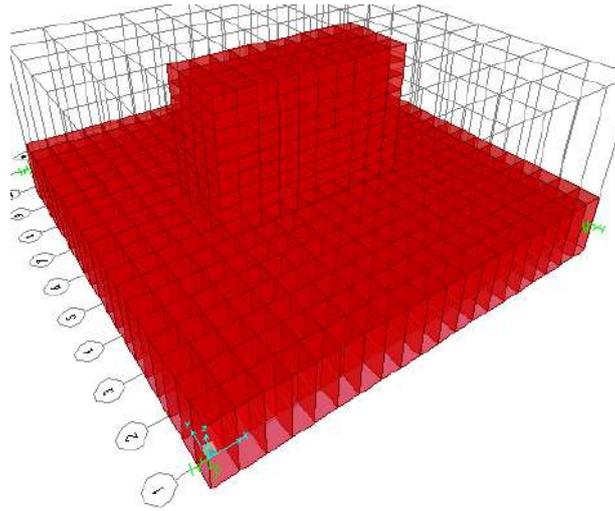
$$L = 4.00 \text{ m.}$$

$$B = 4.00 \text{ m.}$$

$$H = 0.60 \text{ m.}$$

$$Df = 1.50 \text{ m.}$$

FIGURA 177: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA ZAPATA ANALIZADA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

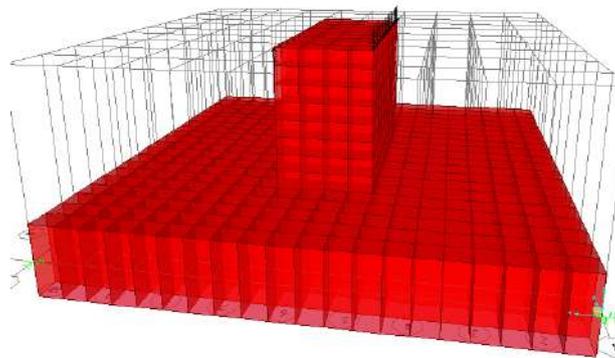


FIGURA 178: VISTA DONDE SE MUESTRAN LAS FUERZAS DE VOLTEO SOBRE LA ZAPATA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

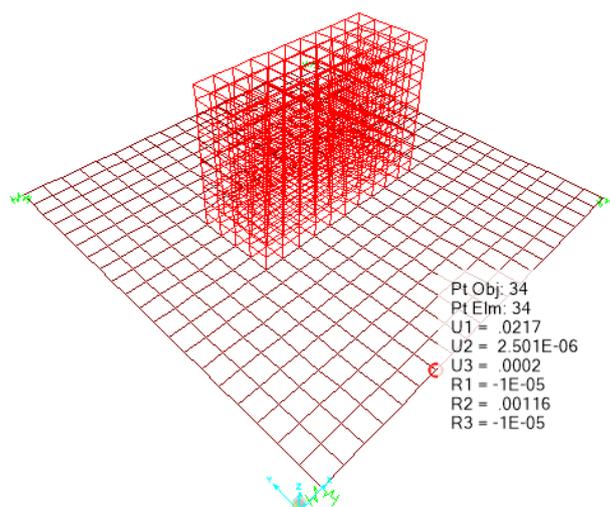


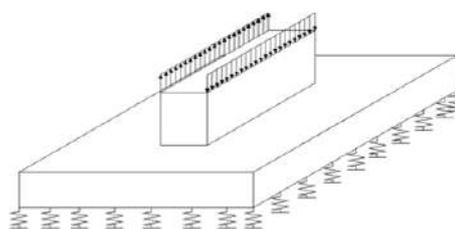
FIGURA 179: VISTA DONDE SE MUESTRAN LOS DESPLAZAMIENTOS POR VOLTEO DE LA ZAPATA ANALIZADA
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.2.6.8.3 DISEÑO

Pd =	23.04	ton.
Pl =	13.83	ton.
Mx =	86.33	ton*m.
P =	36.87	ton.
M =	86.33	ton*m.
Balasto =	4000	ton/m ³
q adm =	1.40	kgf/cm ²
Vz =	-0.0022	m.

Zapata

L =	4.00	m.
B =	4.00	m.
h =	0.60	m.



$V_z \leq V_{permisible}$ ok

V permisible = 0.003 m.

qact = Vz * Balasto

qact = 8.8 ton/m²

qact = 0.88 kgf/cm²

qact ≤ qadm ok

3.2.6.8.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir las siguientes dimensiones de zapata:

Zapata de concreto de 4.00 m. de largo por 4.00 m. de ancho y 0.60 m. de alto.

Pedestal de concreto de 2.32 m. de largo por 1.00 m. de ancho y 0.90 m. de alto.

3.3. COBERTURA METÁLICA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE

3.3.1. TIPO DE CUBIERTA A UTILIZAR

Podemos definir dos tipos de cubierta según este sistema:

1) TIPO MEMBRANA:

Este tipo es apoyado sobre muros y/o vigas actuando como soporte de la cubierta.

Se fabrica con flechas del 20% al 35% en ancho total, se recomienda utilizar flechas del 20% por ser más económicas, ya que la longitud de la curva será menor



FIGURA 180: CUBIERTA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE



FIGURA 181: CUBIERTA TIPO MEMBRANA AUTOPORTANTE

2) TIPO SEMICIRCULAR

Son cubiertas que se desplantan del nivel del terreno sobre una trabe de cimentación corrida por lo que el arco actúa como muro y cubierta a la vez, se pueden producir las cubiertas en flechas de 35 y 50% del ancho total de la cubierta (hasta 25 metros)

Nota: El perfil recto (sin combar) es utilizado en los muros frontales sin utilizar polimería intermedia.

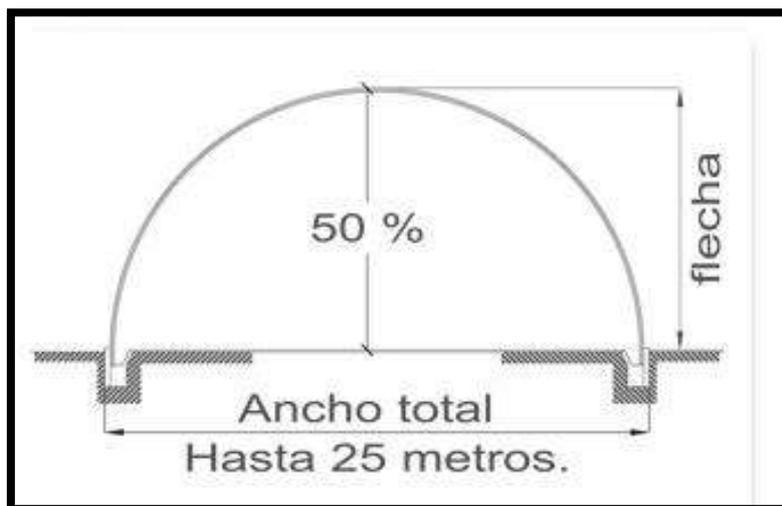


FIGURA 182: CUBIERTA SEMICIRCULAR AUTOPORTANTE

FUENTE: ARCOTECHO PERU SAC



FIGURA 183: CUBIERTA SEMICIRCULAR AUTOPORTANTE

FUENTE: ARCOTECHO PERU SAC

Por lo tanto según las características del proyecto en estudio, se tomara como cubierta a utiliza la tipo membrana

3.3.2. TRANSMISIÓN DE CARGAS POR GRAVEDAD.

Para poder definir la forma de trasmisión de cargas en este sistema, debemos definir que a diferencia de la estructura convencional (desarrollada anteriormente), las cubiertas autoportantes no poseen nudos, por lo que para poder entender su comportamiento debemos basarnos en la teoría de láminas o cascaras y la teoría de membrana.

3.3.2.1 LAMINA CILÍNDRICA

Es conveniente tender a pensar que la lámina cilíndrica es una evolución de la lámina plegada, pues esto explica que su comportamiento sea similar, con la diferencia que la lámina cilíndrica será más rígida que la plegada, por tener una sección transversal curva. La lámina cilíndrica se puede formar doblando un plano, siendo curvas sólo en una dirección y formados por extrusión en una línea curva a lo largo de una trayectoria recta. Las formas más comúnmente usadas son las semicirculares y las parabólicas. Se distinguen de las bóvedas de forma similar por su capacidad de resistir esfuerzos de tensión. De modo que sólo se tienen que apoyar en las esquinas (o en los extremos) salvando claros a lo largo del eje longitudinal.

Así como en la dirección de la curvatura; (las bóvedas no pueden resistir esfuerzos de tensión, necesitan un soporte continuo de las cargas a lo largo de cada base). El comportamiento estructural de las láminas cilíndricas difiere considerablemente dependiendo de su longitud relativa. Las láminas cilíndricas cortas tienen las dimensiones en planta más cortas a lo largo de los ejes longitudinales, mientras que las láminas cilíndricas largas tienen las dimensiones en planta más largas en esa dirección.

Las láminas cilíndricas cortas están típicamente apoyadas en las esquinas y se comportan en una de dos formas (o una combinación de ambas). La primera es cuando cada extremo se rigidiza para mantener la forma de un arco, con la lámina cilíndrica actuando como losas, las cuales salvan un claro entre los extremos de los arcos. La segunda forma se produce cuando cada borde longitudinal inferior es rigidizado con el fin de darle forma de una viga, con la lámina cilíndrica comportándose como una serie de arcos adyacentes que salvan un claro entre las vigas laterales.

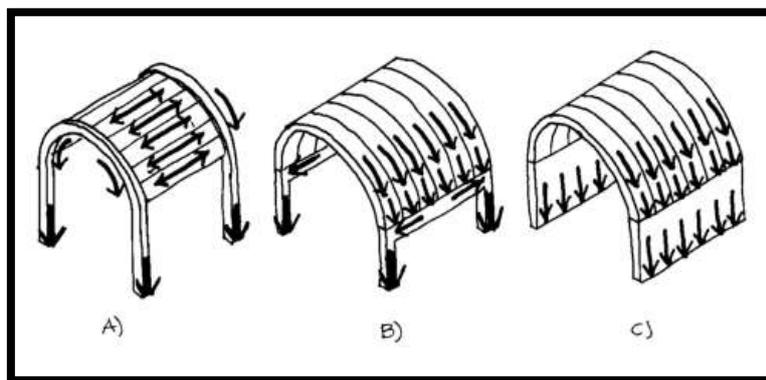


FIGURA 184: TRANSMISIÓN DE CARGAS A TRAVÉS DE LÁMINAS CILÍNDRICAS

Las láminas cilíndricas largas están típicamente soportadas en las esquinas y se comportan como vigas largas en la dirección longitudinal. Esto da como resultado que los esfuerzos en la lámina cilíndrica se parezcan a los esfuerzos de flexión en una viga; la parte superior está en compresión a lo largo de toda su longitud, mientras que la parte inferior está en tensión como se muestra a continuación. La acción de diafragma de la lámina delgada proporciona la resistencia necesaria para el cortante horizontal y vertical inherente al comportamiento de flexión.

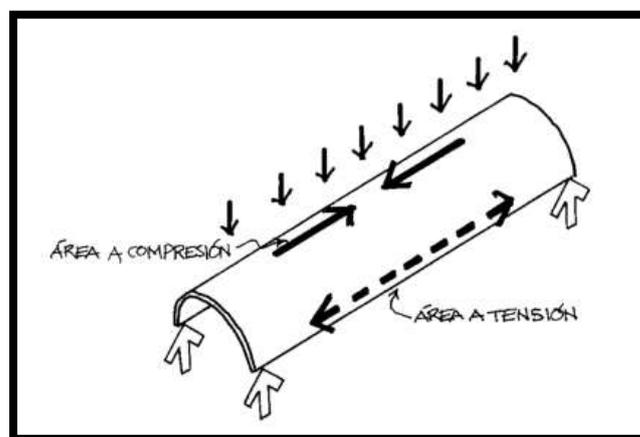


FIGURA 185: COMPORTAMIENTO DE LÁMINA CILÍNDRICA

La proporción claro altura de las láminas cilíndricas largas afecta tanto a los esfuerzos que se desarrollan, como la eficiencia al cubrir una gran área.

Las proporciones altas a claros menores reducen los esfuerzos de compresión en la parte inferior y los de tensión en la parte superior, esto permite un espesor de la lámina más delgada.

Por otro lado, una mayor altura requiere más área de superficie para un claro dado.

Para que una estructura se comporte como verdaderamente se desea (sólo bajo esfuerzos de tensión y compresión, sin flexión localizada) es necesario mantener la forma de la lámina diseñada rigidizando ambos extremos y los bordes longitudinales y resistiendo el empuje hacia fuera.

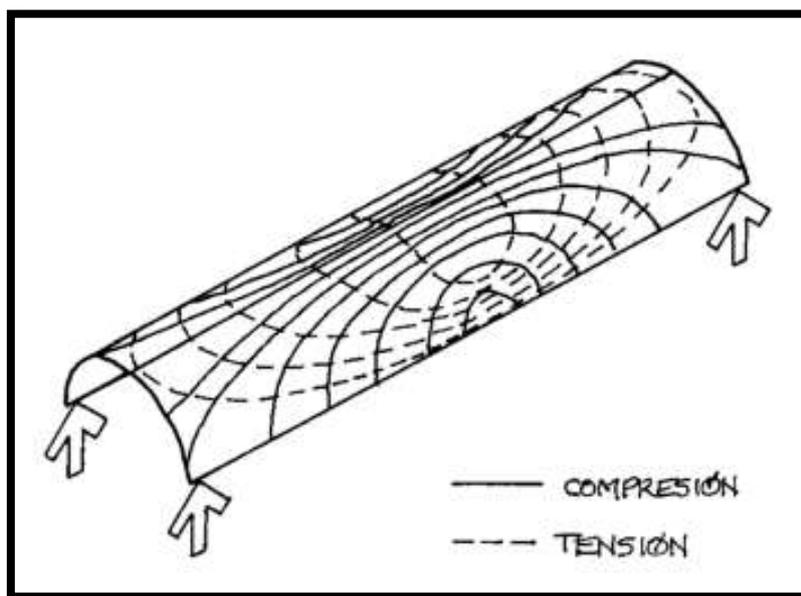


FIGURA 186: DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA UNA LÁMINA CILÍNDRICA

Es necesario restringir los extremos de la lámina para mantener su forma en condiciones de carga no funiculares. Esto por lo común se logra, ya sea rigidizando los extremos, engrosándolos en arcos sobre columnas de soporte y agregando varillas de conexión para

resistir el empuje lateral o usando muros de carga en los extremos los cuales proporcionan soporte vertical, manteniendo la forma de los extremos de la lámina y se comportan como muros de cortante para resistir el empuje hacia fuera

3.3.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA PLANTEADA

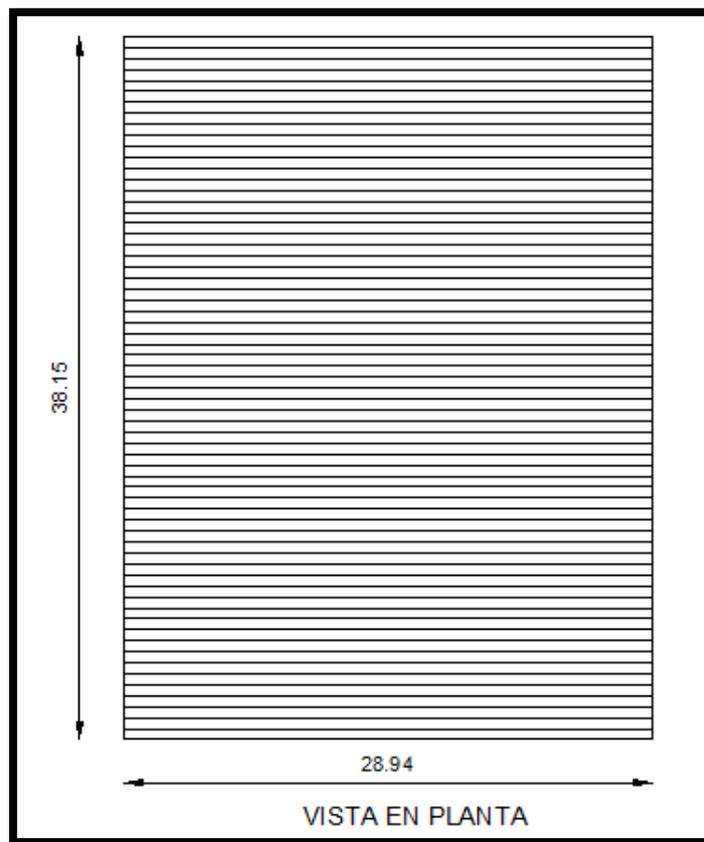
3.3.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

La estructura metálica que se planteará, consiste en un cerramiento cilíndrico provisto por una cubierta delgada autoportante, fabricado a base de rollos de lámina de acero, de calidad estructural, recubierta con zinc, que es resistente a la corrosión; el ancho a cubrir y las cargas a las que ésta será sometida definen los espesores de la lámina que se utilizará en cada caso.

Dicha cubierta se apoyara en una viga de sección canal y está a su vez en una viga principal de celosía que conecta la estructura de techo con las columnas principales.

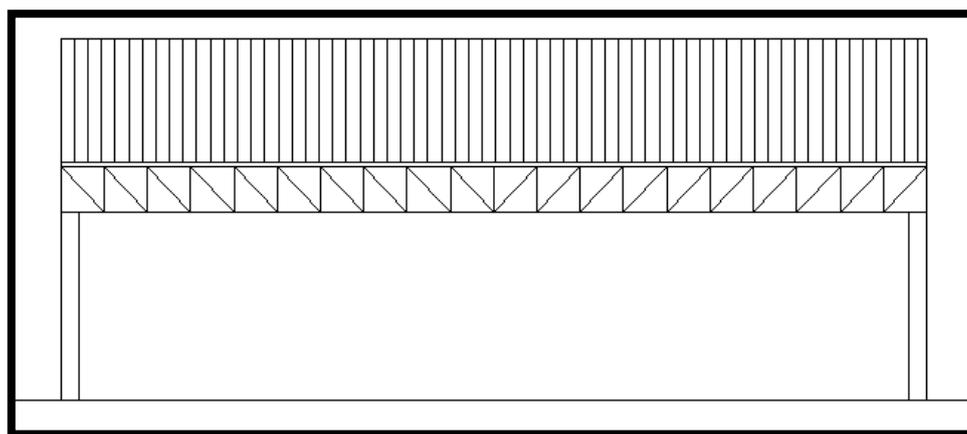
En las figuras a continuación mostraremos una vista en planta esquemática de la propuesta estructural planteada. Mientras que en las otras figuras tenemos respectivamente, vistas también esquemáticas lateral y una frontal de la estructura.

FIGURA 187: VISTA EN PLANTA ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA



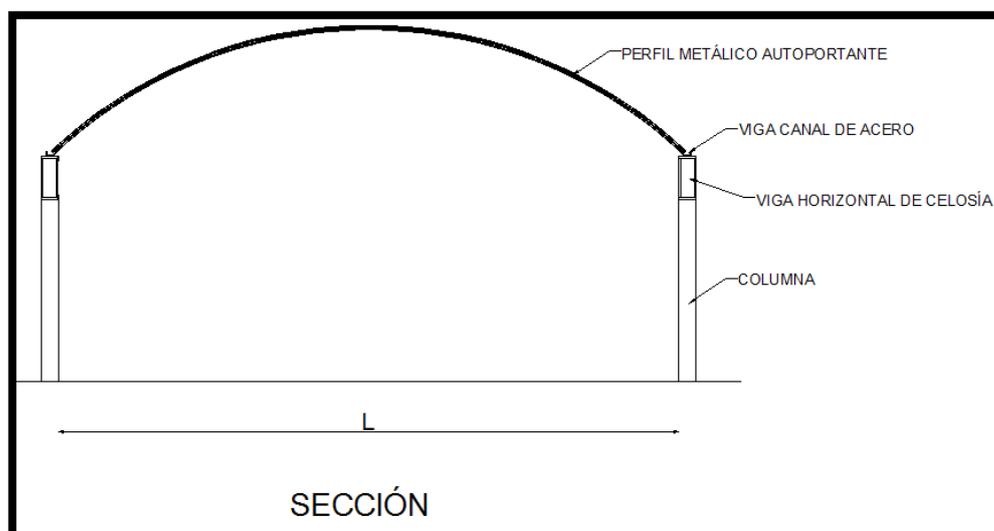
FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

FIGURA 188: VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA



FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

FIGURA 189: VISTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA



FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.4.1 TIPOLOGÍA DE PERFIL AUTOPORTANTE

El perfil autoportante se propone de acero A792, las dimensiones en la sección del perfil ya están definidas y propuestas por las empresas que desarrollan este sistema, quedando como única variable el espesor, cada perfil es unido y sellado entre sí con una engargoladora eléctrica formando una estructura sellada, lo que proporciona en conjunto es que se comporte como un elemento tipo membrana

Las normas que regulan la calidad de este acero son las normas ASTM (American Society For Testing Materials) para aceros estructurales.

En la figura podemos apreciar la geometría de este perfil autoportante

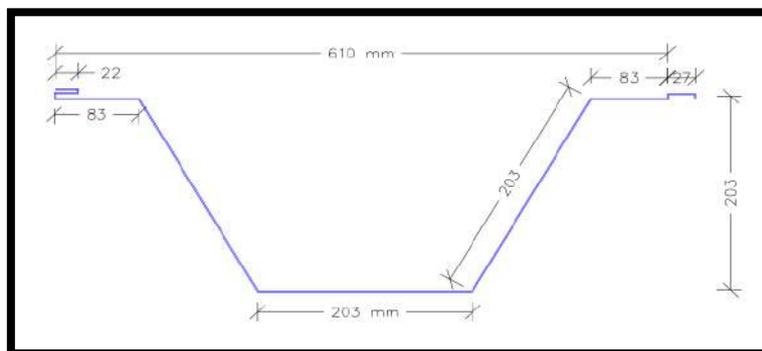


FIGURA 190: GEOMETRÍA Y SECCION DE PERFIL ATUपोर्टANTE

**FUENTE: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA COBERTURA
AUTOSOPORTADA - INCOPERFIL**

3.3.4.2 TIPOLOGÍA DE VIGA CANAL

Pueden ser fabricadas en concreto armado o planchas de acero y pueden ser simples o doble como se muestra a continuación

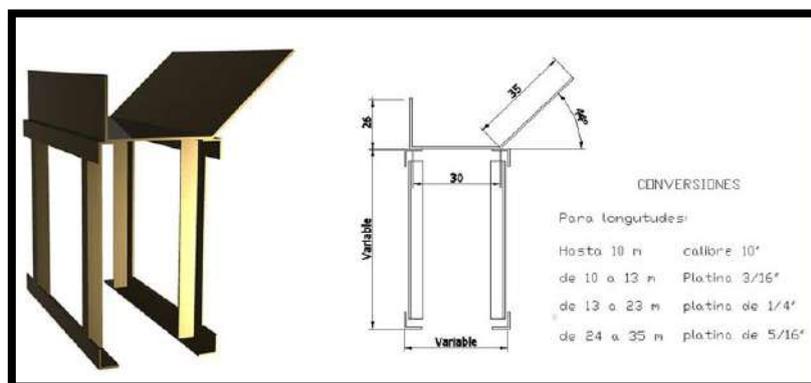


FIGURA 191: DETALLE VIGA CANAL DE ACERO SIMPLE

FUENTE: ARCUPERU SAC.

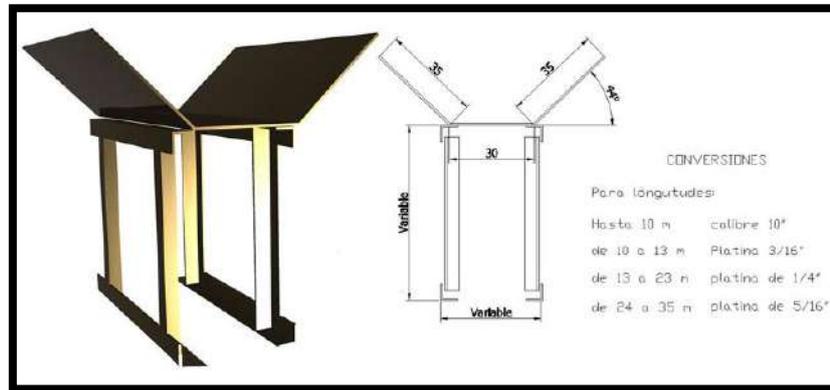


FIGURA 192: DETALLE VIGA CANAL DE ACERO DOBLE

FUENTE: ARCUSPERU SAC.

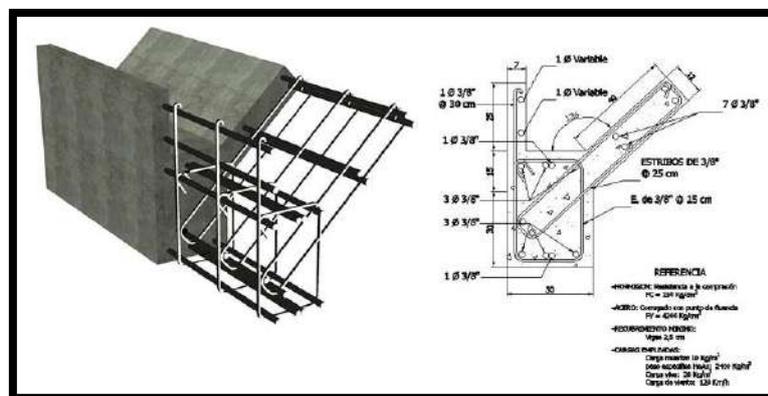


FIGURA 193: DETALLE VIGA CANAL DE CONCRETO SIMPLE

FUENTE: ARCUSPERU SAC.

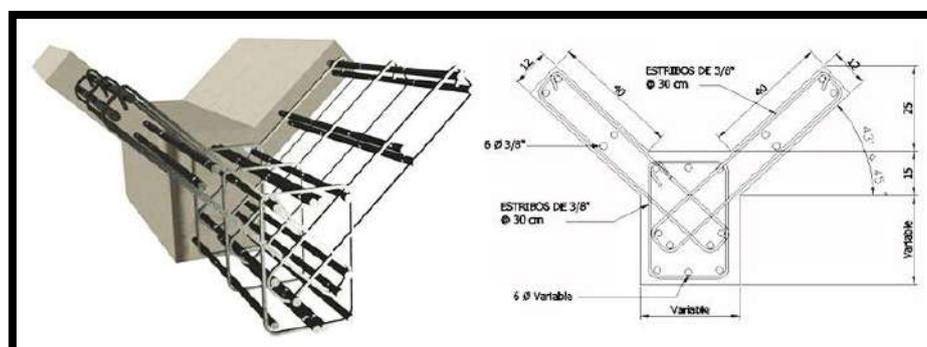


FIGURA 194: DETALLE VIGA CANAL DE CONCRETO DOBLE

FUENTE: ARCUSPERU SAC.

Debido a que la viga canal estará sobre una viga principal de celosía, la opción más recomendable para el presente trabajo es la viga canal de acero simple, debido que puede ser fácilmente soldado o empinado en los perfiles de la viga de celosía.

3.3.4.3 TIPOLOGÍA DE TENSORES

De ser el caso y según correspondan los diseños posteriores es posible colocar tensores en la base de la viga canal de acero simple.

La tipología adoptada para el mismo es una barra de acero de sección circular, que tendrá en sus extremos un “manguito roscado” para ponerlo previamente en tensión, como se describió este elemento anteriormente.

3.3.4.4 TIPOLOGÍA DE VIGAS HORIZONTALES O DE SOPORTE DE LAS VIGAS CANAL

Al igual como en el caso del sistema convencional estas vigas se proponen reticuladas, livianas, y de sección rectangular, con su eje longitudinal recto. Las bridas, montantes y diagonales estarán conformados por ángulos de lados iguales y las uniones, se realizan mediante soldadura.

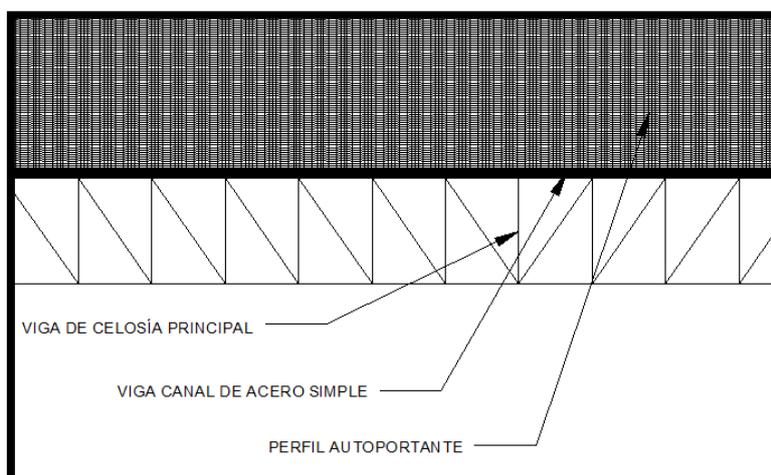


FIGURA 195: GEOMETRÍA ESQUEMÁTICA DE LAS VIGAS HORIZONTALES

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis estructural de este sistema se realizara un modelo en el software SAP 2000 siendo el método de análisis más recomendable en este caso el método de elementos finitos.

3.3.5.1 CARGAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA

Al igual que en el anterior diseño se considerarán tres tipos de carga que actuarán sobre la estructura:

- D = cargas permanentes o cargas muertas
- Lr = Cargas de mantenimiento y montaje sobre techos
- W = Carga de viento

Como se aclaró anteriormente al ser una estructura liviana, los efectos sísmicos (E) no tienen gran relevancia.

De igual modo para la cuantificación de dichos estados de carga, se hará como se vio anteriormente de acuerdo a los siguientes reglamentos:

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES RNE (Novena Edición – 2015):
CAPÍTULO III.2 Estructuras, específicamente en la E.090 Estructuras Metálicas

Alternativamente también usaremos para el cálculo de las fuerzas por el viento:

- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO
(2004 – TOMO II – México)
- CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO –
Asociación de Estados del Caribe – 2003 (el presente código modelo se basa en la
sección 6 del documento Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures
(ASCE³¹ - 7 - 02, 2002)

Estas acciones se combinarán de acuerdo a las combinaciones de cargas que se especifican en el reglamento (RNE-E.090-1.4.1 Cargas, Factores de Carga y Combinación De Cargas, pág. 550).

3.3.5.1.1 CARGAS PERMANENTES O CARGAS MUERTAS

Las cargas permanentes lo constituyen: el peso propio de los elementos estructurales

Los valores dependen lógicamente de cada elemento, el material constituyente, y las dimensiones del mismo principalmente. Como ya se vio en el diseño anterior (sistema convencional)

31 ASCE: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

Para este diseño en particular, en el caso del cálculo del perfil autoportante, se tiene un cuadro de pesos según el tipo de calibre, dado por el fabricante.

Debido a que solo se tiene una forma de perfil autoportante con la que trabajaremos se hará un primer análisis donde la única variable es el espesor, para luego verificar si cumple o no con los requisitos de diseño, siendo un proceso iterativo hasta encontrar el perfil correcto.

3.3.5.1.2 SOBRECARGA DE MONTAJE Y MANTENIMIENTO

Será obtenida del Reglamento Nacional de Edificaciones (Novena Edición – 2015). En el TÍTULO III Edificaciones, E 0.20 Cargas. Como se vio anteriormente:

- Para techos curvos, 0.50 kpa. (50 kgf/m²).

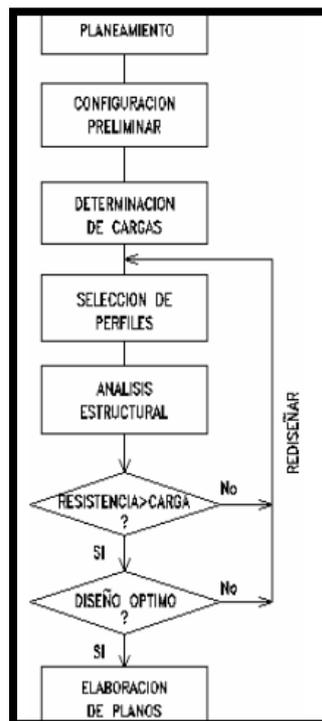
3.3.5.1.3 CARGA DE VIENTO

Seguiremos las prescripciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, TÍTULO III Edificaciones - E 0.20, Art. 12 (cargas debidas al viento), pero como el reglamento no es muy claro y falta información sobre estructuras del tipo arco, se tuvo que revisar bibliografía extranjera como la mencionada anteriormente.

3.3.6. DIMENSIONADO, VERIFICACIÓN Y DISEÑO DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

De igual forma que en el sistema constructivo anterior el proceso de diseño que presentamos a continuación se realizó teniendo como base el proceso iterativo recomendado por el libro Diseño Estructural en Acero – Luis Zapata Baglietto, pág. 3:

FIGURA 196: PROCESO ITERATIVO DE DISEÑO



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 4

3.3.6.1 DISEÑO DE PERFILES AUTOPORTANTES

3.3.6.1.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de un perfil autoportante típico, por lo que para este caso los esfuerzos máximos seccionales así como las deformaciones se obtienen mediante el modelado de dicha viga con el programa SAP 2000 versión 17.

Algunas características relevantes de la viga arco tipo utilizadas para el cálculo, son:

- Luz del arco (b): 28.94 m.
- Flecha del arco (f): $20\% \times (b) = 5.79$ m.
- Tipo de arco: biarticulado

La viga tipo en cuestión se encuentra sometida a los siguientes estados límites últimos:

ECUACIONES 34: COMBINACIONES DE CARGA LRFD

- Combinación (1): 1.4 D
- Combinación (2): 1.2 D + 0.50 Lr
- Combinación (3): 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W
- Combinación (4): 1.2 D + 1.3 W + 0.50 Lr
- Combinación (5): 0.90 D – 1.3 W

D = Fuerza Interna por Carga Muerta

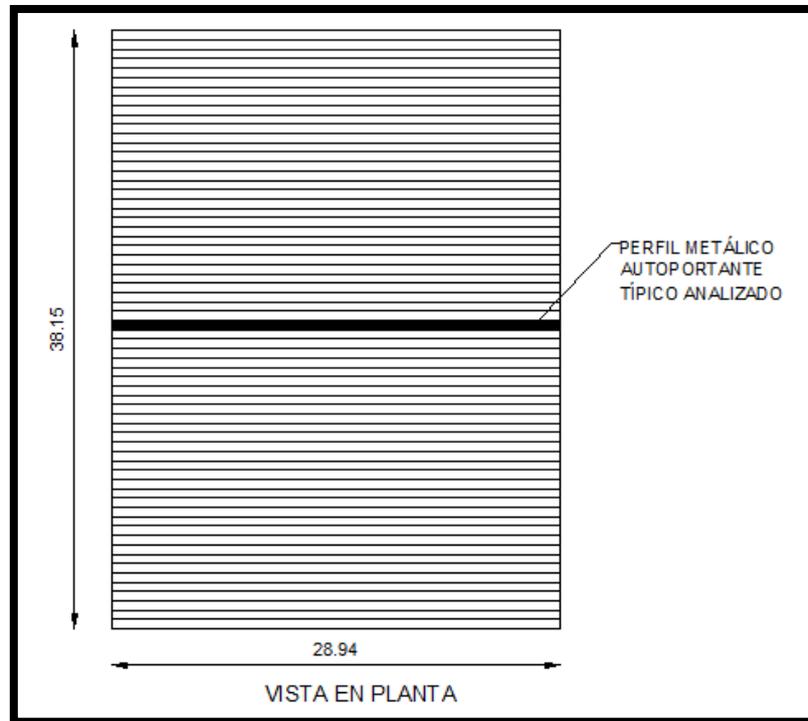
Lr = Fuerza Interna por Carga Viva de Techo

W = Fuerza Interna por Carga De Viento

Todas las verificaciones pertinentes se realizan en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (2015).

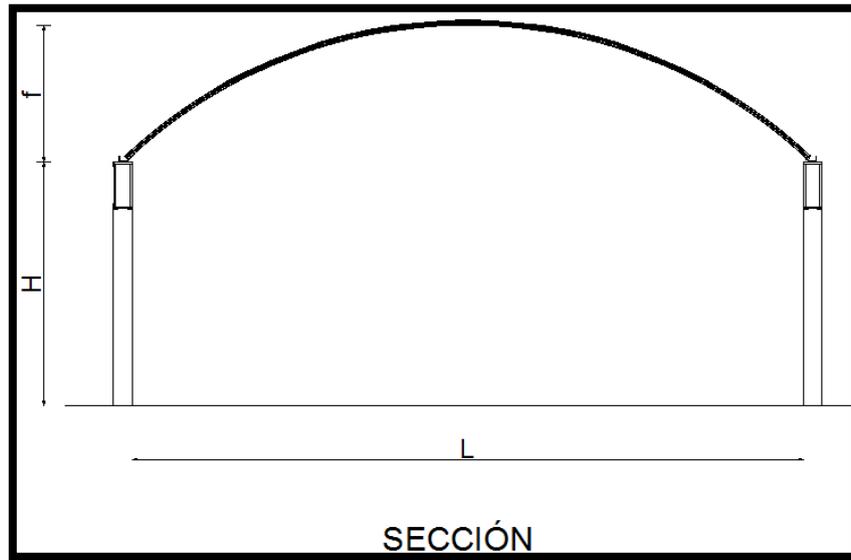
La ubicación del perfil autoportante tipo analizada se muestra a continuación

**FIGURA 197: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DEL PERFIL
AUTOPORTANTE ANALIZADO**



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

**FIGURA 198: VISTA TRANSVERSAL DEL PERFIL AUTOPORTANTE
ANALIZADA**



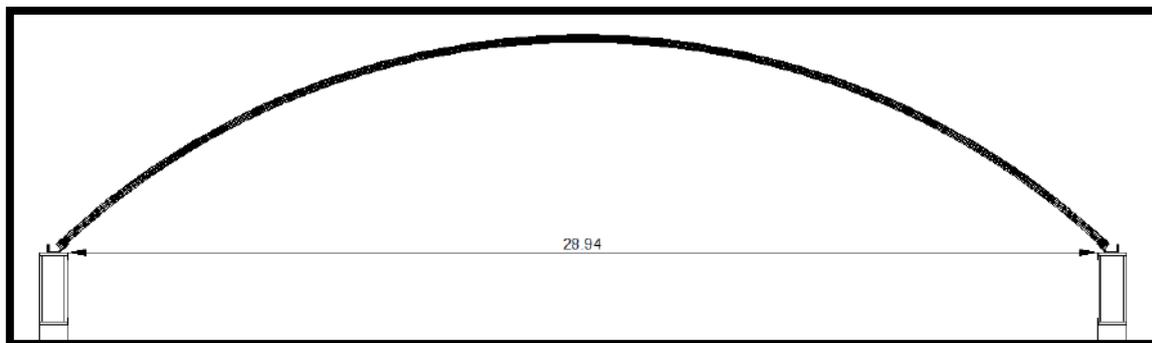
FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.1.2 PRE-DIMENSIONADO

Debido a que en este sistema ya se cuenta con una geometría y dimensiones establecidas por las empresas que lo desarrollan no se puede realizar un predimensionado, salvo los tanteos de espesor.

Para nuestro trabajo se realizaron los cálculos de menor espesor a mayor hasta encontrar el adecuado.

FIGURA 199: CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA ARCO ANALIZADA



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

Características geométricas:

- Longitud entre apoyos: 28.94 m.

ECUACION 35: ALTURA LIBRE (flecha) DEL PERFIL AUTOPORTANTE:

$$f = L * (20 \text{ a } 30 \%)$$

Las empresas recomiendan una flecha del 20 al 30 % de la luz libre, siendo el más recomendable por economía utilizar el 20 %

$$f = 28.94 * 0.20$$

$$f = 5.79 \text{ m.}$$

ECUACION 36: RADIO DEL PERFIL AUTOPORTANTE:

$$r = \frac{f^2 + \frac{l^2}{4}}{2 * f}$$

$$r = \frac{5.79^2 + \frac{28.94^2}{4}}{2 * 5.79}$$

$$r = 20.976 \text{ m.}$$

ECUACION 37: ANGULO DEL PERFIL AUTOPORTANTE:

$$\cos \theta_0 = 1 - \frac{2 * f^2}{f^2 + \frac{l^2}{4}} = 1 - \frac{f}{r}$$

$$\cos \phi_0 = 1 - \frac{5.79}{20.976}$$

$$\phi = 87.23^\circ$$

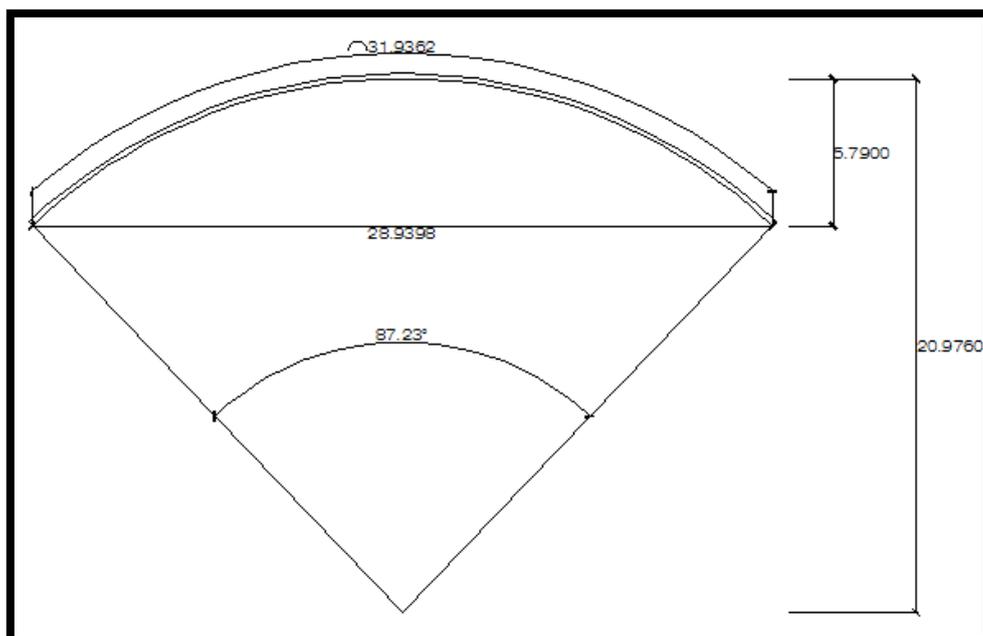
ECUACION 38: LONGITUD DE CIRCUNFERENCIA DEL ARCO DE CELOSÍA:

$$l_c = \frac{\phi}{360} * 2 * r * \pi$$

$$l_c = \frac{87.23}{360} * 2 * 20.976 * \pi$$

$$l_c = 31.94 \text{ m.}$$

FIGURA 200: GEOMETRÍA DEL PERFIL AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.1.3 VERIFICACIONES

Comenzaremos realizando el análisis de carga, con los valores para sobrecarga de mantenimiento, carga de viento, y para cargas permanentes o muertas (peso propio), como se realizó en el diseño anterior

En este caso también se contrastan los valores hasta lograr que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Solicitud} \text{ Última}$$

FIGURA 201: PESOS Y ESPESORES CUBIERTA TIPO MEMBRANA CON ARCO

AL 20%

TABLAS DE PESOS Y ESPESORES				
CALIBRE	PULG	MM	KG/ML	KG/M2
24	0.024	0.60	4.09	7.18
22	0.03	0.80	5.71	9.57
20	0.036	0.91	6.8	11.96
18	0.048	1.22	8.97	14.36

FUENTE: ARCOTECHO COLONBIA – ITEM 9 CUBIERTA TIPO ARCOTECHO

FIGURA 202: ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL ACERO ASTM A 792

Designación del ASTM.	Producto	Grado	F _y (min) kg/cm ²	F _u (min/max) kg/cm ²	% elongación en 5.08 cm (min)	F _u /F _y (min)
A792/A792M-95 Esta especificación cubre láminas de acero con recubrimiento de aluminio con aleación de zinc mediante el proceso de inmersión en caliente. La composición de la aleación de aluminio-zinc en relación nominal al peso es 55% aluminio, 1.6% silicio y balance de zinc. El producto se recomienda para aplicaciones que requieran protección contra la corrosión, resistencia al calor o ambos. Las láminas con recubrimiento de aluminio y aleación de zinc están disponibles en Calidad Comercial, Calidad de Formación y Calidad Estructural. Los grados disponibles en Calidad Estructural se dan en la tabla anexa.	Lámina	33	2319	3162	20	1.36
		37	2600	3654	18	1.41
		40	2811	3865	16	1.38
		50 ^a	3514	4568	12	1.30

FUENTE: INGENIERIA CIVIL, ACERO 2 LAMINADOS EN FRIO - CAPITULO 2

FIGURA 203: DATOS TECNICOS PARA EL DISEÑO

Calibre	Peso	Area	Eje X				Eje Y		
			lx	rx	Sx top	Sx bot	ly	ry	Sy
mm	kg/m ²	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm	mm ³
0.6	7.18	541.2	3.57E+06	81.3	4.39E+04	1.06E+05	1.80E+07	182.23	5.99E+04
0.8	9.57	721.5	4.76E+06	81.3	5.85E+04	1.42E+05	2.40E+07	182.22	7.98E+04
1.0	11.96	901.7	5.95E+06	81.3	7.31E+04	1.77E+05	2.99E+07	182.20	9.98E+04
1.2	14.36	1,081.8	7.14E+06	81.3	8.76E+04	2.13E+05	3.59E+07	182.19	1.20E+05

FUENTE: ARCOTECHO COLONIA – CUBIERTA TIPO ARCOTECHO

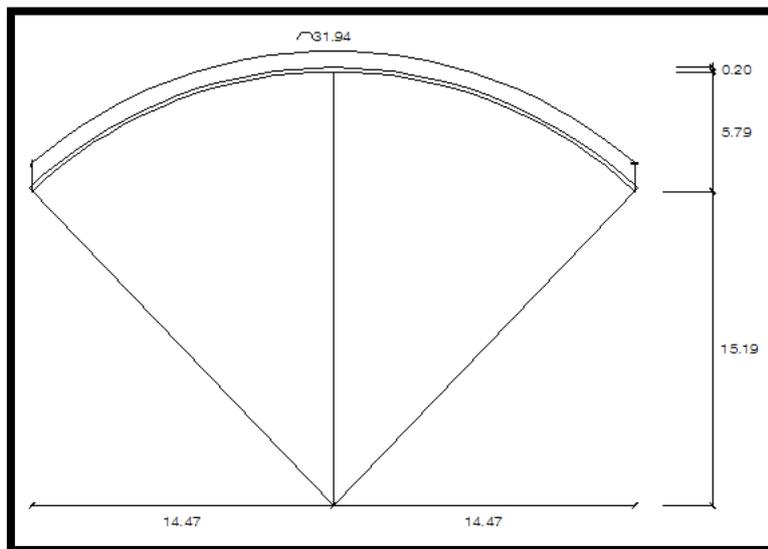
TABLA 20: PROPIEDADES DEL ACERO UTILIZADO EN LA FABRICACIÓN DEL PERFIL AUTOPORTANTE

Densidad del acero	7850 kg/m ³
Módulo de elasticidad del acero	2100000 kg/cm ²

Para poder realizar el diseño de este sistema a continuación describiremos paso a paso como se realizó el dibujo y modelado de este perfil autoportante en el software SAP 2000 v 17:

- Con las dimensiones obtenidas en el dimensionado

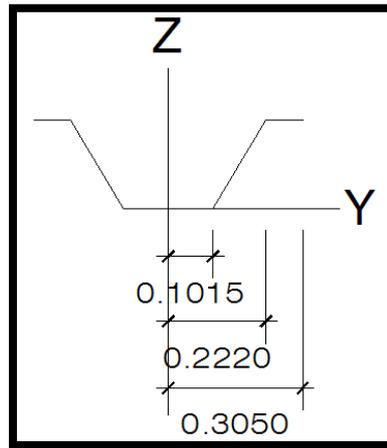
FIGURA 204: GEOMETRIA DEL ARCO AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

- pasaremos dibujar primero los ejes en el software SAP 2000, partiendo del centro del arco y teniendo en cuenta las dimensiones de la sección del perfil para poder completar en el eje Y los ejes:

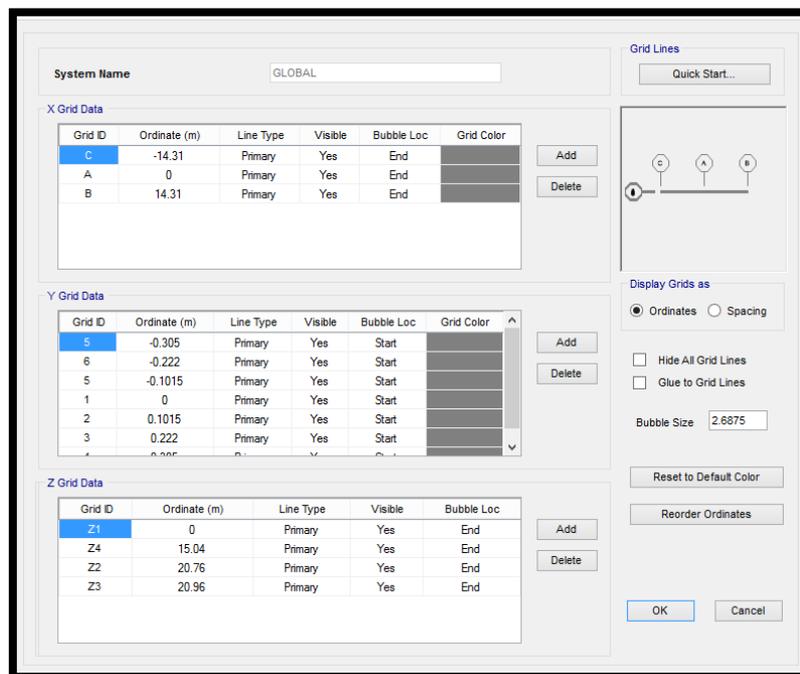
FIGURA 205: GEOMETRIA DEL PERFIL AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

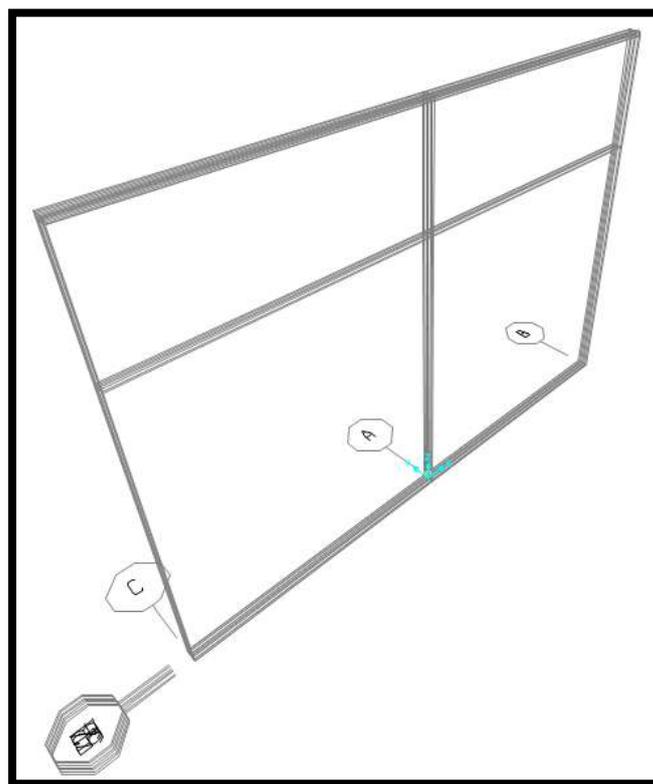
FIGURA 206: COORDENADAS DE LOS EJES PRINCIPALES EN EL SOFTWARE

SAP 2000



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

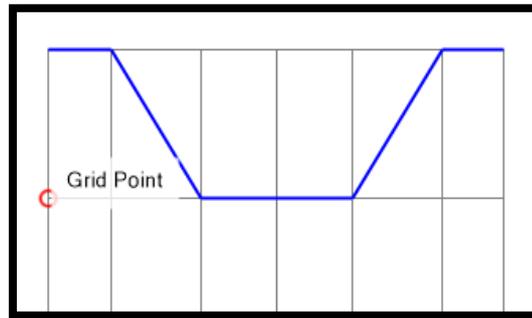
FIGURA 207: VISTA ESQUEMATICA DE LOS EJES PRINCIPALES DEL ARCO AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

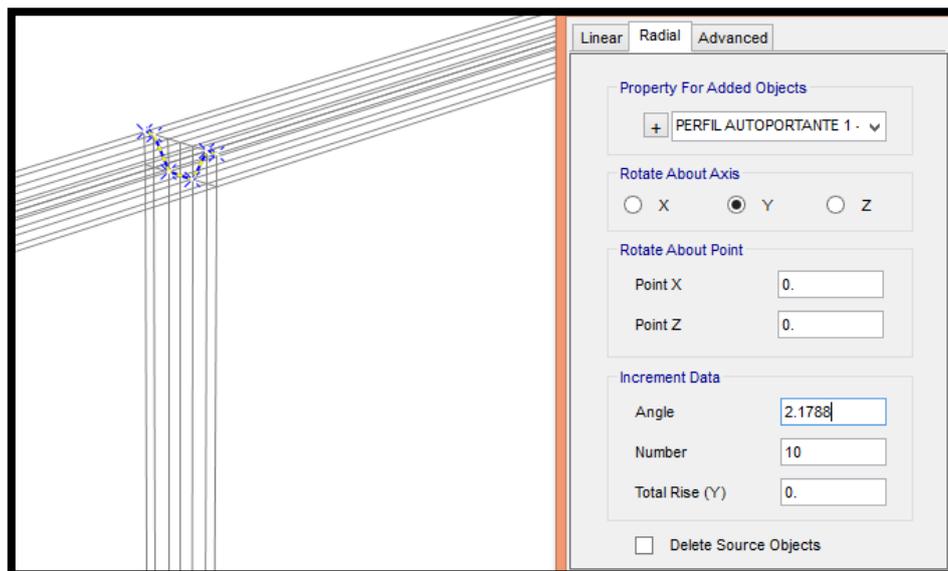
- a continuación dibujaremos el perfil en el eje principal y con el comando extrude convertiremos líneas en áreas de forma radial para así conseguir el perfil laminar.
- Para nuestro proyecto el diseño se realizara con un perfil grado 37.

FIGURA 208: VISTA TRNASVERSAL DEL PERFIL AUTOPORTANTE EN EL SOFTWARE SAP 2000



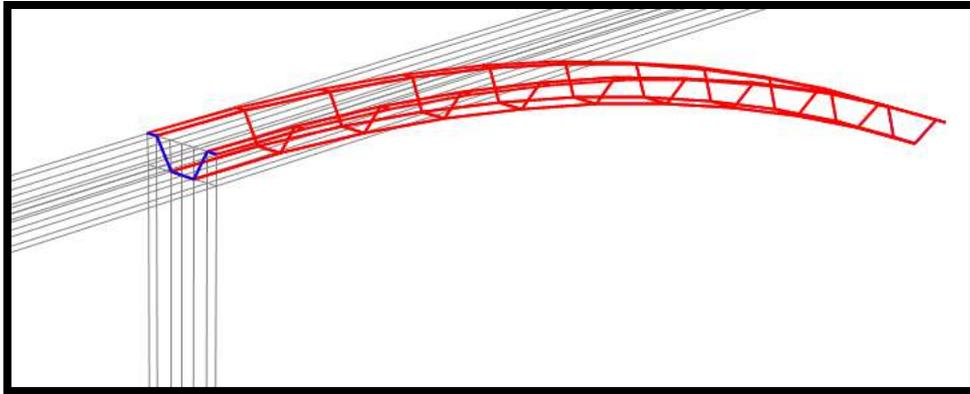
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

**FIGURA 209: DESIGNACION DE DIMENCIONES U ANGULOS DE CURVATURA
CON EL COMANDO EXTRUDE – RADIAL EN EL SOFTWARE SAP 2000**



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

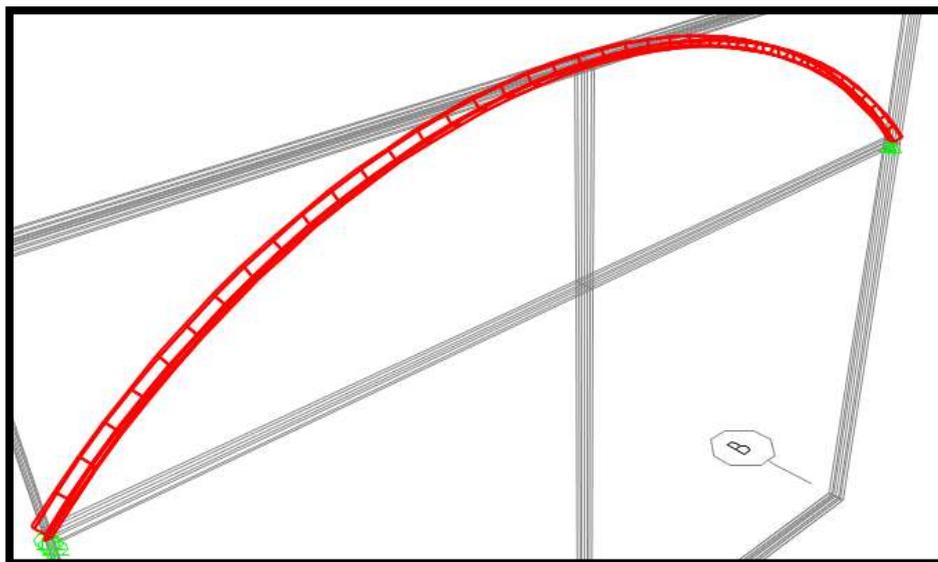
FIGURA 210: VISTA DE LA REPETICION RADIAL Y CONVIRTIENDO LAS LINEAS EN AREAS – SAP 2000



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

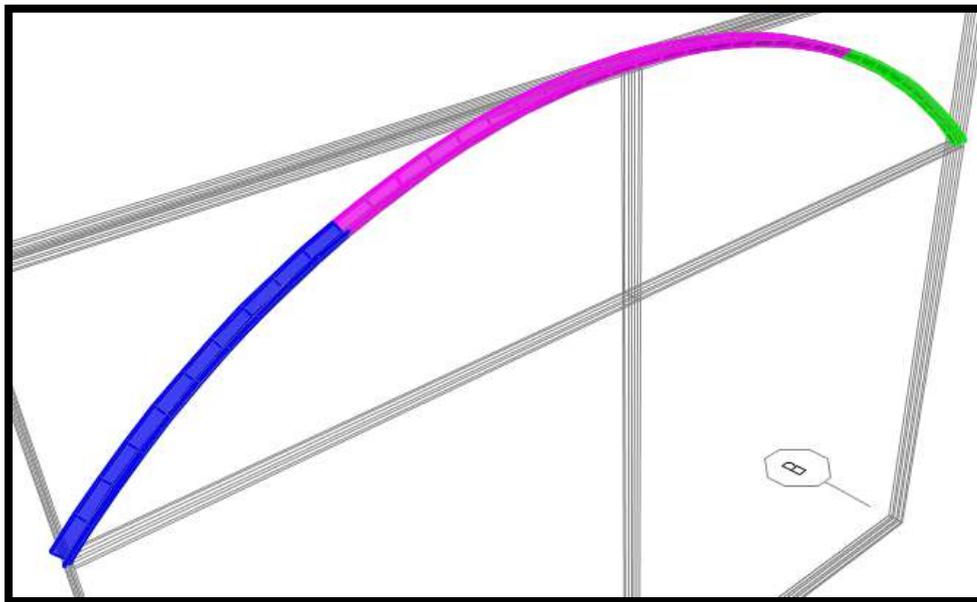
- Aclaremos también que decidimos dibujar por secciones, esto debido a la distribución de las fuerzas de viento

FIGURA 211: VISTA ESQUEMÁTICA DEL PERFIL AUTOPORTANTE



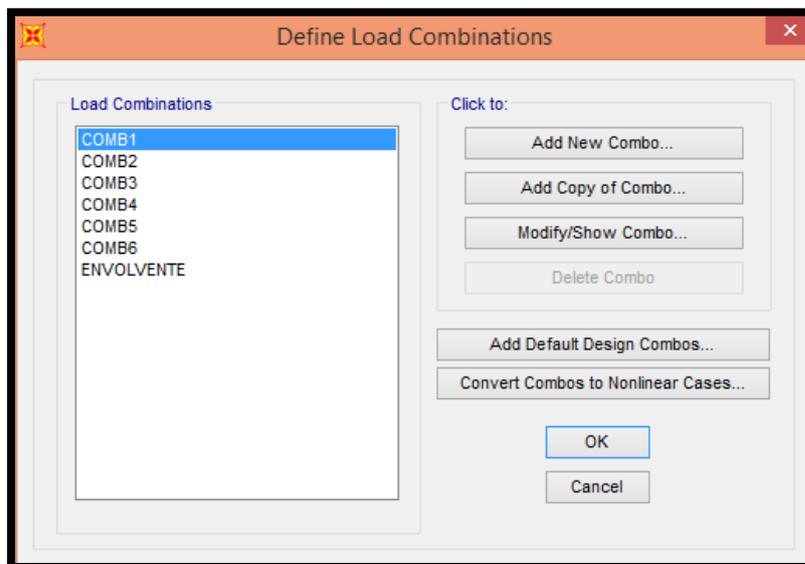
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 212: VISTA ESQUEMÁTICA DEL PERFIL AUTOPORTANTE DONDE SE APRECIA EL ÁREA QUE SERÁ SOMETIDA A FUERZAS DE VIENTO (¼ EN BARLOVENTO – SOTAVENTO Y LA PARTE CENTRAL)



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

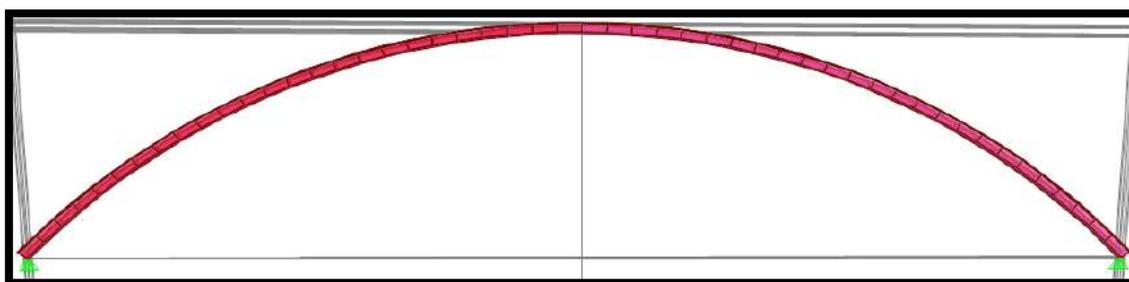
- realizamos al igual que en el caso anterior las combinaciones establecidas por el RNE



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

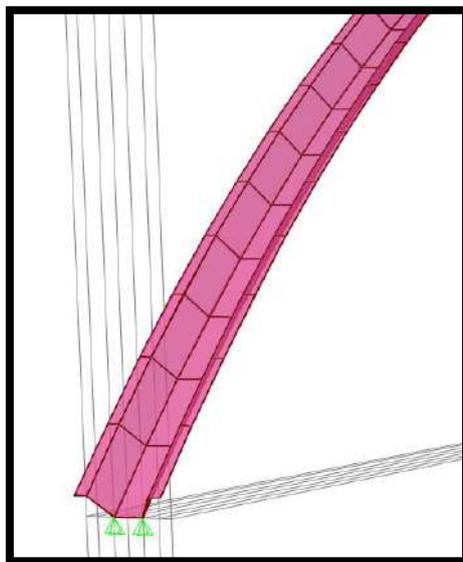
Se realizaron varias iteraciones, realizando las pruebas correspondientes para definir el espesor óptimo del perfil, resolviendo que las vigas de la cobertura autoportante debe tener un espesor de 0.8 mm (calibre 22).

FIGURA 213: VISTA FRONTAL DE LA VIGA EN ARCO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 214: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DEL ARCO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

FIGURA 215: PESOS POR ELEMENTOS DEL PERFIL AUTOPORTANTE

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
PERFIL AUTOPORTANTE ...	Area			0.0833
PERFIL AUTOPORTANTE ...	Area			0.0416
PERFIL AUTOPORTANTE ...	Area			0.0416

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 0.1665 ton para el perfil autoportante

La deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/120$ ³².

ECUACION 39: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DEL PERFIL

AUTOPORTANTE

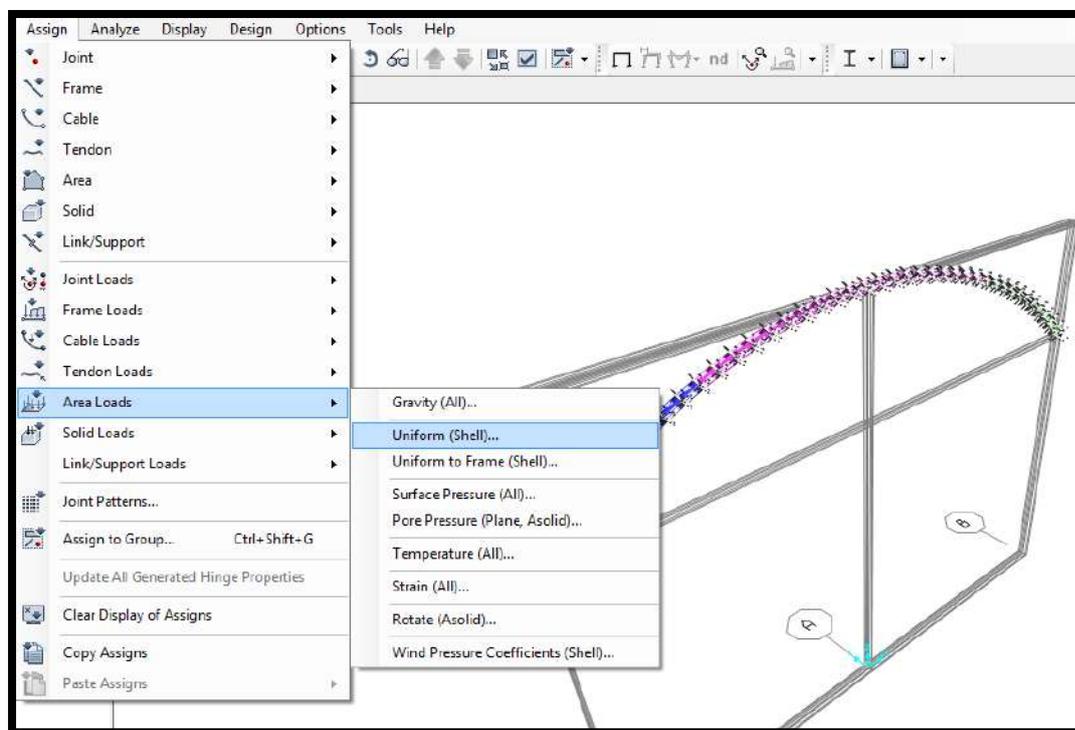
$$\Delta_{\max} = L/120$$

$$\Delta_{\max} = 28.94/120 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.24 \text{ m.}$$

- Cargas que actúan en el perfil autoportante:
 - Carga viva: 50.00 kg/m²

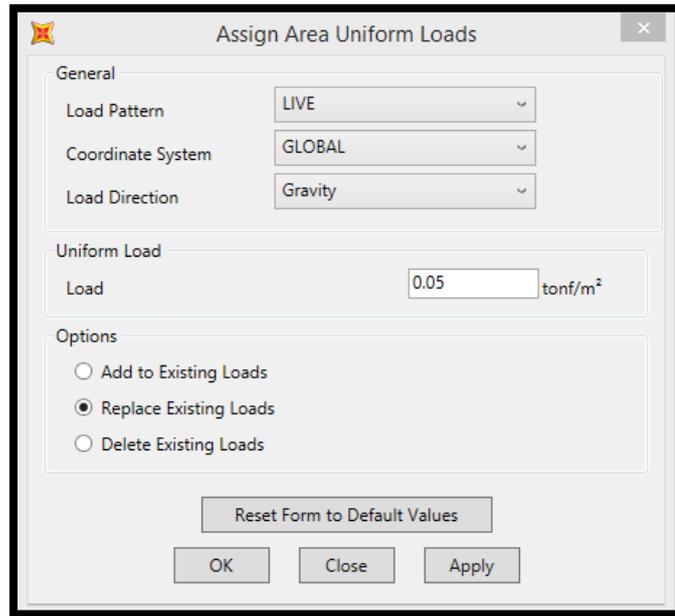
Para poder colocar la carga viva en el perfil autoportante, seleccionamos todo el perfil y con el comando Assing/Área Loads/Uniform (Shell)..., asignaremos una carga vertical uniforme sobre el área del perfil.

FIGURA 216: ASIGNAR CARGAS VIVAS SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE



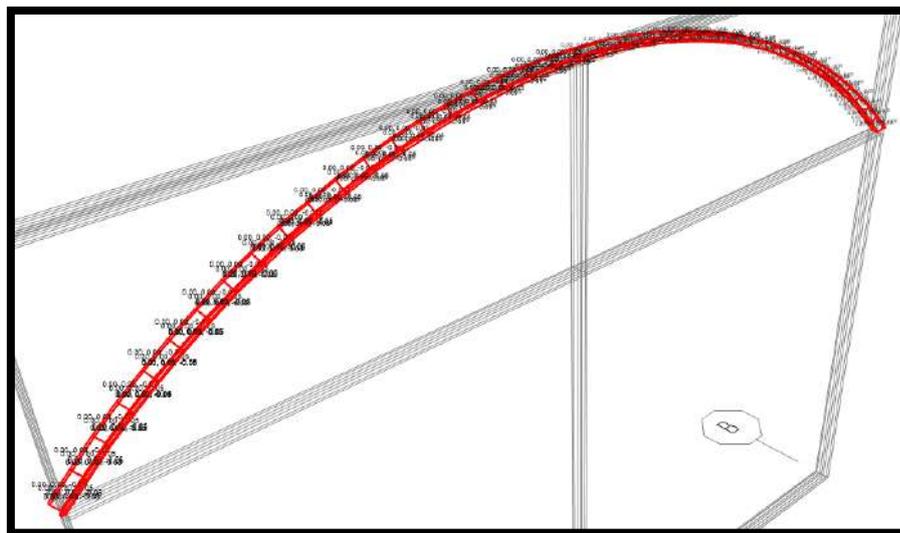
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 217: ASIGNAR CARGA VIVA SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE



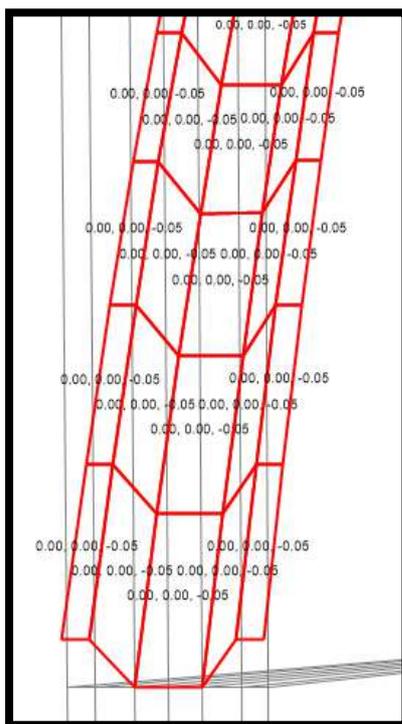
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 218: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 219: FUERZAS EXTERNAS DE CARGA VIVA

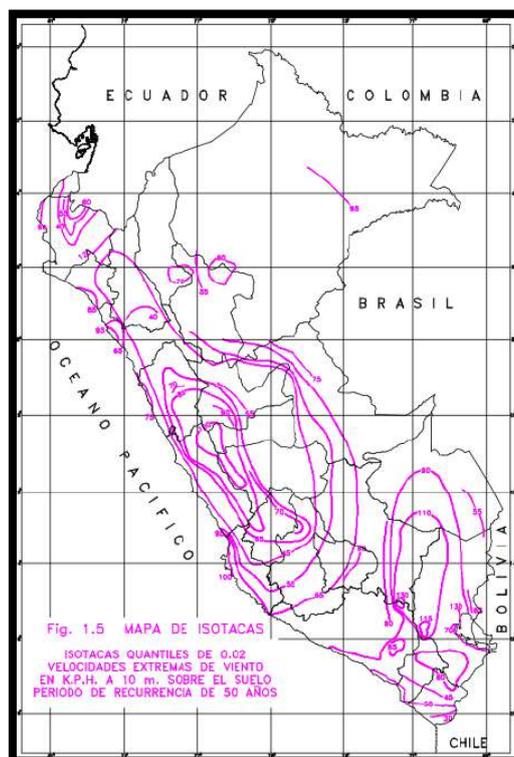


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

- Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17
- Carga de viento
 - Al igual que en el diseño anterior, las cargas de viento pueden ser más importantes que las debidas a sismo.
 - En el Reglamento Nacional de construcción se trata muy brevemente este tipo de carga, por lo que se ha tenido que recurrir a otras bibliografías para extraer conceptos y métodos de obtención de las cargas de viento.
 - VELOCIDAD DE DISEÑO: este tipo de estructura también debe ser diseñada para esta velocidad fundamental, asimismo se tomara para el

diseño de viento las curvas de velocidad en el Perú (isotacas), a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años. Aquí se observa que para la ciudad de Arequipa se obtiene una velocidad de 85 kph

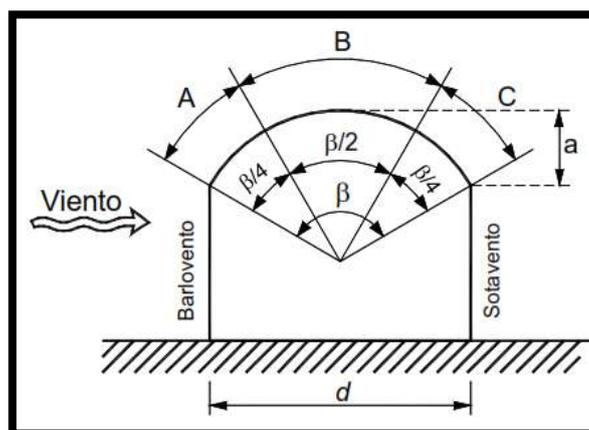
FIGURA 220: MAPA DE ISOTACAS



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO - LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO

De igual modo a lo ya descrito en el diseño anterior, las presiones pueden ser positivas (presión) o negativas (succión), determinadas por un coeficiente C, y serán consideradas como diferenciales con relación a la presión atmosférica normal. A continuación se muestra una figura con la forma de hallar los coeficientes de presión C_p para cubiertas en forma de arco:

FIGURA 221: COEFICIENTES DE PRESIÓN CP PARA CUBIERTAS EN ARCO



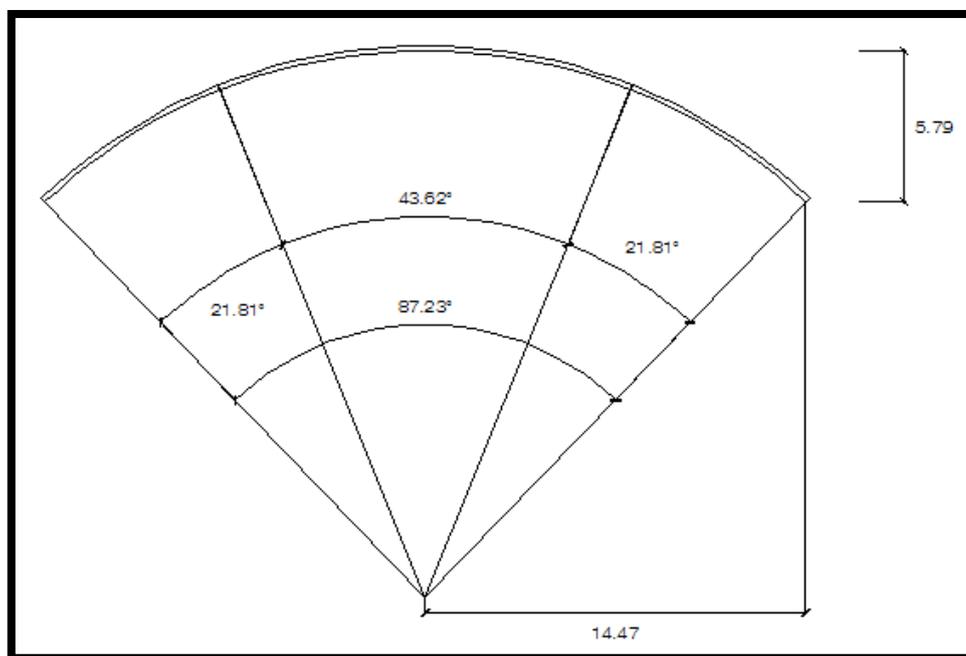
FUENTE: NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO

Condiciones	Razón de elevación a la luz, r	C_p		
		Cuarto de Barlovento	Mitad Centro	Cuarto de Sotavento
Techo sobre estructura elevada	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Techo que arranca desde el nivel del terreno	$0 < r \leq 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*Cuando la razón de elevación a la luz es $0.2 \leq r < 0.3$, coeficientes alternos dados por $6r - 2.1$ serán también utilizados para el cuarto de barlovento.

FUENTE: CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO (ASOCIACIÓN DE ESTADOS DEL CARIBE)

FIGURA 222: SECCIONES DE LA COBERTURA AUTOPORTANTE PARA REALIZAR EL ANÁLISIS DE VIENTO



FUENTE: PROPIA

Donde $r = f/L$

f = altura libre del arco

L = longitud libre entre apoyos

$$r = 5.79/28.94$$

$$r = 0.2$$

Encontrándose el valor de r entre 0 y 0.2 se tomaran los valores correspondientes.

NUDO	h	v (km/h)	Vh (km/h)	Vh ²	Cr	Cp	Ph (kgf/m ²)
1	10.50	85.00	85.92	7381.78	1.00	0	0.00
2	11.80	85.00	88.15	7770.80	1.00	0	0.00
3	12.95	85.00	89.97	8095.37	1.00	0	0.00
4	13.95	85.00	91.46	8364.70	1.00	0	0.00
5	14.77	85.00	92.62	8577.59	1.00	0	0.00
6	15.12	85.00	93.09	8666.44	1.00	-0.90	-39.00
7	15.42	85.00	93.50	8741.68	1.00	-0.90	-39.34
8	15.68	85.00	93.84	8806.23	1.00	-0.90	-39.63
9	15.89	85.00	94.12	8857.93	1.00	-0.90	-39.86
10	16.06	85.00	94.34	8899.51	1.00	-0.90	-40.05
11	16.18	85.00	94.49	8928.70	1.00	-0.90	-40.18
12	16.25	85.00	94.58	8945.68	1.00	-0.90	-40.26
13	16.27	85.00	94.61	8950.52	1.00	-0.90	-40.28
12	16.25	85.00	94.58	8945.68	1.00	-0.90	-40.26
11	16.18	85.00	94.49	8928.70	1.00	-0.90	-40.18
10	16.06	85.00	94.34	8899.51	1.00	-0.90	-40.05
9	15.89	85.00	94.12	8857.93	1.00	-0.90	-39.86
8	15.68	85.00	93.84	8806.23	1.00	-0.90	-39.63
7	15.42	85.00	93.50	8741.68	1.00	-0.90	-39.34
6	15.12	85.00	93.09	8666.44	1.00	-0.90	-39.00
5	14.77	85.00	92.62	8577.59	1.00	-0.50	-21.44
4	13.95	85.00	91.46	8364.70	1.00	-0.50	-20.91
3	12.95	85.00	89.97	8095.37	1.00	-0.50	-20.24
2	11.8	85.00	88.15	7770.80	1.00	-0.50	-19.43
1	10.5	85.00	85.92	7381.78	1.00	-0.50	-18.45

Según el código también debe considerarse para el cuarto en barlovento:

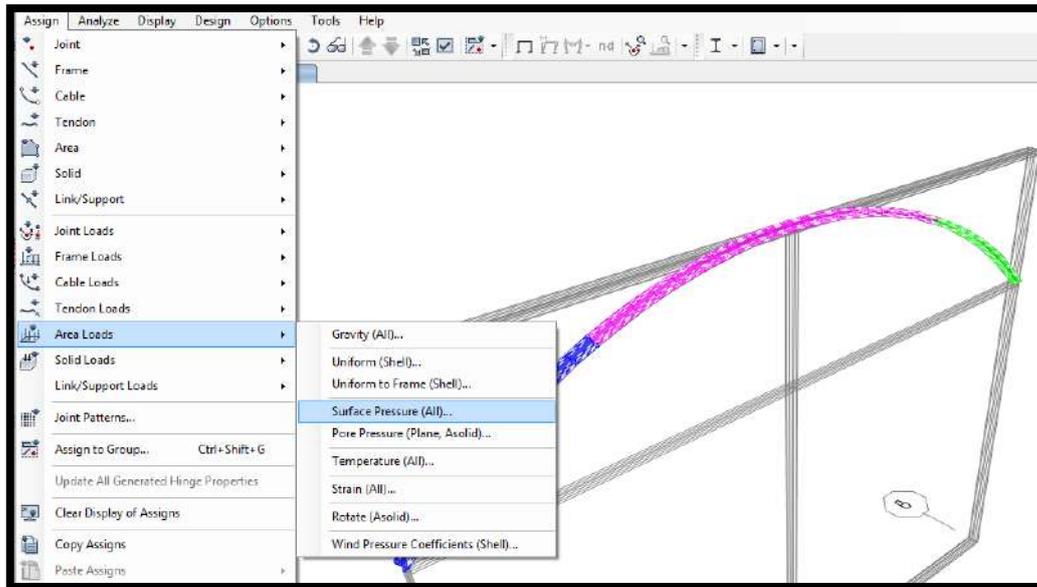
NUDO	h	v (km/h)	Vh (km/h)	Vh ²	Cr	Cp	Ph (kgf/m ²)
1	10.50	85.00	85.92	7381.78	1.00	-0.9	-33.22
2	11.80	85.00	88.15	7770.80	1.00	-0.9	-34.97
3	12.95	85.00	89.97	8095.37	1.00	-0.9	-36.43
4	13.95	85.00	91.46	8364.70	1.00	-0.9	-37.64
5	14.77	85.00	92.62	8577.59	1.00	-0.9	-38.60

A diferencia de la carga viva, la carga de viento tiene dirección perpendicular a la cara

de la sección por lo que debemos utilizar el comando Assing/Área Loads/Surface

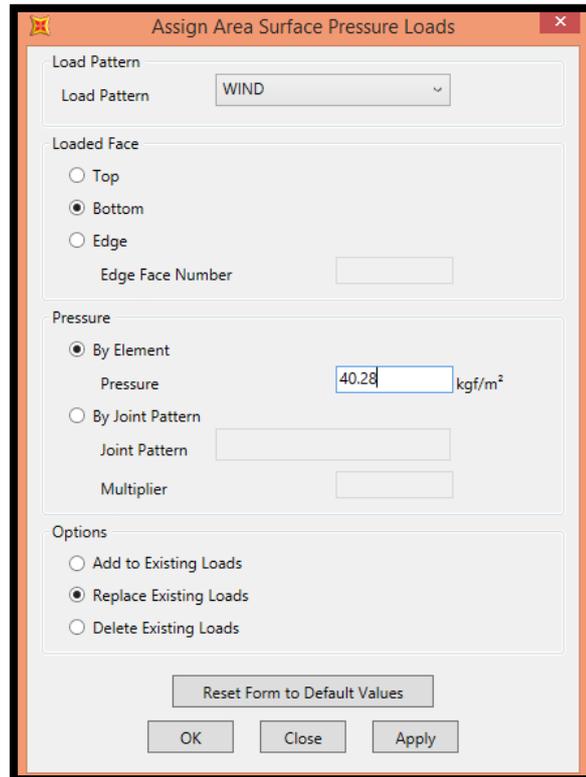
Pressure (All):

FIGURA 223: ASIGNAR CARGAS DE VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE



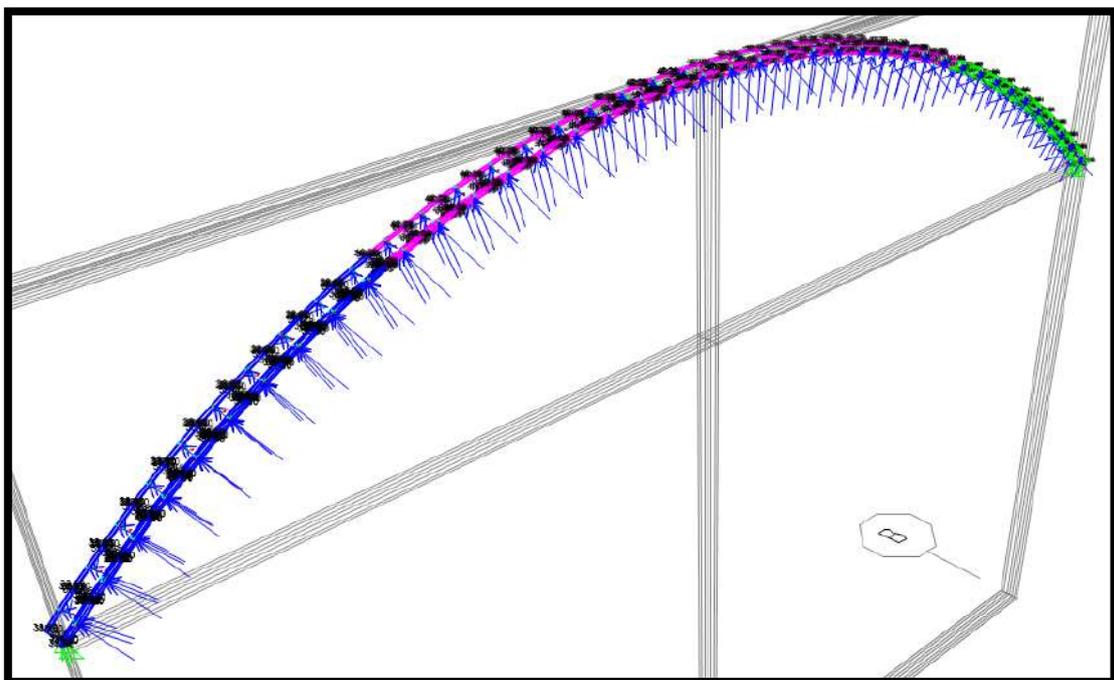
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 224: ASIGNAR CARGAS DE VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DEL PERFIL AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 225: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

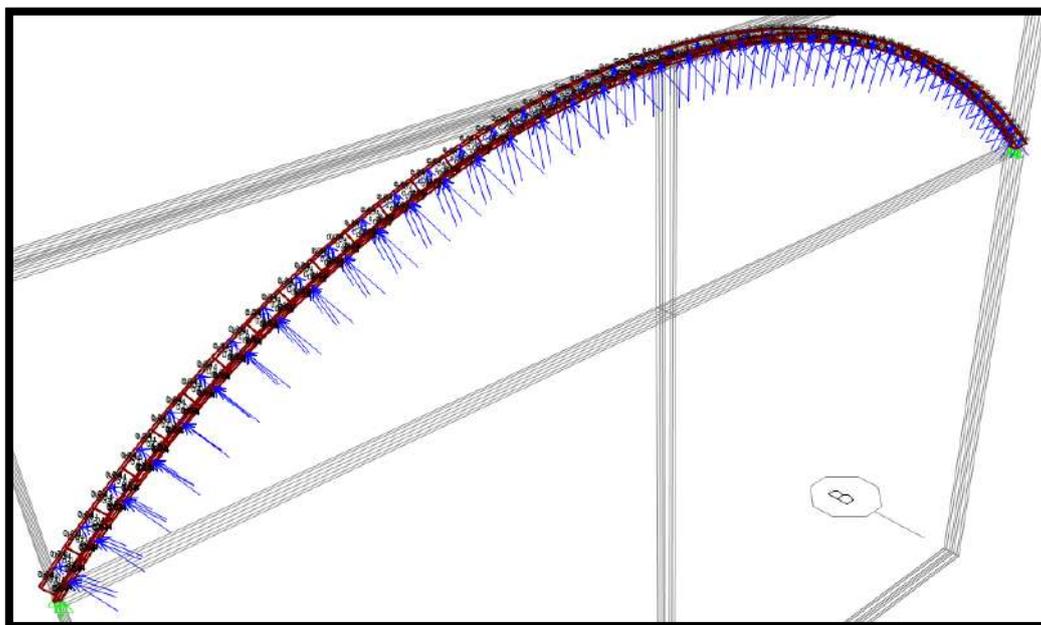


FIGURA 226: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

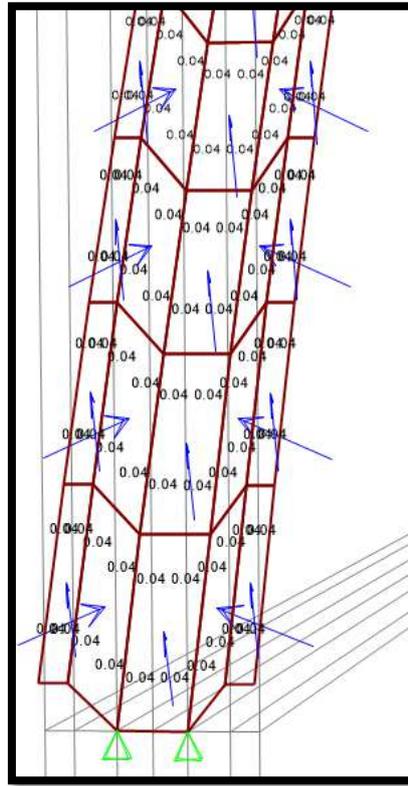
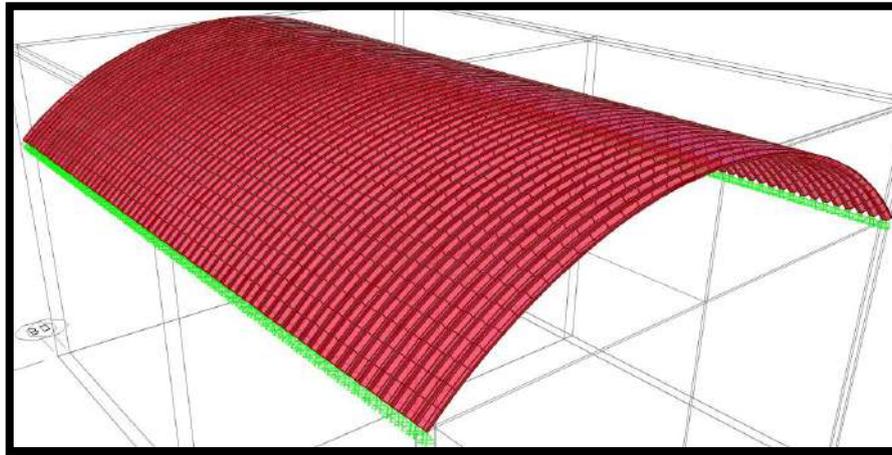


FIGURA 227: FUERZAS EXTERNAS POR CARGA DE VIENTO

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

A partir de esta lámina se formó un modelo tridimensional de la cobertura en total, del cual realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y de viento, obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada lámina:



**FIGURA 228: MODELO TRIDIMENCIONAL DE LA COBERTURA
AUTOPORTANTE**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

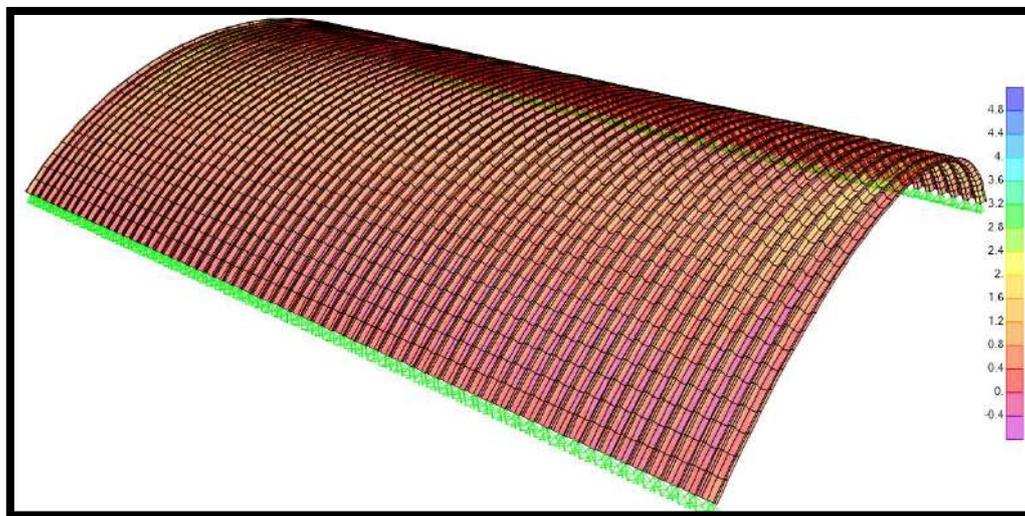


FIGURA 229: ESFUERZOS DE TRACCION (F11) POR LA ENVOLVENTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

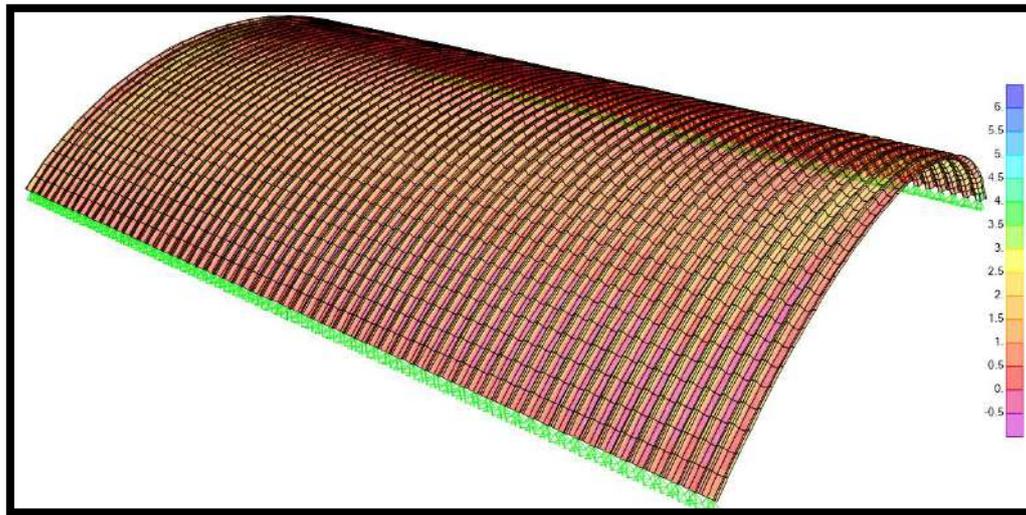


FIGURA 230: ESFUERZOS DE COMPRESIÓN (F22) POR LA ENVOLVENTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión ultima:

F11

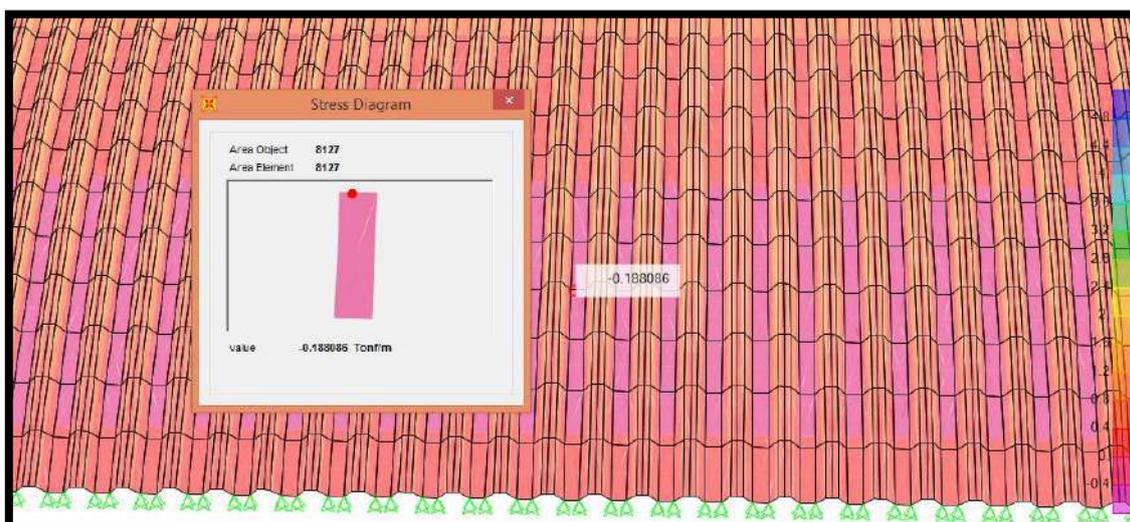
Tu = 1.69 tonf/m.



**FIGURA 231: ESFUERZO MÁXIMO DE TRACCION F11 EN LA BASE DEL
PERFIL AUTOPORTANTE**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 0.188 \text{ tonf/m.}$

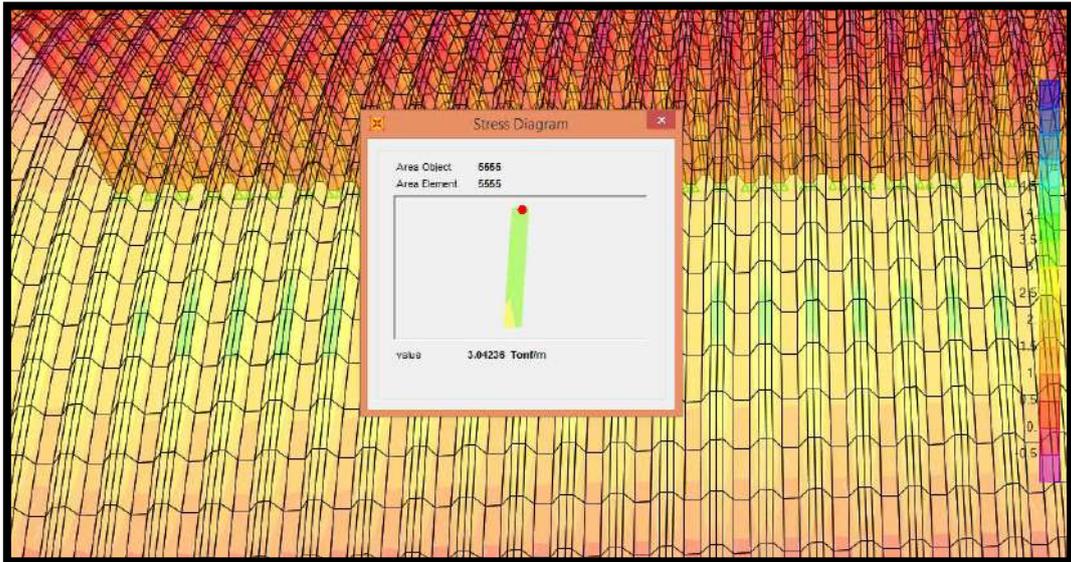


**FIGURA 232: ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESION F11 EN LA BASE DEL
PERFIL AUTOPORTANTE**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

F22

$T_u = 3.04 \text{ tonf/m}$.



**FIGURA 233: ESFUERZO MÁXIMO DE TRACCION F22 EN LA BASE DEL
PERFIL AUTOPORTANTE**

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 0.465 \text{ tonf/m}$.

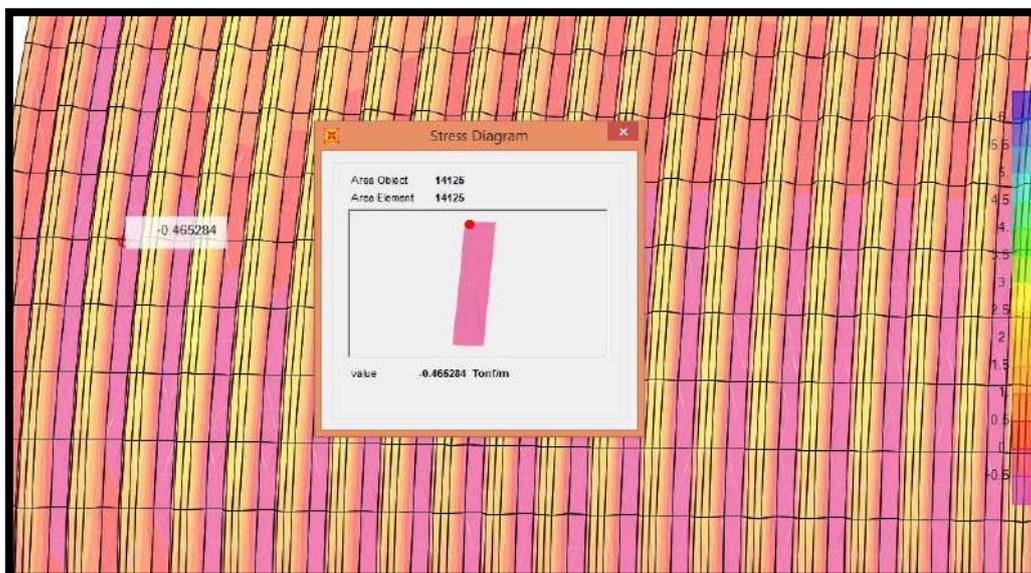


FIGURA 234: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION F22 EN LA BASE DEL PERFIL AUTOPORTANTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa, la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta = 0.0205 \text{ m.}$$

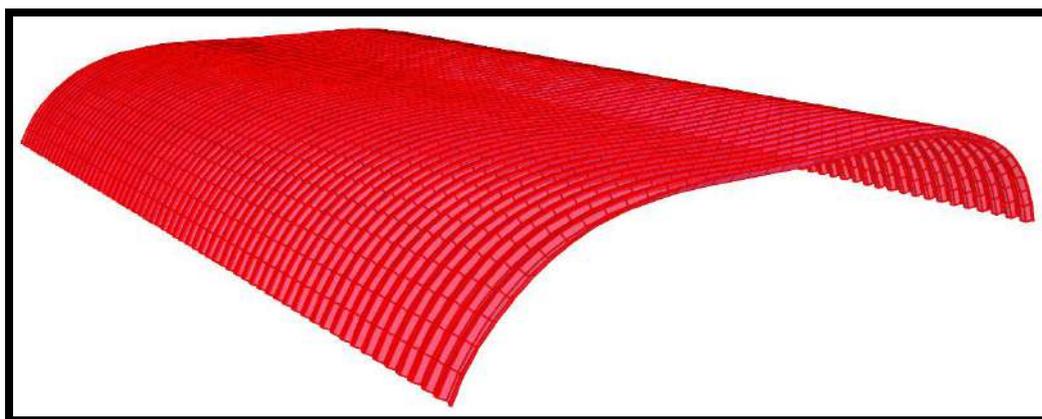


FIGURA 235: DEFORMACIÓN DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA COBERTURA AUTOPORTANTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V. 17

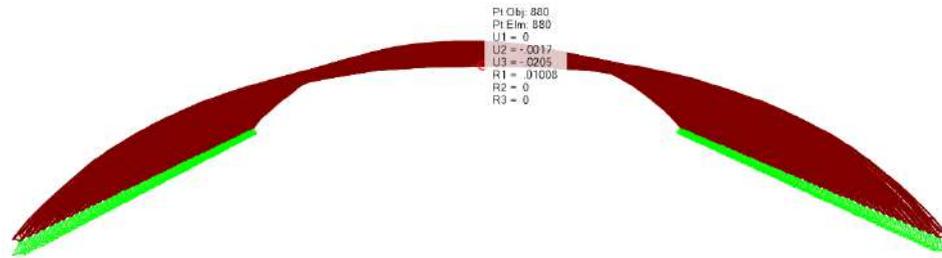


FIGURA 236: DEFORMACIÓN MÁXIMA DEL PERFIL AUTOPORTANTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V. 17

3.3.6.1.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna (envolvente) del sistema autoportante, debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DEL PERFIL AUTOPORTANTE.

Del análisis estructural hecho se tiene que estos elementos del perfil autoportante están sometidos a cargas axiales de tracción o compresión; teniendo los momentos muy poca o ninguna influencia.

- TRACCION

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA									
Facultad de Ingeniería Mecánica									
Laboratorio de Mecánica N° 4									
								Lb4-1422-2014	
6. RESULTADOS									
6.1 Ensayo de Tracción									
MUESTRA	ESPESOR (mm)	ANCHO (mm)	LONGITUD INICIAL (mm)	LONGITUD FINAL (mm)	FUERZA DE FLUENCIA (Kg f)	FUERZA MAXIMA (Kg f)	ESFUERZO DE FLUENCIA Kg/mm ² (Mpa)	ESFUERZO MÁXIMO DE ROTURA Kg/mm ² (Mpa)	ELONGACION (%)
1	0,98	12,77	50,00	62,06	450	520	35,9 (352)	41,5 (406,4)	24,1

FIGURA 237: ESFUERZO MAXIMO DE TRACCION EN EL PERFIL AUTOPORTANTE CON ESPESOR 0.98 mm.

FUENTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times FY}$$

$$Ag \text{ min} = 0.624268336 \text{ cm}^2$$

$$TU \ 11 = 1.69 \text{ ton/m}$$

$$TU \ 11 = 1.42146 \text{ ton}$$

$$TU \ 11 = 1421.46 \text{ kgf}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

PERFIL AUTOPORTANTE GRADO 37 - CALIBRE 22 (0.8 mm.)

Datos Técnicos de diseño

Calibre	Peso	Area	Eje X				Eje Y		
			lx	rx	Sx top	Sx bot	ly	ry	Sy
mm	kg/m ²	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm	mm ³
0.6	7.18	541.2	3.57E+06	81.3	4.39E+04	1.08E+05	1.80E+07	182.23	5.99E+04
0.8	9.57	721.5	4.76E+06	81.3	5.85E+04	1.42E+05	2.40E+07	182.22	7.98E+04
1.0	11.96	901.7	5.95E+06	81.3	7.31E+04	1.77E+05	2.99E+07	182.20	9.98E+04
1.2	14.36	1.081.8	7.14E+06	81.3	8.78E+04	2.13E+05	3.59E+07	182.19	1.20E+05

$$\text{Long. Total del perfil} = 0.8411 \text{ m.}$$

$$A = 721.5 \text{ mm}^2 \quad 7.22 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times FY}$$

$$Ag \text{ min} = 1.122944225 \text{ cm}^2$$

$$TU \ 22 = 3.04 \text{ ton/m}$$

$$TU \ 22 = 2.55694 \text{ ton}$$

$$TU \ 22 = 2556.94 \text{ kgf}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

PERFIL AUTOPORTANTE GRADO 37 - CALIBRE 22 (0.8 mm.)

Datos Técnicos de diseño

Calibre	Peso	Area	Eje X				Eje Y		
			lx	rx	Sx top	Sx bot	ly	ry	Sy
mm	kg/m ²	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm	mm ³
0.6	7.18	541.2	3.57E+06	81.3	4.39E+04	1.08E+05	1.80E+07	182.23	5.99E+04
0.8	9.57	721.5	4.76E+06	81.3	5.85E+04	1.42E+05	2.40E+07	182.22	7.98E+04
1.0	11.96	901.7	5.95E+06	81.3	7.31E+04	1.77E+05	2.99E+07	182.20	9.98E+04
1.2	14.36	1.081.8	7.14E+06	81.3	8.78E+04	2.13E+05	3.59E+07	182.19	1.20E+05

$$\text{Long. Total del perfil} = 0.8411 \text{ m.}$$

$$A = 721.5 \text{ mm}^2 \quad 7.22 \text{ cm}^2$$

• COMPRESION

5.2.1. Método LRFD
 La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho - espesor menor a λ_c , de la Sección 2.5.1 es $\phi_c P_n$ donde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g F_y \quad (5.2-1)$$

(a) Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (5.2-2)$$

(b) Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (5.2-3)$$

donde

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.2-4)$$

A_g = área total del miembro
 F_y = esfuerzo de fluencia especificada.
 E = módulo de Elasticidad.
 K = factor de longitud efectiva.
 l = longitud lateralmente no arriostrada.
 r = radio de giro respecto del eje de pandeo.

FUENTE: RNE – E.090 PAG 326

Para F 11

DISEÑO POR COMPRESION:

L = 3194 cm
 K = 1

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda = 1.963206681$$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$$

$$F_{cr} = 591.61734 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_g \cdot \phi_c \cdot F_{cr}}{F_y} \geq 188$$

PU = 0.188 ton
 PU = 188 kgf
 ϕ_c = 0.85
 F_y = 2600 kgf/cm²
 E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL AUTOPORTANTE GRADO 37 - CALIBRE 22 (0.8 mm.)

Datos Técnicos de diseño										
Calibre	Peso	Area	Eje X				Eje Y			
			ix	rx	Sx top	Sx bot	iy	ry	Sy	
mm	kg/m ²	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm	mm ³
0.6	7.18	541.2	3.57E+06	81.3	4.39E+04	1.06E+05	1.80E+07	182.23	5.99E+04	
0.8	9.57	721.5	4.76E+06	81.3	5.85E+04	1.42E+05	2.40E+07	182.22	7.98E+04	
1.0	11.66	901.7	5.95E+06	81.3	7.31E+04	1.77E+05	2.90E+07	182.20	9.98E+04	
1.2	14.38	1,081.8	7.14E+06	81.3	8.76E+04	2.13E+05	3.50E+07	182.19	1.20E+05	

DATOS DEL PERFIL

I = 2.40E+07 mm⁴ 2,400.00 cm⁴
 A = 721.5 mm² 7.22 cm²
 r = 182.22 mm 18.22 cm

Para F 22

DISEÑO POR COMPRESION:

L = 3194 cm
K = 1

$\lambda = kL/r \cdot \pi \cdot (\sqrt{F_y/E})$

$\lambda = 1.963206681$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658/\lambda^2)F_y)$

$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

F_{cr} = 591.61734 kg/cm²

$A_g \cdot \Phi \cdot F_{cr} \geq P_u$

yy 3628.24 ≥ 465

PU = 0.465 ton
PU = 485 kgf
Φ = 0.85
F_y = 2800 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL AUTOPORTANTE GRADO 37 - CALIBRE 22 (0.8 mm.)

Datos Técnicos de diseño

Calibre	Peso	Area	Eje X				Eje Y		
			lx	rx	Sx top	Sx bot	ly	ry	Sy
0.6	7.16	541.2	3.57E+06	81.3	4.36E+04	1.06E+05	1.80E+07	182.23	5.98E+04
0.8	9.57	721.5	4.76E+06	81.3	5.85E+04	1.42E+05	2.40E+07	182.22	7.98E+04
1.0	11.96	901.7	5.95E+06	81.3	7.31E+04	1.77E+05	2.98E+07	182.20	9.98E+04
1.2	14.36	1,081.8	7.14E+06	81.3	8.76E+04	2.13E+05	3.56E+07	182.19	1.20E+05

DATOS DEL PERFIL

I = 2.40E+07 mm⁴ 2,400.00 cm⁴
A = 721.5 mm² 7.22 cm²
r = 182.22 mm 18.22 cm

3.3.6.1.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil autoportante para utilizar en el sistema de techo:

Perfil autoportante grado 37 calibre 22 (0.8 mm.)

El cual, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumple los parámetros necesarios en el diseño:

	PERFIL AUTOPORTANTE	VALOR MAXIMO
DEFORMACIONES	0.0205 m.	0.2412 m.

TABLA 21: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL PERFIL

AUTOPORTATE DEFORMACION MAXIMA

	ESFUERZO RESISTENTE	ESFUERZO ACTUANTE
TRACCION F11	7287.7 ton/m	1.69 ton/m
TRACCION F 22	7287.7 ton/m	3.04 ton/m
COMPRESION F11	4419.46 Kg	188 Kg
COMPRESION F22	4419.46 Kg	465 Kg

**TABLA 22: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL PERFIL
 AUTOPORTANTE POR RESISTENCIA**

3.3.6.2 DISEÑO DE VIGA TIPO CANAL

3.3.6.2.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

se realizara un análisis y diseño simplificado de este elemento, esto debido a que la viga tipo canal posee forma, material (acero A36) y espesores ya definidos según los fabricantes dependiendo de las necesidades de la cobertura autoportante; como se vio anteriormente en ítem 3.3.4.2 Tipología de Viga Canal

Algunas características relevantes de la viga tipo canal, son:

- Longitud de la viga tipo canal: 38.15 m.
- Tipo de viga canal: viga de acero simple

La ubicación de la viga canal analizada se muestra a continuación

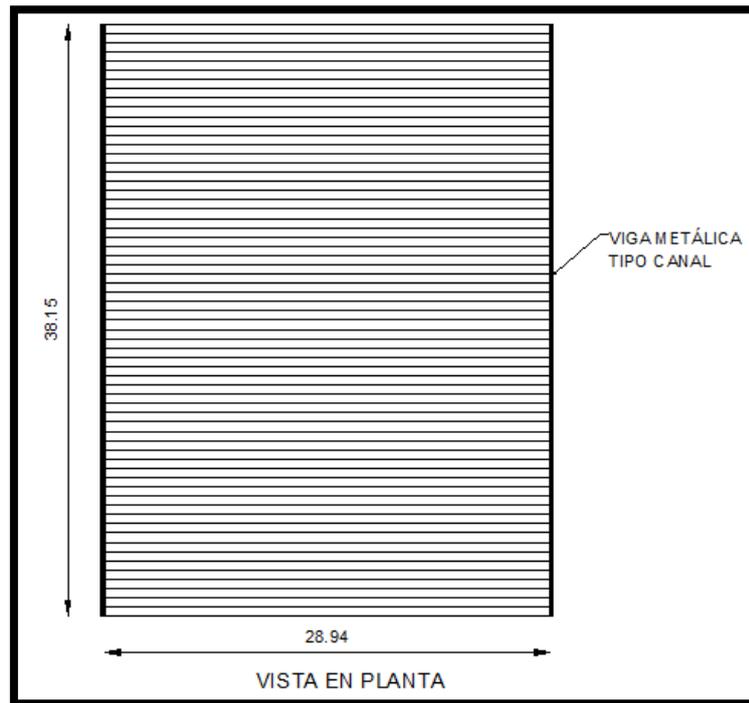


FIGURA 238: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA TIPO CANAL ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

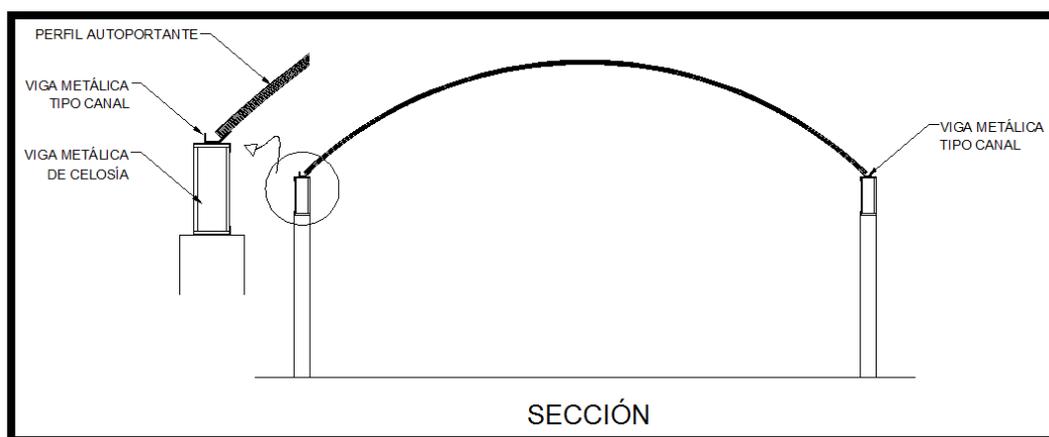


FIGURA 239: VISTA TRANSVERSAL DE LA VIGA TIPO CANAL

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.2.2 RESULTADOS

De acuerdo a la detalle viga canal de acero simple proporcionado por la empresa ARCUSPERU SAC., obtenemos las dimensiones finales de la viga tipo canal a utilizar en nuestro proyecto.

Para el espesor consideraremos una platina de 5/16” debido a que:

$$24 \text{ m.} < 28.94 \text{ m.} < 35 \text{ m.}$$

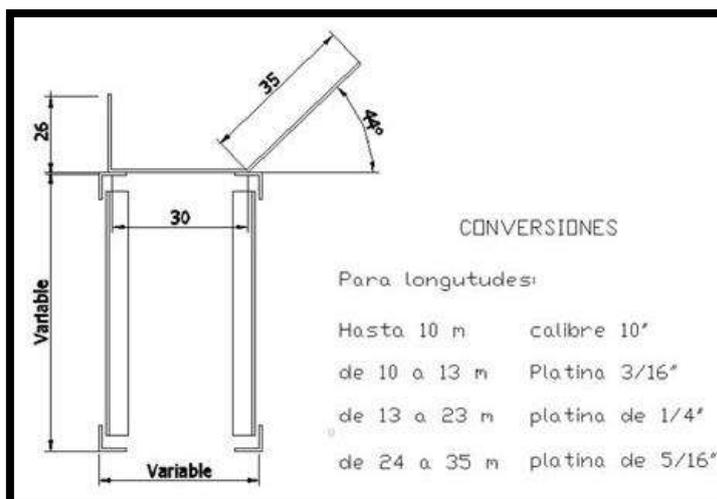


FIGURA 240: DIMENSIONES DE LA VIGA TIPO CANAL

FUENTE: ARCUSPERU SAC.

3.3.6.3 DISEÑO DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL

3.3.6.3.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una viga armada horizontal que conecta las columnas de apoyo y sobre la cual se sostienen los perfiles autoportantes.

A continuación se mostrara una imagen donde se puede observar un ejemplo de empalme entre la viga canal y la viga portante de celosía.



FIGURA 241: DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE VIGA CANAL Y VIGA DE CELOSÍA

FUENTE: KINGMAX TECHO. – PERÚ



FIGURA 242: DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE VIGA CANAL Y VIGA DE CELOSÍA

FUENTE: KINGMAX TECHO. – PERÚ

Algunas características importantes de la viga horizontal utilizadas para este cálculo, son:

- Luz de cálculo: 38.15 m.
- Viga de sección rectangular

Una vez obtenida una sección tentativa por medio de este análisis, se harán las verificaciones pertinentes de todos los estados límites últimos para seleccionar la sección definitiva mediante un proceso reiterativo de prueba y error, pudiendo agregar además en cada paso nuevas particularidades o características en el proceso para optimizar el diseño final.

La ubicación de la viga horizontal analizada se muestra a continuación.

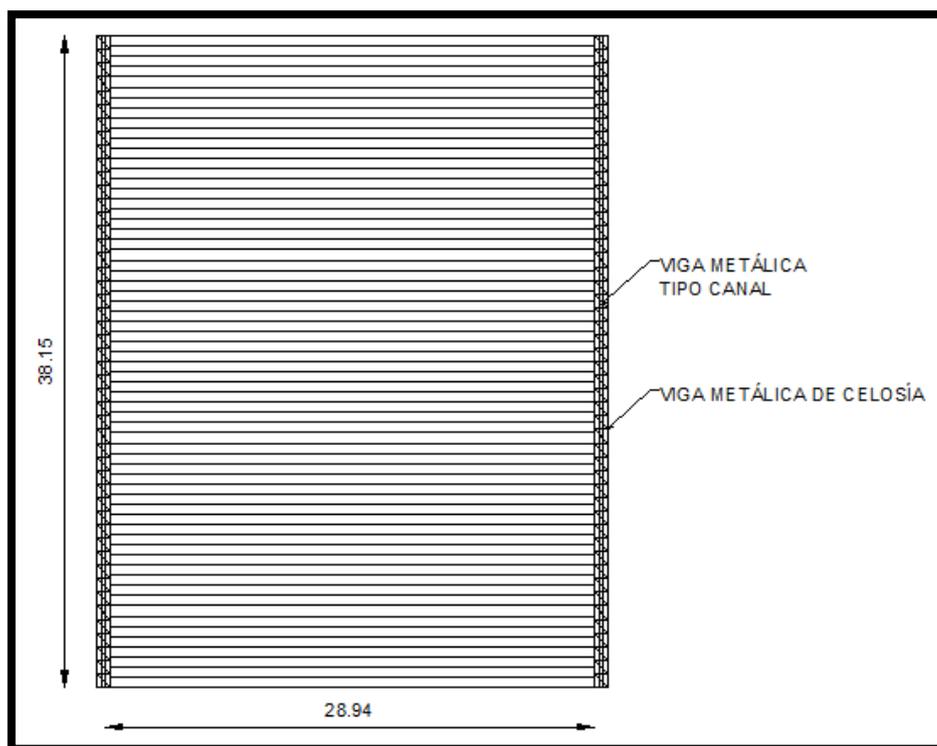


FIGURA 243: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.3.2 PRE-DIMENSIONADO

Se tomara como referencia el redimensionado de la viga de celosía anteriormente diseñada (3.2.6.4 diseños de viga horizontal principal).

ECUACION 40: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA

HORIZONTAL:

$$h = \frac{l}{11}$$

$$h = \frac{38.15}{11} \Rightarrow h = 2.5433 \approx 2.50 \text{ m.}$$

Por tratarse de una dimensión muy grande y realizando varias iteraciones de prueba y error es que se decidió optar por un peralte menor (L/19)

$$h = \frac{l}{19}$$

$$h = \frac{38.15}{19} \Rightarrow h = 2.00 \text{ m.}$$

ECUACION 41: PRE DIMENSIONAMIENTO - ANCHO DE LA VIGA

HORIZONTAL:

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{2.00}{2} \Rightarrow b = 1.00 \text{ m.}$$

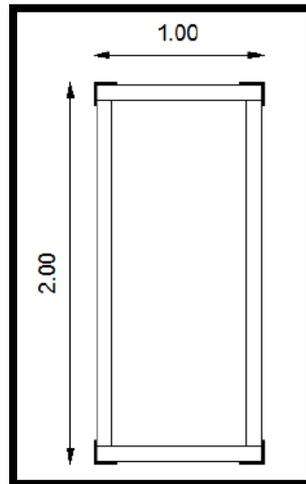


FIGURA 244: VISTA FRONTAL DE VIGA HORIZONTAL

FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

ECUACION 42: PRE DIMENSIONAMIENTO – SEPARACIÓN ENTRE

ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA HORIZONTAL:

$$s = \frac{l}{20}$$

$$s = \frac{38.15}{20} \Rightarrow s = 1.91 \text{ m.}$$

En base a esta separación de elementos horizontales (montantes), se realizó un primer modelado estructural, encontrándose esfuerzos axiales muy altos en las barras principales, por lo que se decidió tomar como separación entre montantes la longitud de 1.22 m. para poder tener una distribución más uniforme y continua en toda la viga principal de celosía.

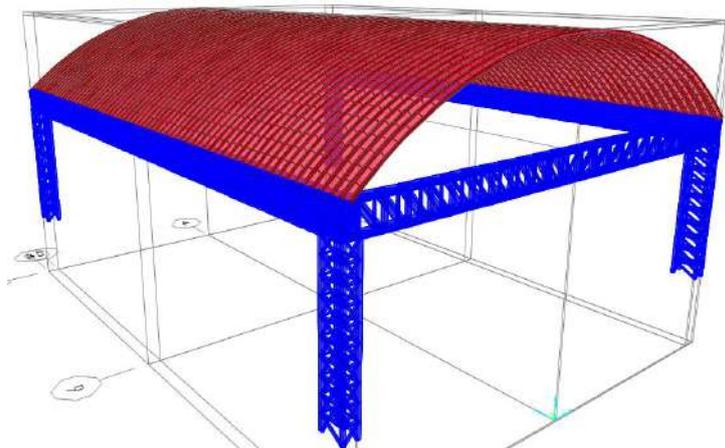


FIGURA 245: VISTA EN 3D DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V. 17

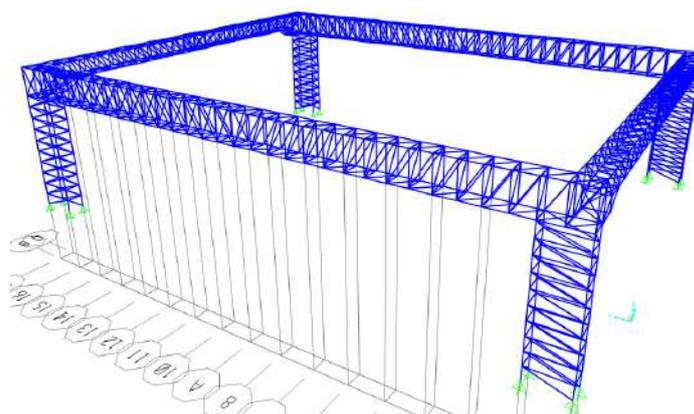


FIGURA 246: VISTA EN 3D DE LA VIGA PROPUESTA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.3.3 VERIFICACIONES

Se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viga, el cual deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas:

- Esbeltez
- Área mínima

- Resistencia máxima

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

- deformaciones

Se realiza el análisis de carga, con los valores de las reacciones producidos en la viga de acuerdo al principio de superposición de fuerzas.

Para poder considerar el metrado de la viga horizontal es que se consideró la fabricación de esta con ángulos estructurales con lados iguales para las bridas superiores, bridas inferiores, montantes y diagonales.

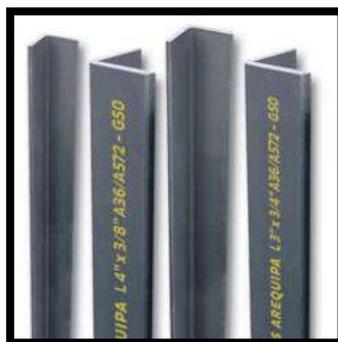


FIGURA 247: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES

FUENTE: ACEROS AREQUIPA

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 657/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.

**FIGURA 248: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL
(ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)**

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

Se realizaron varias iteraciones para poder definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 5 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de 4 x 1/2 para montantes y diagonales, ángulos de 4 x 1/2 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga.

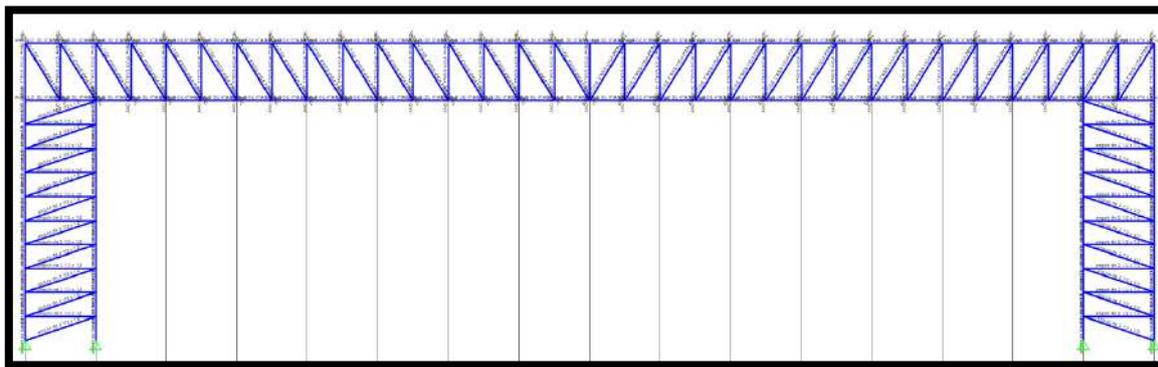
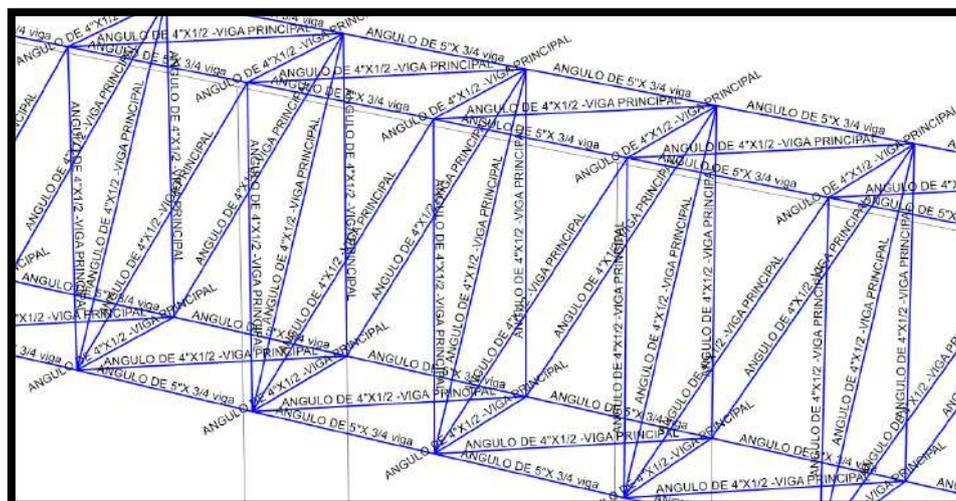


FIGURA 249: VISTA FRONTAL DE LA VIGA HORIZONTAL

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

**FIGURA 250: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA
VIGA**



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

FIGURA 251: PESOS POR ELEMENTOS DE LA VIGA HORIZONTAL

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonn
ANGULO DE 5"X 3/4 viga	Frame	256	312.32	10.9734
ANGULO DE 4"X1/2 -VIGA PRIN...	Frame	586	1045.36606	19.8535

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 30.8269 tonf. Para la viga

Del mismo modo que los casos anteriores, la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$.

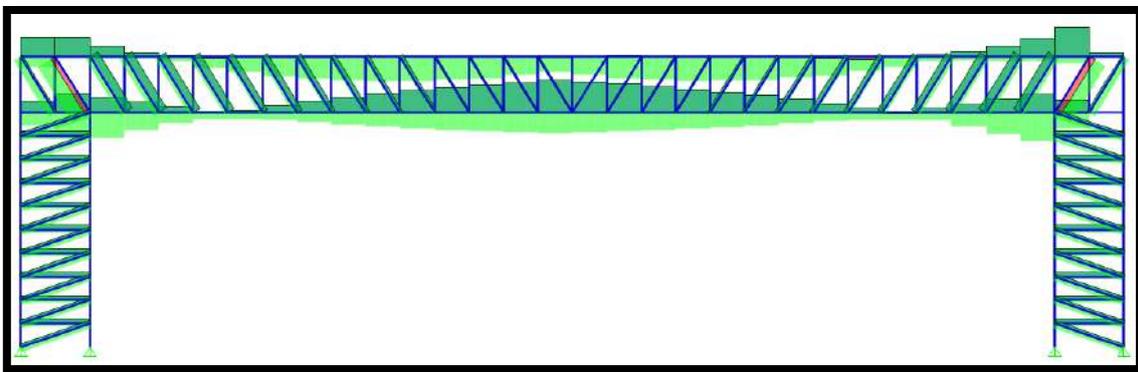
ECUACION 43: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL

$$\Delta_{\max} = L/360$$

$$\Delta_{\max} = 38.15/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.1060 \text{ m.}$$

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y de viento, obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra:

FIGURA 252: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE

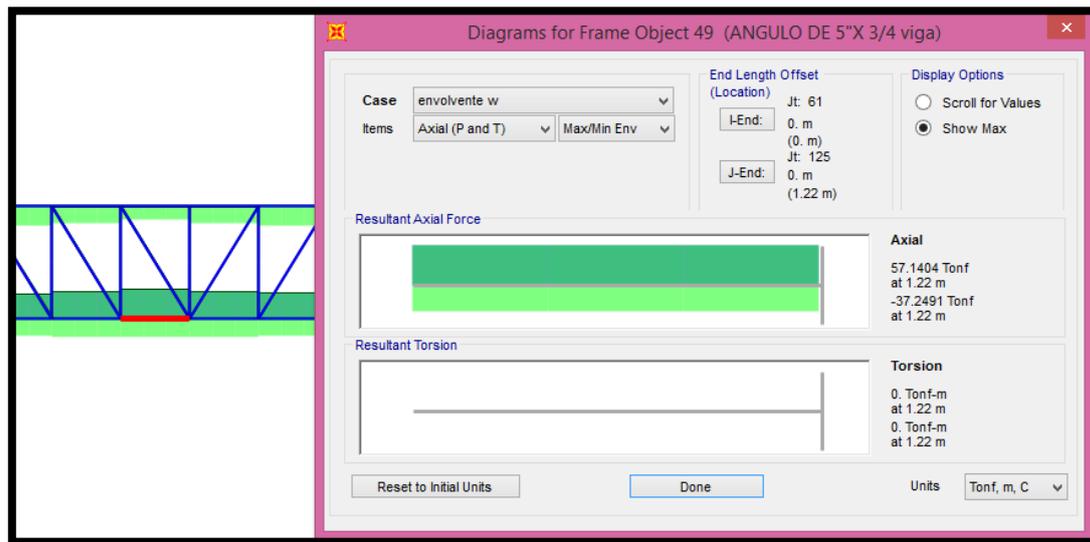


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión última:

$$T_u = 57.14 \text{ tonf.}$$

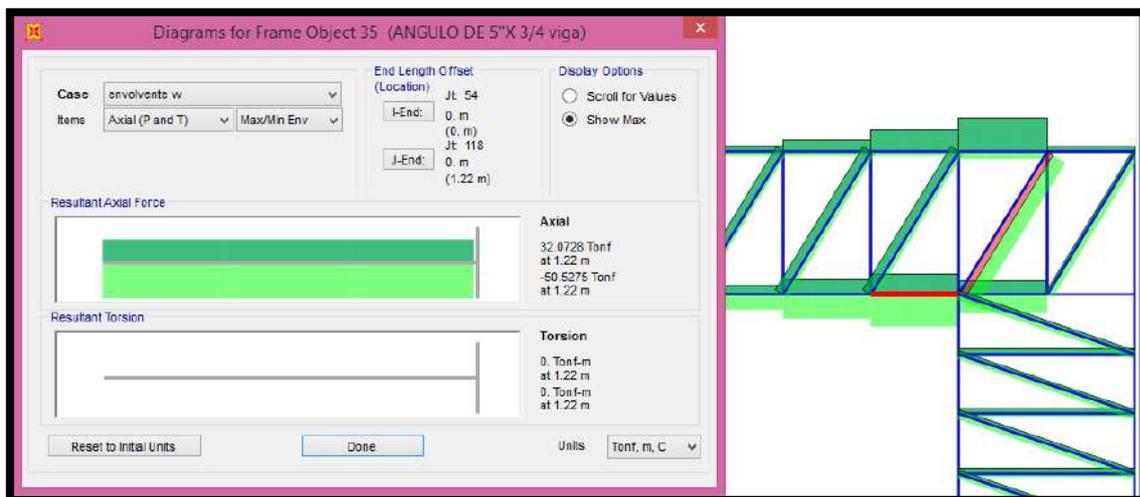
FIGURA 253: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 50.53 \text{ tonf.}$

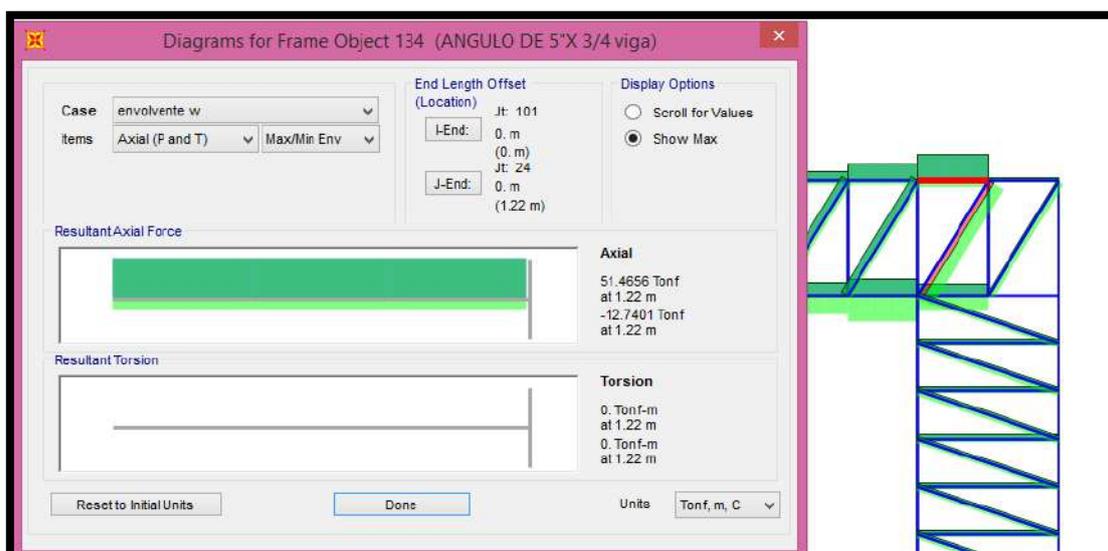
FIGURA 254: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 51.47$ tonf.

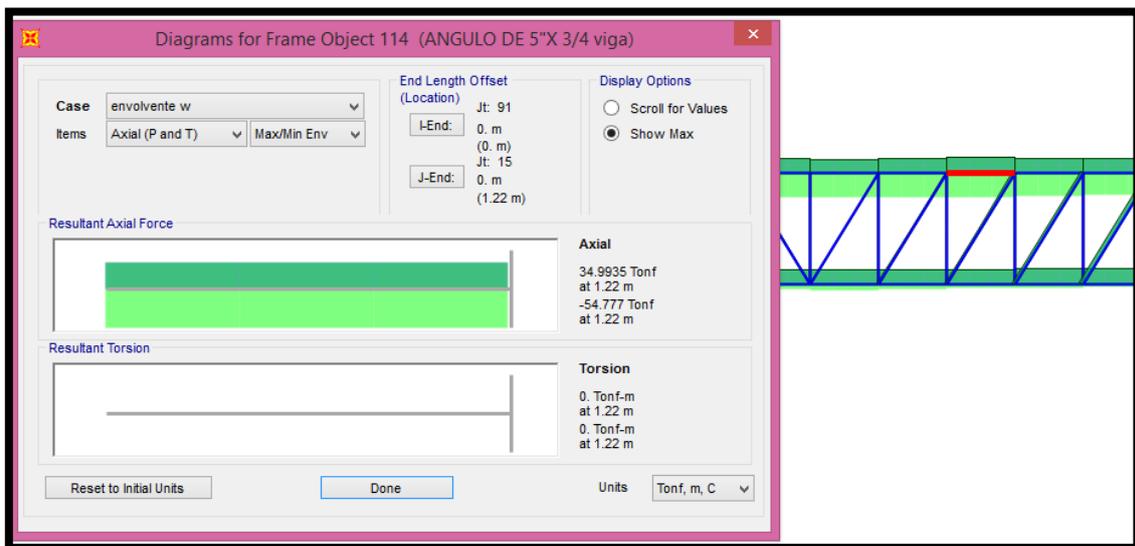
FIGURA 255: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 54.78$ tonf.

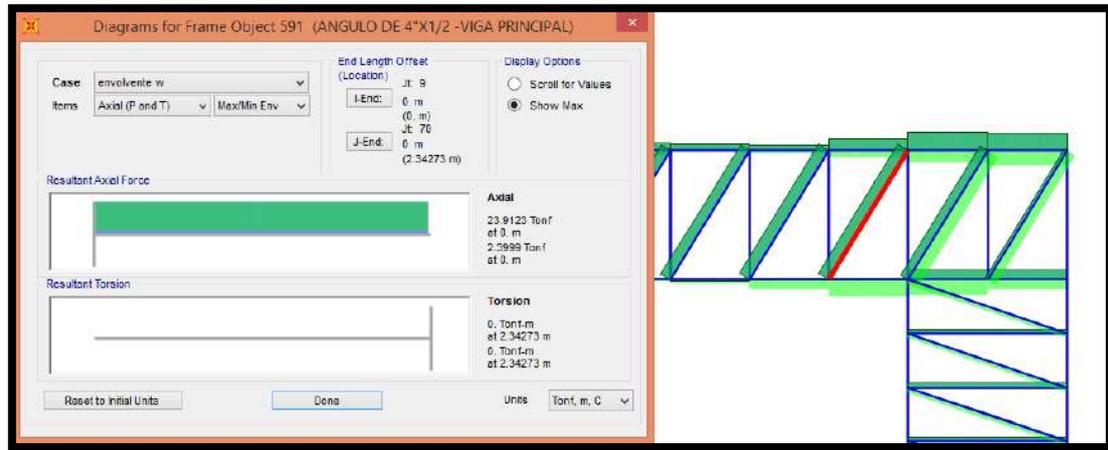
FIGURA 256: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 23.91$ tonf.

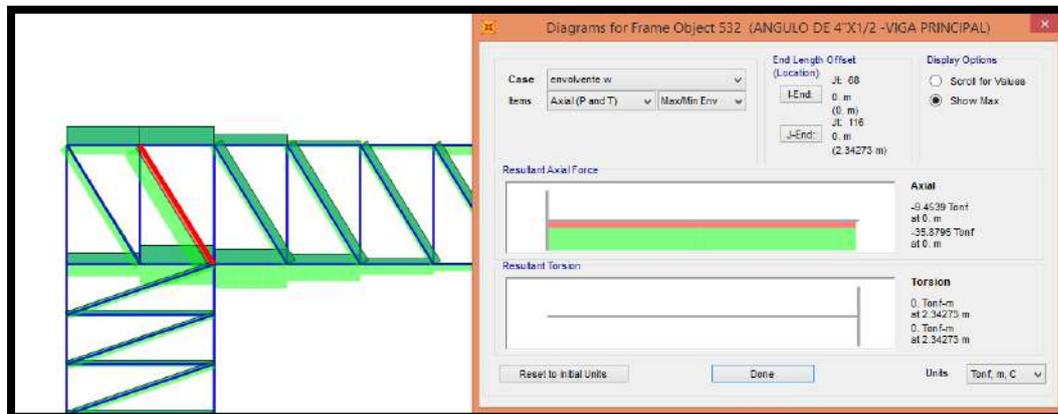
FIGURA 257: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 35.88$ tonf.

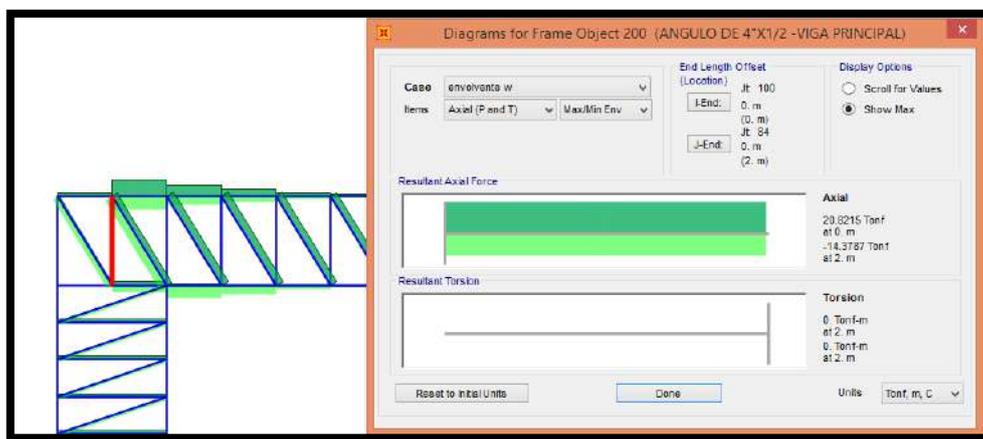
FIGURA 258: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 20.82$ tonf.

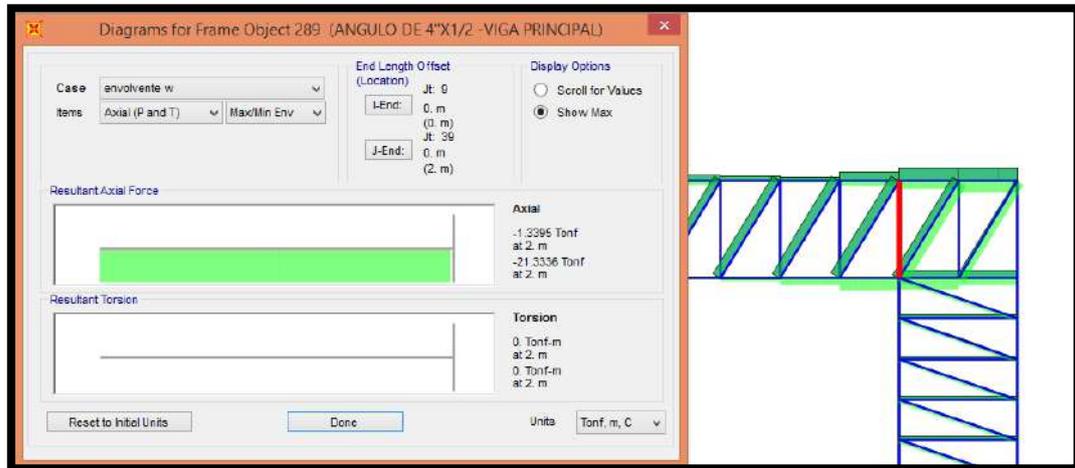
FIGURA 259: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 21.33$ tonf.

FIGURA 260: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA

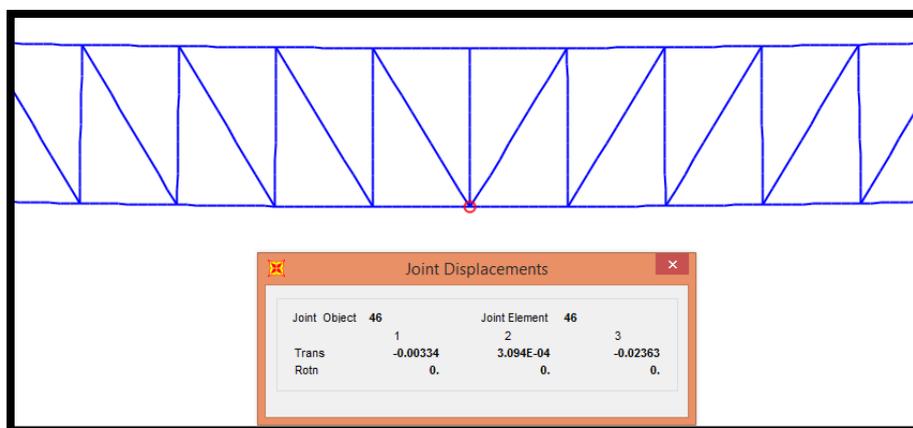


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta z = 0.02363 \text{ m.}$$

FIGURA 261: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.3.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la viga (envolvente) debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DE LA VIGA HORIZONTAL.

Siguiendo con las recomendaciones de los diseños similares anteriores, pasaremos a realizar el diseño correspondiente de los elementos que conforman la viga horizontal.

DISEÑO POR TRACCION:
 $PU \leq \Phi \times Fy \times AS$
 $Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times FY}$

$Ag \text{ min} = 25.094422 \text{ cm}^2$

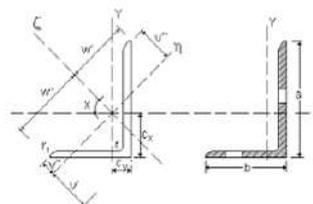
ESBELTEZ
 $Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.4066667 \text{ cm}$
 $Ry = 3.1791667 \text{ cm}$

$KL/r < 300$
 $X = 31.885608$
 $Y = 249.26966$

BRIDA INFERIOR (TRACCION)
 $TU = 57.14 \text{ ton}$
 $TU = 57140 \text{ kgf}$
 $\Phi = 0.9$
 $FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$Lx = 122 \text{ cm}$
 $Ly = 953.75 \text{ cm}$
 3 ARRIOSTRES

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 3/4



DATOS DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm}$
 $x = 3.870 \text{ cm}$
 $I = 655.24 \text{ cm}^4$
 $A = 44.758 \text{ cm}^2$
 $rx = 3.8262 \text{ cm}$
 $ry = 3.8262 \text{ cm}$
 $tw = 19.05 \text{ mm}$

DISEÑO POR TRACCION:
 $PU \leq \Phi \times Fy \times AS$
 $Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times FY}$

$Ag \text{ min} = 7.5473485 \text{ cm}^2$

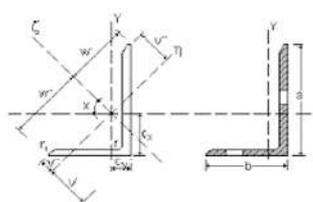
ESBELTEZ
 $Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.78 \text{ cm}$
 $Ry = 0.78 \text{ cm}$

$KL/r < 300$
 $X = 75.649042$
 $Y = 75.649042$

DIAGONAL (TRACCION)
 $TU = 23.91 \text{ ton}$
 $TU = 23910 \text{ kgf}$
 $\Phi = 0.9$
 $FY = 3520 \text{ kgf/cm}^2$

$Lx = 234 \text{ cm}$
 $Ly = 234 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 1/2



DATOS DEL PERFIL

$a = 10.160 \text{ cm}$
 $x = 3.006 \text{ cm}$
 $I = 231.49 \text{ cm}^4$
 $A = 24.194 \text{ cm}^2$
 $rx = 3.0932 \text{ cm}$
 $ry = 3.0932 \text{ cm}$
 $tw = 12.70 \text{ mm}$

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 234
Ly = 234
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.8358035$
 $\lambda_y = 0.8358035$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$

Fcr xx = 1888.5959 kg/cm²
Fcr yy = 1888.5959 kg/cm²

$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 38837.98	\geq	35880
yy 38837.98	\geq	35880

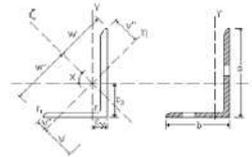
DIAGONAL (COMPRESION)

PU = 35.88 ton
PU = 35880 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES

4 X 1/2

$KL_x/r_x < 200$ 75.64904168 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 75.64904168 ok



a = 10.160 cm. tw = 12.70 mm.
x = 3.006 cm.
l = 231.5 cm⁴
A = 24.194 cm²
rx = 3.093 cm
ry = 3.093 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 122
Ly = 366 **8 ARRIOSTRE**
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.3522861$
 $\lambda_y = 1.0568582$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$

Fcr xx = 2401.9356 kg/cm²
Fcr yy = 1585.2147 kg/cm²

$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 91379.91	\geq	54780
yy 60308.35	\geq	54780

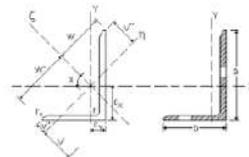
BRIDA SUPERIOR (COMPRESION)

PU = 54.78 ton
PU = 54780 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES

5 X 3/4

$KL_x/r_x < 200$ 31.88560837 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 95.65682511 ok



a = 12.700 cm. tw = 19.05 mm.
x = 3.870 cm.
l = 655.24 cm⁴
A = 44.758 cm²
rx = 3.8262 cm
ry = 3.8262 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 200
Ly = 200
K = 1

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.7143619$
 $\lambda_y = 0.7143619$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$
 $\lambda > 1.60 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$

Fcr xx = 2043.4256 kg/cm²
Fcr yy = 2043.4256 kg/cm²

$A_g * \Phi * F_{cr} \geq P_u$		
xx 42021.98	\geq	21330
yy 42021.98	\geq	21330

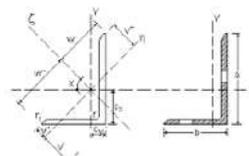
MONTANTE (COMPRESION)

PU = 21.33 ton
PU = 21330 kgf
 $\Phi = 0.85$
Fy = 2530 kgf/cm²
E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES

4 X 1/2

$KL_x/r_x < 200$ 64.65730058 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 64.65730058 ok



a = 10.160 cm. tw = 12.70 mm.
x = 3.006 cm.
l = 231.49 cm⁴
A = 24.194 cm²
rx = 3.0932 cm
ry = 3.0932 cm

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$
 $Ag_{min} = \frac{TU}{\phi \times Fy}$

$Ag_{min} = 22.804304 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.4066667 \text{ cm}$
 $Ry = 3.1791667 \text{ cm}$

KL/r < 300

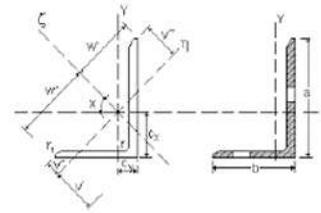
X = 31.885608
 Y = 249.26966

BRIDA SUPERIOR (TRACCION)

TU = 51.47 ton
 TU = 51470 kgf
 $\phi = 0.9$
 FY = 2530 kgf/cm²

Lx = 122 cm
 Ly = 953.75 cm 3 arriostres

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 3/4



DATOS DEL PERFIL

a = 12.700 cm. tw = 19.05 mm.
 x = 3.870 cm.
 I = 655.24 cm⁴
 A = 44.758 cm²
 rx = 3.8262 cm
 ry = 3.8262 cm

DISEÑO POR TRACCION:

$PU \leq \phi \times Fy \times AS$
 $Ag_{min} = \frac{TU}{\phi \times Fy}$

$Ag_{min} = 9.14361 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.6666667 \text{ cm}$
 $Ry = 0.6666667 \text{ cm}$

KL/r < 300

X = 64.657301
 Y = 64.657301

MONTANTE (TRACCION)

TU = 20.82 ton
 TU = 20820 kgf
 $\phi = 0.9$
 FY = 2530 kgf/cm²

Lx = 200 cm
 Ly = 200 cm

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 1/2



DATOS DEL PERFIL

a = 10.160 cm. tw = 12.70 mm.
 x = 3.008 cm.
 I = 231.49 cm⁴
 A = 24.194 cm²
 rx = 3.0932 cm
 ry = 3.0932 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 122
 Ly = 388
 K = 1

$\lambda = KL/r (\sqrt{Fy/\pi^2 E})$

$\lambda_x = 0.3522861$
 $\lambda_y = 1.0568582$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

Fcr_{xx} = 2401.9356 kg/cm²
 Fcr_{yy} = 1585.2147 kg/cm²

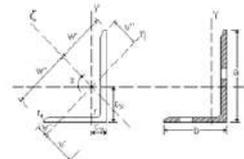
$Ag \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq Pu$
 xx 91379.91 \geq 50530
 yy 60308.35 \geq 50530

BRIDA INFERIOR (COMPRESION)

PU = 50.53 ton
 PU = 50530 kgf
 $\phi = 0.85$
 Fy = 2530 kgf/cm²
 E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 3/4

KLx/rx < 200 31.885608 ok
 KLy/ry < 200 95.656825 ok



a = 12.700 cm. tw = 19.05 mm.
 x = 3.870 cm.
 I = 655.24 cm⁴
 A = 44.758 cm²
 rx = 3.8262 cm
 ry = 3.8262 cm

3.3.6.3.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga horizontal:

Perfil de lados iguales 5 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de lados iguales de 4 x 1/2 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga y por último perfiles de lados iguales de 4 x 1/2 para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

**TABLA 23: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
 POR DEFORMACION MAXIMA**

	VIGA	REGLAMENTO (RNE)
DEFORMACIONES	0.02363	0.1060

- Se cumple que la deformación máxima de la viga principal es menor que la deformación máxima según el RNE

**TABLA 24: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
 POR ESBELTEZ**

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	X = 31.8856	X = 300

(TRACCIÓN)	$Y = 249.2697$	$Y = 300$
BRIDA INFERIOR	$X = 31.8856$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 95.6568$	$Y = 200$
BRIDA SUPERIOR	$X = 31.8856$	$X = 300$
(TRACCIÓN)	$Y = 249.2697$	$Y = 300$
BRIDA SUPERIOR	$X = 31.8856$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 95.6568$	$Y = 200$
DIAGONALES	$X = 75.6490$	$X = 300$
(TRACCION)	$Y = 75.6490$	$Y = 300$
DIAGONALES	$X = 75.6490$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 75.6490$	$Y = 200$
MONTANTES	$X = 64.6573$	$X = 300$
(TRACCION)	$Y = 64.6573$	$Y = 300$
MONTANTES	$X = 64.6573$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 64.6573$	$Y = 200$

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

**TABLA 25: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA**

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	$AG = 44.758 \text{ cm}^2$	$AG = 25.0944 \text{ cm}^2.$
BRIDA SUPERIOR	$AG = 44.758 \text{ cm}^2$	$AG = 22.6043 \text{ cm}^2.$
DIAGONALES	$AG = 24.194 \text{ cm}^2.$	$AG = 7.5474 \text{ cm}^2.$

RESISTENCIA		
BRIDA INFERIOR	X = 91379.91 kgf. Y = 60308.35 kgf.	X = 50530 kgf. Y = 50530 kgf.
DIAGONALES	X = 38837.98 kgf. Y = 38837.98 kgf.	X = 35880 kgf. Y = 35880 kgf.
BRIDA SUPERIOR	X = 91379.91 kgf. Y = 60308.35 kgf.	X = 54780 kgf. Y = 54780 kgf.
MONTANTES	X = 42021.98 kgf. Y = 42021.98 kgf.	X = 21330 kgf. Y = 21330 kgf.

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.3.6.4 DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

3.3.6.4.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Después de realizar el modelado tridimensional de este sistema, se observó que era necesaria la colocación de vigas secundarias, con la finalidad de dar una mejor respuesta a los desplazamientos provocados por las fuerzas actuantes (viento, sismo) y lograr también reducir los esfuerzos en los elementos principales. Por lo que a continuación se realizará el dimensionado de una viga armada horizontal secundaria que conecta los pórticos principales de la estructura, sobre la cual se sostienen los perfiles autoportantes.

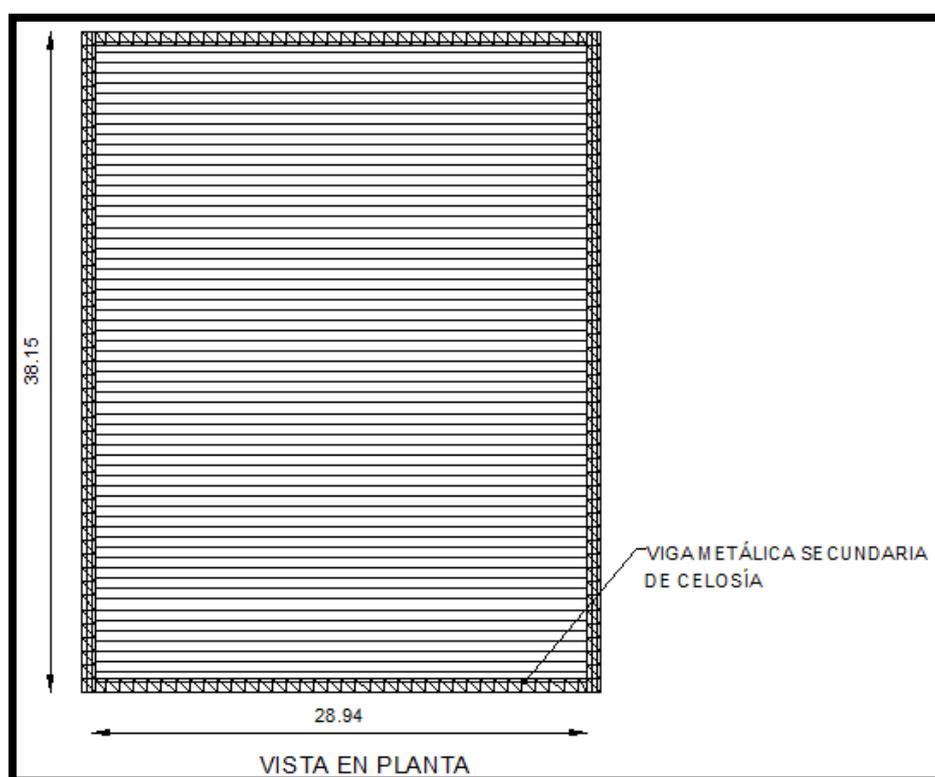
Algunas características importantes de la viga horizontal secundaria:

- Luz de cálculo: 28.94 m.
- Viga de sección rectangular

De igual manera como se ha visto hasta ahora, una vez obtenida una sección tentativa por medio del análisis, se harán las verificaciones pertinentes de todos los estados límites últimos para seleccionar la sección definitiva mediante un proceso reiterativo de prueba y error.

La ubicación de la viga horizontal analizada se muestra a continuación.

FIGURA 262: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA VIGA ANALIZADA



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.4.2 PRE-DIMENSIONADO

Al ser un elemento que conectara los por ticos principales, el peralte mínimo de la viga secundaria se recomienda en un rango no menor a la mitad del peralte de la viga principal.

ECUACION 44: PRE DIMENSIONAMIENTO - PERALTE DE LA VIGA

SECUNDARIA:

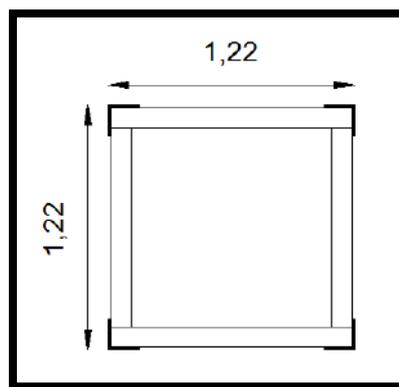
$$h = \frac{l(\text{peralte viga principal})}{2}$$

$$h = \frac{2.00}{2} \Rightarrow h = 1.00 \text{ m.}$$

Después de realizadas varias iteraciones se llevó a la conclusión que la dimensión óptima para el peralte de la viga secundaria es de 1.22 m.

Con la finalidad de que de la viga secundaria se conecten con la estructura principal de manera adecuada, el ancho que utilizaremos para el diseño de esta viga será de 1.22, (esto debido a que los elementos verticales de la viga principal poseen una separación de 1.22 m. - pág. 276)

FIGURA 263: VISTA FRONTAL DE VIGA SECUNDARIA



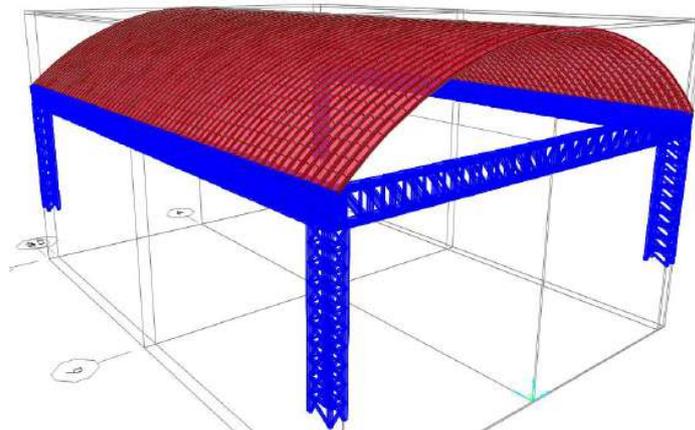
FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

ECUACION 45: PRE DIMENSIONAMIENTO – SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA HORIZONTAL:

$$s = \frac{l}{20}$$

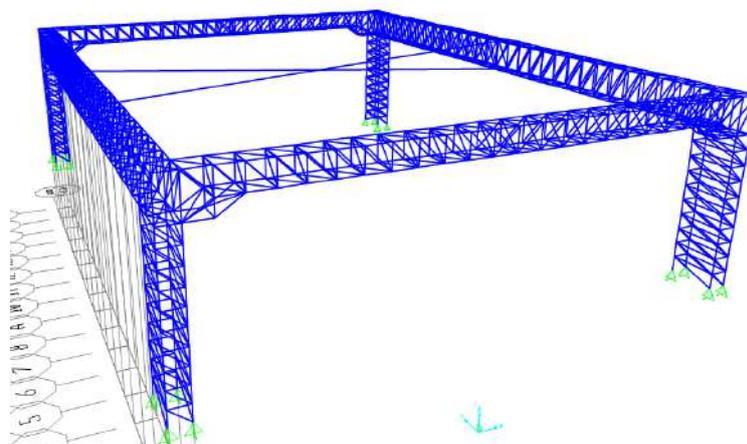
$$s = \frac{28.94}{24} \Rightarrow s = 1.2058 \approx 1.21 \text{ m.}$$

FIGURA 264: VISTA EN 3D DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V. 17

FIGURA 265: VISTA EN 3D DE LA VIGA SECUNDARIA DONDE SE OBSERVA LA CONFIGURACIÓN DE ESTA

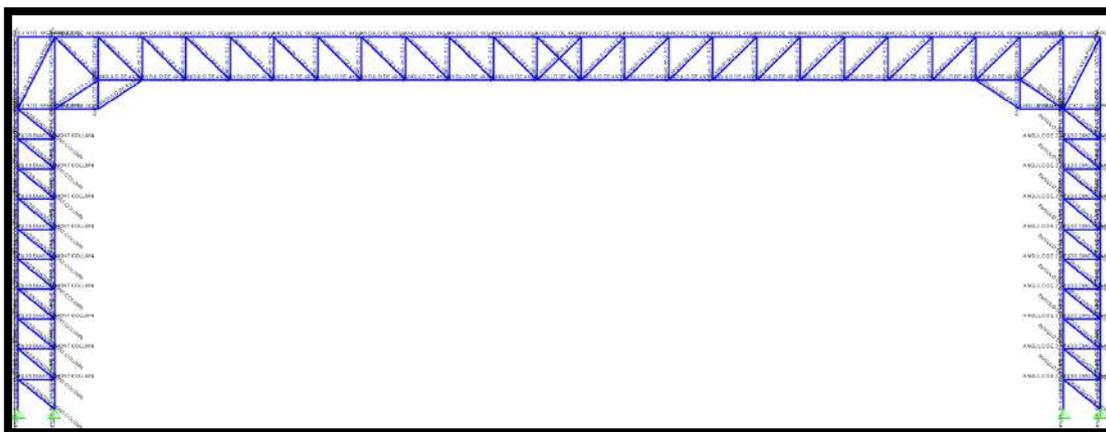


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.4.3 VERIFICACIONES

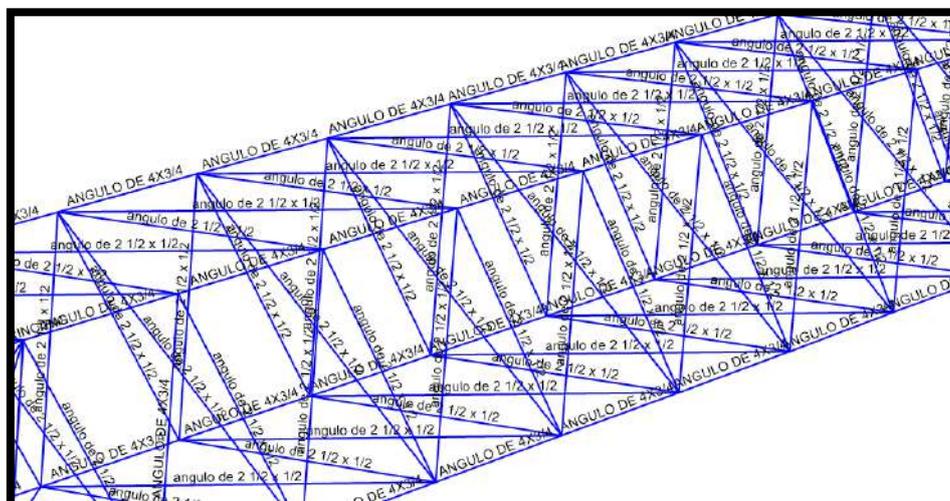
Al igual que en los diseños anteriores se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viga, el cual se deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas. Se realizaron varias iteraciones para poder definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 4 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de 2 1/2 x 1/2 para montantes y diagonales, ángulos de 2 1/2 x 1/2 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga.

FIGURA 266: VISTA FRONTAL DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 267: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

FIGURA 268: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS VIGAS SECUNDARIA

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonf
ANGULO DE 4X3/4	Frame	212	255.20731	7.028
angulo de 2 1/2 x 1/2	Frame	417	629.26416	7.1706

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 14.1986 tonf. Para las vigas

Del mismo modo que los casos anteriores, la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$.

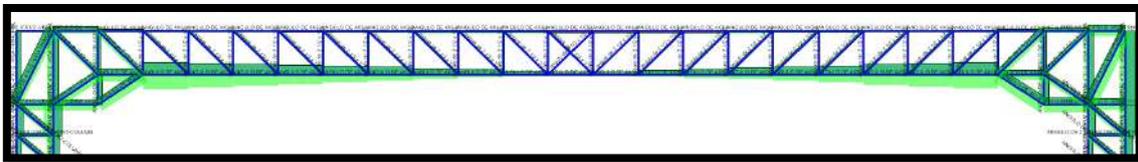
ECUACION 46: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA HORIZONTAL

$$\Delta_{\max} = L/360$$

$$\Delta_{\max} = 28.94/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta_{\max} = 0.0804 \text{ m.}$$

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva y de viento, obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra:

FIGURA 269: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE

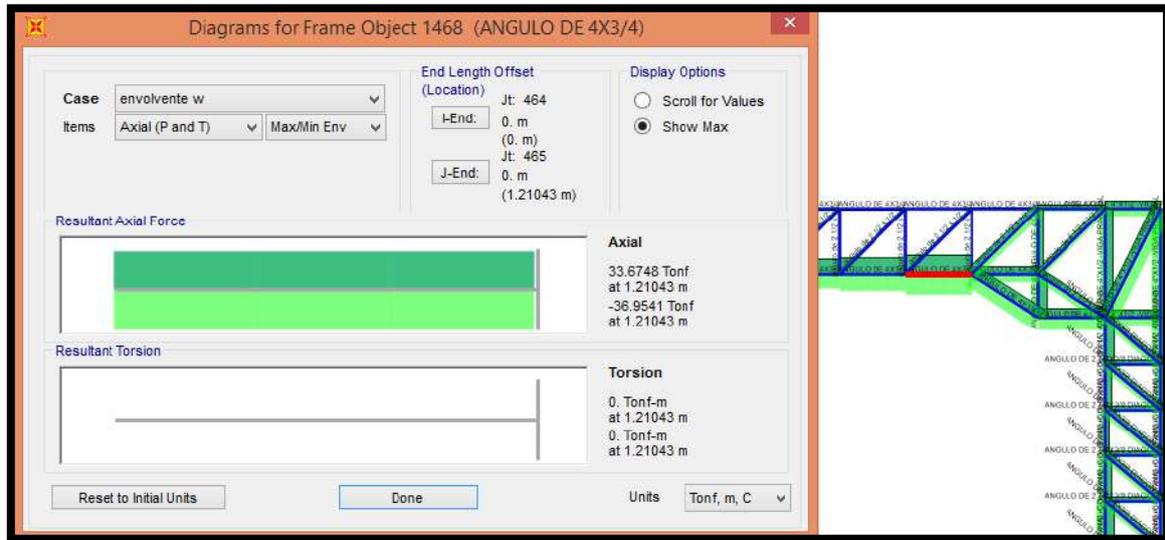


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando las combinaciones del método LRFD se obtienen los esfuerzos de tracción y compresión última:

$$T_u = 33.68 \text{ tonf.}$$

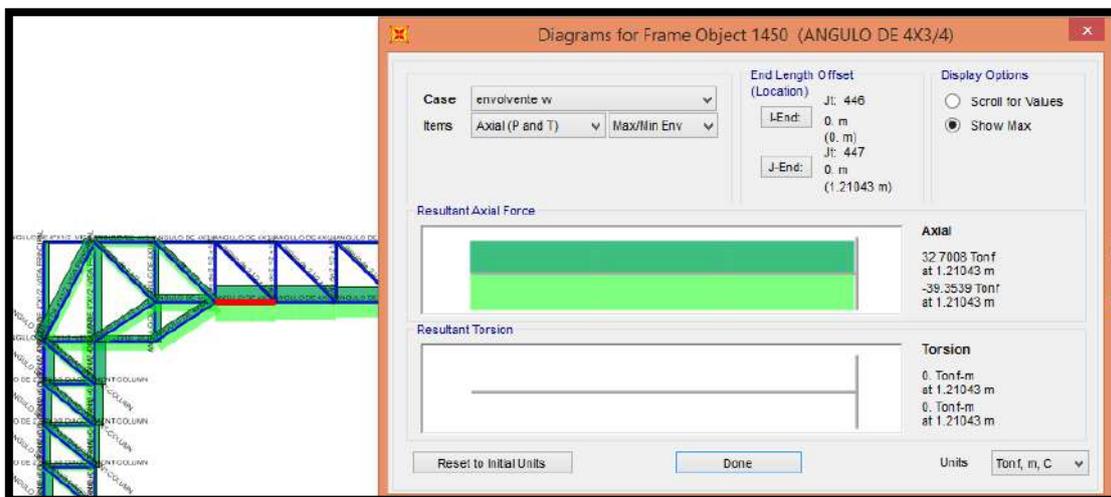
FIGURA 270: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 39.35$ tonf.

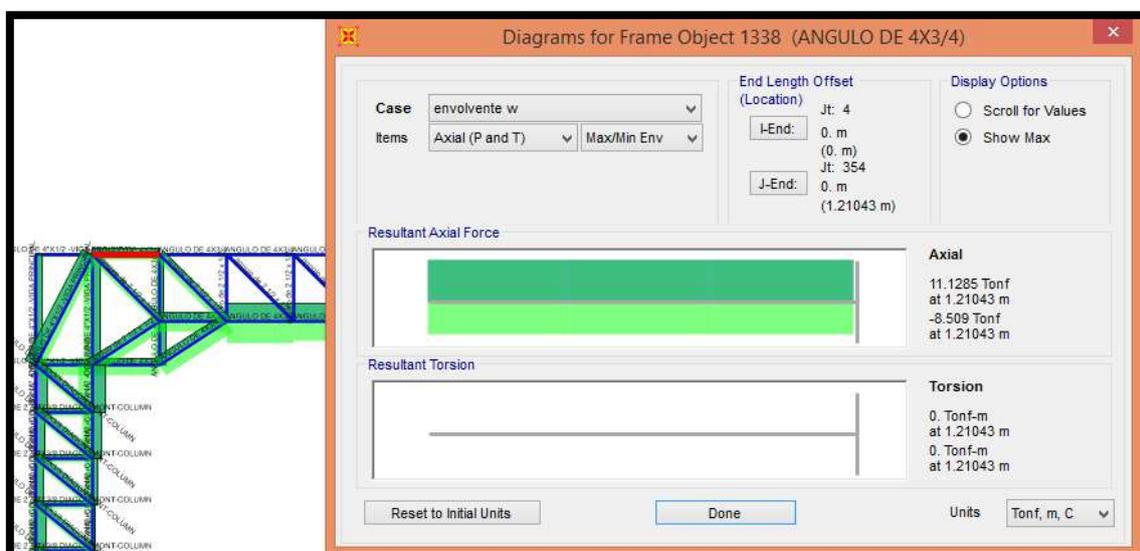
FIGURA 271: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA INFERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 11.13 \text{ tonf.}$

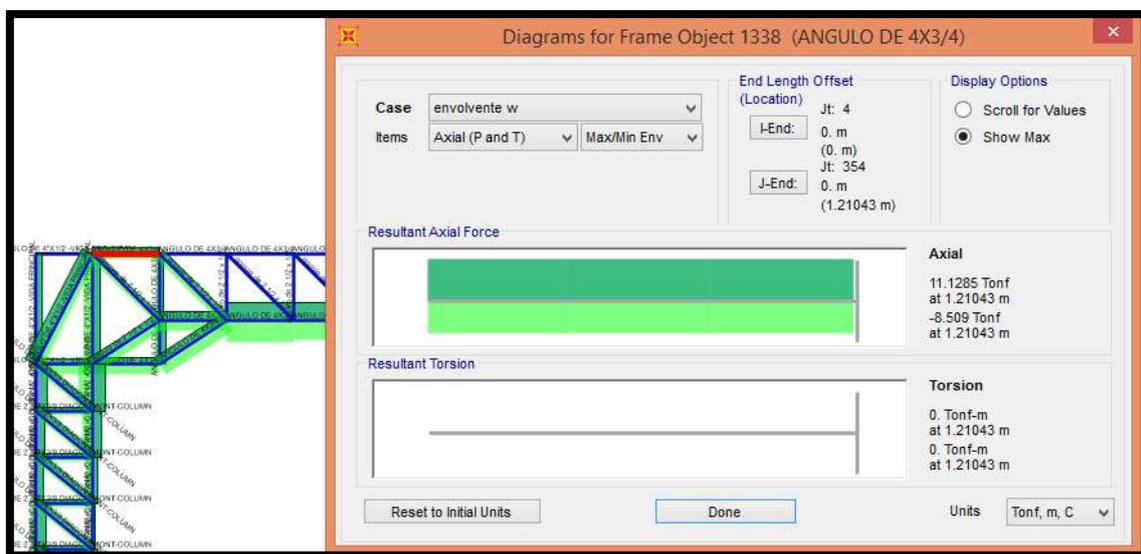
FIGURA 272: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 8.51$ tonf.

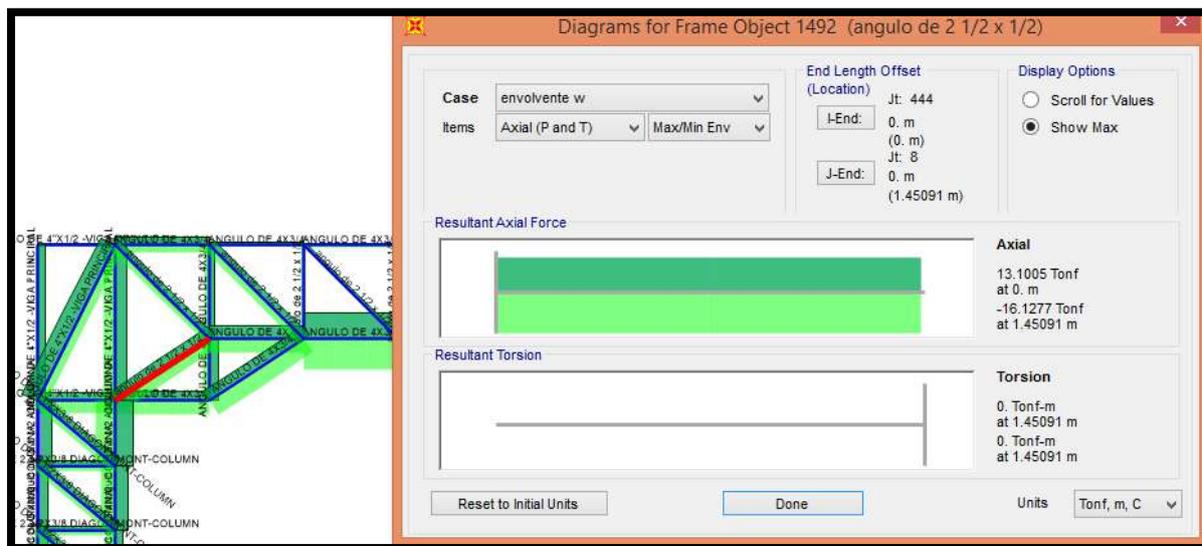
FIGURA 273: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LA BRIDA SUPERIOR DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$T_u = 13.10$ tonf.

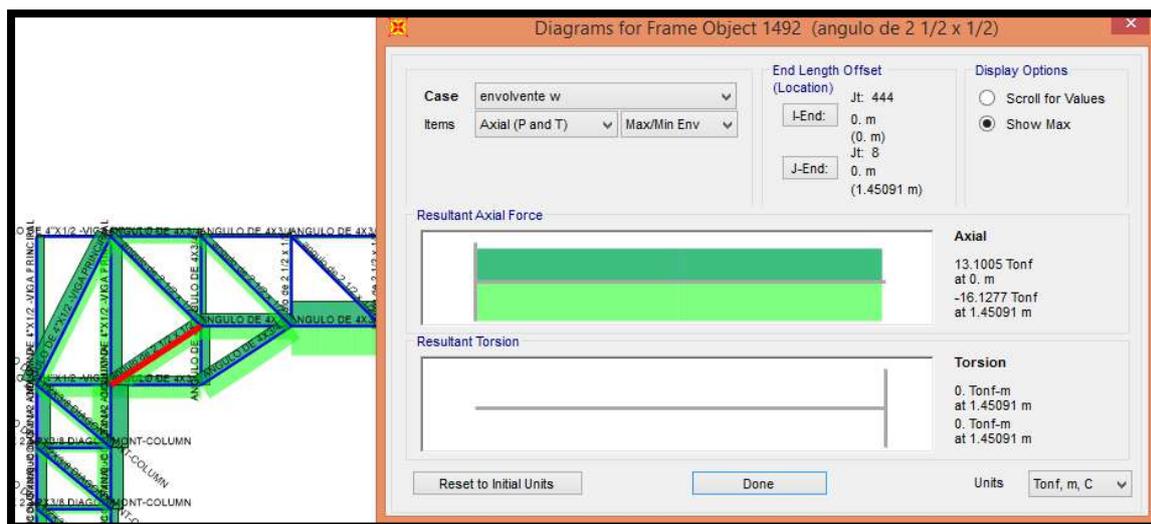
FIGURA 274: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

$P_u = 16.13 \text{ tonf.}$

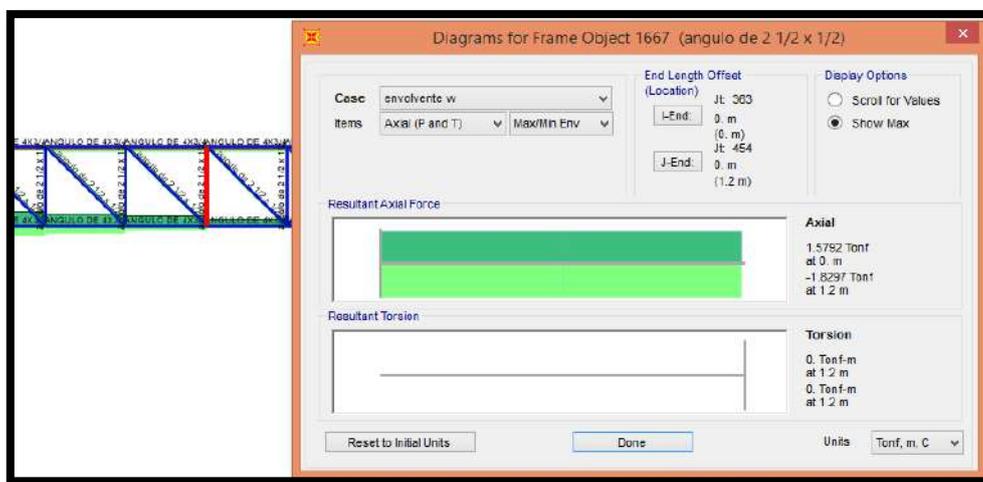
FIGURA 275: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS DIAGONALES DE LA VIGA SECUNDARIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Tu = 1.58 tonf.

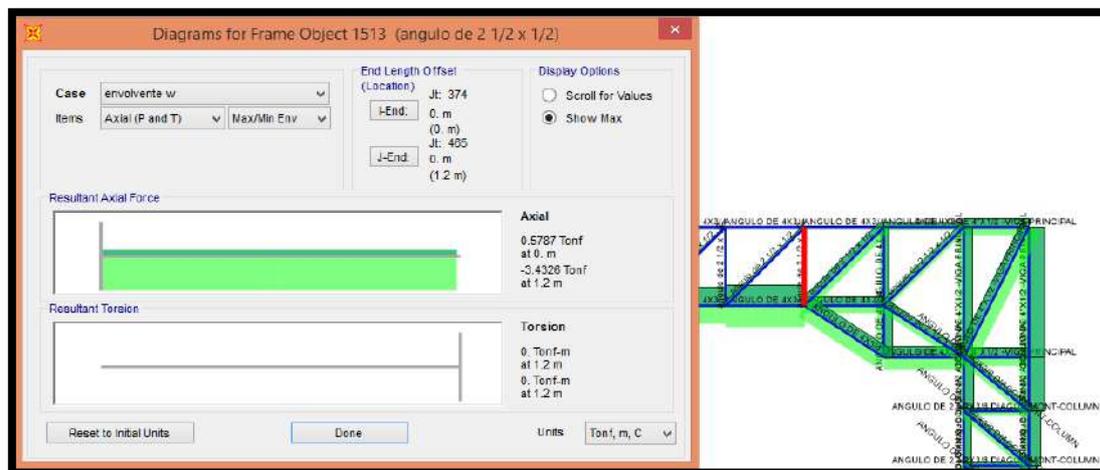
FIGURA 276: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Pu = 3.43 tonf.

FIGURA 277: ESFUERZO MÁXIMO POR COMPRESION EN LAS MONTANTES DE LA VIGA

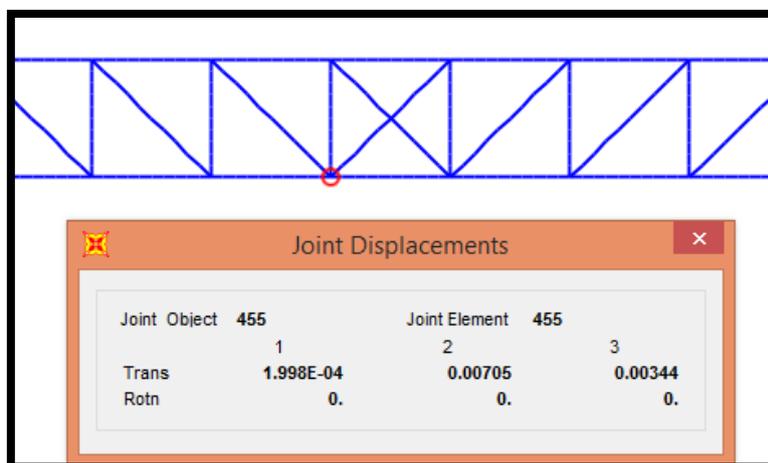


FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo al programa la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta z = 0.00344 \text{ m.}$$

FIGURA 278: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA VIGA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.4.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la viga (envolvente) debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DE LA VIGA SECUNDARIA.

Siguiendo con las recomendaciones de los diseños similares anteriores, pasaremos a realizar el diseño correspondiente de los elementos que conforman la viga horizontal.

DISEÑO POR TRACCION:
 $PU \leq \Phi \times Fy \times AS$
 $Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times Fy}$

$Ag \text{ min} = 14.791392 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$Rx = Lx/300$
 $Ry = Ly/300$
 $Rx = 0.4033333 \text{ cm}$
 $Ry = 2.4116667 \text{ cm}$

$KL/r < 300$

X 40.122008
 Y 239.90308

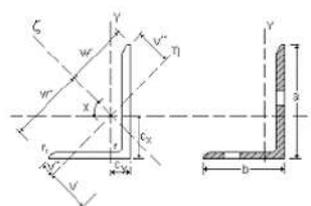
BRIDA INFERIOR (TRACCION)

TU = 33.68 ton
 TU = 33680 kgf
 $\Phi = 0.9$
 FY = 2530 kgf/cm²

Lx = 121 cm
 Ly = 723.5 cm

3 ARRIOSTRES

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 3/4



DATOS DEL PERFIL

a = 10.160 cm. tw = 19.05 mm.
 x = 3.230 cm.
 I = 319.1 cm⁴
 A = 35.081 cm²
 rx = 3.016 cm
 ry = 3.016 cm

DISEÑO POR COMPRESION:

Lx = 121
 Ly = 242
 K = 1

$\lambda = kL/r (\sqrt{Fy} / \pi^2 E)$

$\lambda_x = 0.4432854$
 $\lambda_y = 0.8865707$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow Fcr = ((0.658)^{\lambda^2}) Fy$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow Fcr = (0.877/\lambda^2) Fy$

Fcr xx = 2330.2449 kg/cm²
 Fcr yy = 1820.7264 kg/cm²

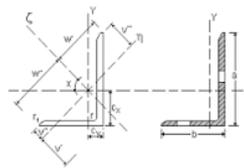
$Ag * \Phi * Fcr \geq Pu$

xx 69484.38 \geq 39350
 yy 54291.31 \geq 39350

BRIDA INFERIOR (COMPRESION)

PU = 39.35 ton
 PU = 39350 kgf
 $\Phi = 0.85$
 FY = 2530 kgf/cm²
 E = 2100000 kgf/cm²

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 3/4



$KLx/rx < 200$ 40.122008 ok
 $KLy/ry < 200$ 80.244015 ok

a = 10.160 cm. tw = 19.05 mm.
 x = 3.230 cm.
 I = 319.06 cm⁴
 A = 35.081 cm²
 rx = 3.0158 cm
 ry = 3.0158 cm

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_S$$

$$A_g \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \cdot F_y}$$

$$A_g \text{ min} = 4.135101 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x/300$$

$$R_y = L_y/300$$

$$R_x = 0.57 \text{ cm}$$

$$R_y = 0.57 \text{ cm}$$

$$KL/r < 300$$

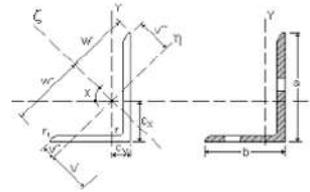
X	91.149688
Y	91.149688

DIAGONAL (TRACCION)

TU=	13.1 ton
TU=	13100 kgf
Φ =	0.9
F _y =	3520 kgf/cm ²

L _x =	171	cm
L _y =	171	cm

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2 X 1/2



DATOS DEL PERFIL

a =	6.350 cm.	t _w =	12.70 mm.
x =	2.046 cm.		
l =	51.09 cm ⁴		
A =	14.516 cm ²		
r _x =	1.876 cm		
r _y =	1.876 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

L _x =	171
L _y =	171
K =	1

$$\lambda = KL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

λ_x =	1.0070613
λ_y =	1.0070613

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow$	$F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$
$\lambda > 1.50 \Rightarrow$	$F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$

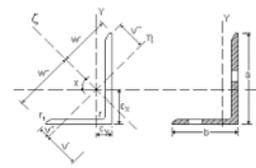
F _{cr xx} =	1654.8941 kg/cm ²
F _{cr yy} =	1654.8941 kg/cm ²

$A_g \cdot \Phi \cdot F_{cr} \geq P_u$	
xx	20419.22 \geq 16130
yy	20419.22 \geq 16130

DIAGONAL (COMPRESION)

PU =	16.13 ton
PU =	16130 kgf
Φ =	0.85
F _y =	2530 kgf/cm ²
E =	2100000 kgf/cm ²

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2 X 1/2



a =	6.350 cm.	t _w =	12.70 mm.
x =	2.046 cm.		
l =	51.09 cm ⁴		
A =	14.516 cm ²		
r _x =	1.876 cm		
r _y =	1.876 cm		

KL _x /r _x < 200	91.14968825 ok
KL _y /r _y < 200	91.14968825 ok

DISEÑO POR COMPRESION:

L _x =	121
L _y =	578.8
K =	1

$$\lambda = KL/r (\sqrt{F_y / \pi^2 E})$$

λ_x =	0.4432854
λ_y =	2.1204427

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow$	$F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2}) F_y$
$\lambda > 1.50 \Rightarrow$	$F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$

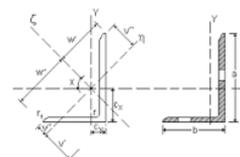
F _{cr xx} =	2330.2449 kg/cm ²
F _{cr yy} =	493.47712 kg/cm ²

$A_g \cdot \Phi \cdot F_{cr} \geq P_u$	
xx	69484.38 \geq 8510
yy	14714.74 \geq 8510

BRIDA SUPERIOR (COMPRESION)

PU =	8.51 ton
PU =	8510 kgf
Φ =	0.85
F _y =	2530 kgf/cm ²
E =	2100000 kgf/cm ²

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 3/4



a =	10.160 cm.	t _w =	19.05 mm.
x =	3.230 cm.		
l =	319.1 cm ⁴		
A =	35.081 cm ²		
r _x =	3.016 cm		
r _y =	3.016 cm		

KL _x /r _x < 200	40.12200751 ok
KL _y /r _y < 200	191.9224624 ok

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times Fy}$$

$$Ag \text{ min} = 4.8880105 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$Rx = Lx/300$$

$$Ry = Ly/300$$

$$Rx = 0.4033333 \text{ cm}$$

$$Ry = 2.4116667 \text{ cm}$$

$$KL/r < 300$$

$$X \quad 40.122008$$

$$Y \quad 239.90308$$

BRIDA SUPERIOR (TRACCION)

$$TU = 11.13 \text{ ton}$$

$$TU = 11130 \text{ kgf}$$

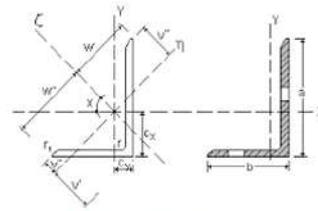
$$\Phi = 0.9$$

$$FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Lx = 121 \text{ cm}$$

$$Ly = 723.5 \text{ cm} \quad \text{3 arriostres}$$

PERFIL DE LADOS IGUALES 4 X 3/4



DATOS DEL PERFIL

$$a = 10.160 \text{ cm.} \quad tw = 19.05 \text{ mm.}$$

$$x = 3.230 \text{ cm.}$$

$$I = 319.1 \text{ cm}^4$$

$$A = 35.081 \text{ cm}^2$$

$$rx = 3.016 \text{ cm}$$

$$ry = 3.016 \text{ cm}$$

DISEÑO POR COMPRESION:

$$Lx = 122$$

$$Ly = 122$$

$$K = 1$$

$$\lambda = KL/r \quad (\sqrt{Fy/\pi^2 E})$$

$$\lambda_x = 0.7184882$$

$$\lambda_y = 0.7184882$$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow Fcr = ((0.658)^{1/2}) Fy$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow Fcr = (0.877/\lambda^2) Fy$$

$$Fcr \text{ xx} = 2038.3752 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr \text{ yy} = 2038.3752 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ag \times \Phi \times Fcr \geq Pu$$

xx	25150.87	≥	3430
yy	25150.87	≥	3430

MONTANTE (COMPRESION)

$$PU = 3.43 \text{ ton}$$

$$PU = 3430 \text{ kgf}$$

$$\Phi = 0.85$$

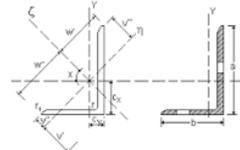
$$Fy = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kgf/cm}^2$$

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2 X 1/2

$$KLx/rx < 200 \quad 65.03077174 \text{ ok}$$

$$KLy/ry < 200 \quad 65.03077174 \text{ ok}$$



$$a = 6.350 \text{ cm.} \quad tw = 12.70 \text{ mm.}$$

$$x = 2.046 \text{ cm.}$$

$$I = 51.09 \text{ cm}^4$$

$$A = 14.516 \text{ cm}^2$$

$$rx = 1.876 \text{ cm}$$

$$ry = 1.876 \text{ cm}$$

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times Fy}$$

$$Ag \text{ min} = 0.6938955 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$Rx = Lx/300$$

$$Ry = Ly/300$$

$$Rx = 0.4066667 \text{ cm}$$

$$Ry = 0.4066667 \text{ cm}$$

$$KL/r < 300$$

$$X \quad 65.030772$$

$$Y \quad 65.030772$$

MONTANTE (TRACCION)

$$TU = 1.58 \text{ ton}$$

$$TU = 1580 \text{ kgf}$$

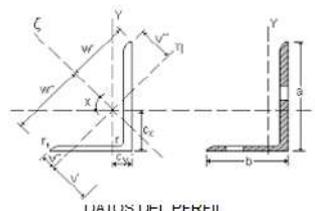
$$\Phi = 0.9$$

$$FY = 2530 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Lx = 122 \text{ cm}$$

$$Ly = 122 \text{ cm}$$

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2 X 1/2



DATOS DEL PERFIL

$$a = 6.350 \text{ cm.} \quad tw = 12.70 \text{ mm.}$$

$$x = 2.046 \text{ cm.}$$

$$I = 51.09 \text{ cm}^4$$

$$A = 14.516 \text{ cm}^2$$

$$rx = 1.876 \text{ cm}$$

$$ry = 1.876 \text{ cm}$$

3.3.6.4.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga horizontal:

Perfil de lados iguales 4 x 3/4 para bridas superiores e inferiores, ángulos de lados iguales de 2 1/2 x 1/2 para diagonales en la parte superior e inferior de la viga y por último perfiles de lados iguales de 2 1/2 x 1/2 para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

**TABLA 26: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
POR DEFORMACION MAXIMA**

	VIGA	REGLAMENTO (RNE)
DEFORMACIONES	0.00344	0.0804

- Se cumple que la deformación máxima de la viga principal es menor que la deformación máxima según el RNE

**TABLA 27: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
POR ESBELTEZ**

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	X = 40.1220	X = 300

(TRACCIÓN)	$Y = 239.9031$	$Y = 300$
BRIDA INFERIOR	$X = 40.1220$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 80.2440$	$Y = 200$
BRIDA SUPERIOR	$X = 40.1220$	$X = 300$
(TRACCIÓN)	$Y = 239.9031$	$Y = 300$
BRIDA SUPERIOR	$X = 40.1220$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 191.9225$	$Y = 200$
DIAGONALES	$X = 91.1497$	$X = 300$
(TRACCION)	$Y = 91.1497$	$Y = 300$
DIAGONALES	$X = 91.1497$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 91.1497$	$Y = 200$
MONTANTES	$X = 65.0301$	$X = 300$
(TRACCION)	$Y = 65.0301$	$Y = 300$
MONTANTES	$X = 65.0301$	$X = 200$
(COMPRESION)	$Y = 65.0301$	$Y = 200$

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

**TABLA 28: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA VIGA
POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA**

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDA INFERIOR	$AG = 35.081 \text{ cm}^2$	$AG = 14.7914 \text{ cm}^2.$
BRIDA SUPERIOR	$AG = 35.081 \text{ cm}^2$	$AG = 4.8880 \text{ cm}^2.$
DIAGONALES	$AG = 14.516 \text{ cm}^2.$	$AG = 4.1351 \text{ cm}^2.$

RESISTENCIA		
BRIDA INFERIOR	X = 69484.38 kgf. Y = 54291.31 kgf.	X = 39350 kgf. Y = 39350 kgf.
DIAGONALES	X = 20419.22 kgf. Y = 20419.22 kgf.	X = 16130 kgf. Y = 16130 kgf.
BRIDA SUPERIOR	X = 69484.38 kgf. Y = 14717.74 kgf.	X = 8510 kgf. Y = 8510 kgf.
MONTANTES	X = 25150.87 kgf. Y = 25150.87 kgf.	X = 3430 kgf. Y = 3430 kgf.

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.3.6.5 DISEÑO DE TENSORES

3.3.6.5.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Debido a que las fuerzas actuantes sobre las vigas principales eran muy altas se vio por conveniente colocar tensores que conectara tanto la brida inferior como la brida superior (en forma cruzada), es por eso que procederemos al diseño de dicho tensor de igual manera como se realizó anteriormente.

La hipótesis fundamental para éste es que sólo trabajará a tracción, ya que debido a su enorme esbeltez la compresión que puede tomar es prácticamente nula.

Algunas características relevantes del tensor utilizadas para el cálculo, son:

- Longitud del tensor (L): 28.94 m.
- Forma de trabajo: Sólo a tracción (importante a la hora de modelarlo).

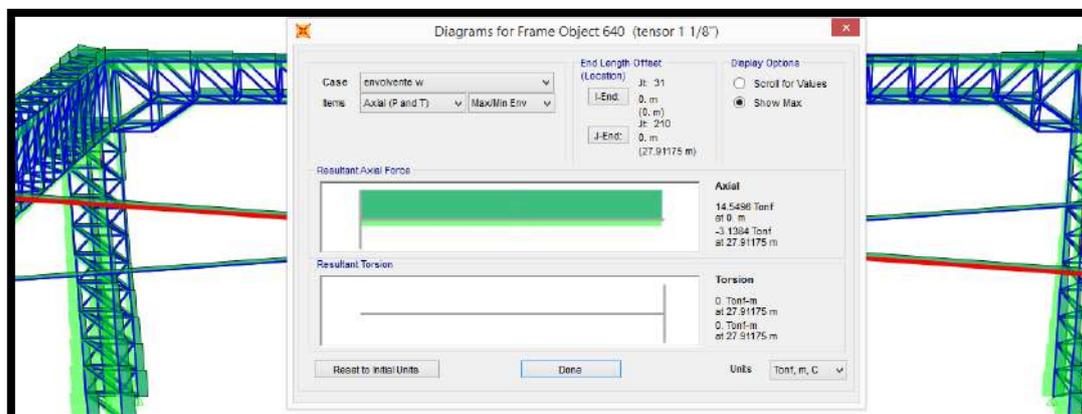
La tipología del tensor, consiste en un hierro macizo redondo liso de acero A 36. El valor del esfuerzo axial último de tracción lo obtenemos de la modelación del sistema tridimensional con el programa SAP 2000 versión 17.

La verificación a tracción pertinente se realiza en base al Reglamento (RNE - 2015).

3.3.6.5.2 VERIFICACIONES

$T_u = 14.55 \text{ ton.}$

FIGURA 279: ESFUERZO MÁXIMO POR TRACCIÓN EN EL TENSOR



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.5.3 DISEÑO

DISEÑO POR TRACCION:

$$PU \leq \Phi \times Fy \times AS$$

$$Ag \text{ min} = \frac{TU}{\Phi \times 0.75 \times FY}$$

$$Ag \text{ min} = 6.3398693 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$Rx = Lx/500$$

$$Ry = Ly/500$$

$$Rx = 0.6431111 \text{ cm}$$

$$Ry = 0.6431111 \text{ cm}$$

$$KL/r < 500$$

$$X = 450.12151$$

$$Y = 450.12151$$

TENSOR

$$TU = 14.55 \text{ ton}$$

$$TU = 14550 \text{ kgf}$$

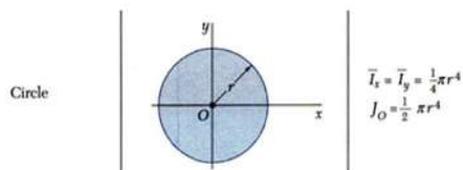
$$\Phi = 0.75$$

$$FY = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Lx = 321.55556 \text{ cm}$$

$$Ly = 321.55556 \text{ cm}$$

TUBO LISO DE 1 1/8



DATOS DEL PERFIL

$$D = 2.858 \text{ cm}$$

$$r = 1.429 \text{ cm}$$

$$I = 3.2728 \text{ cm}^4$$

$$A = 6.413 \text{ cm}^2$$

$$rx = 0.7144 \text{ cm}$$

$$ry = 0.7144 \text{ cm}$$

3.3.6.5.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir la siguiente sección para utilizar como tensor de techo:

Barra lisa de 1 1/8” de diámetro

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

TABLA 29: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ESBELTEZ

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BARRA	X = 450.1215 Y = 450.1215	X = 500 Y = 500

- Se cumple que la relación de esbeltez de La barra lisa de acero analizada es menor que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

TABLA 30: RESULTADOS DEL DISEÑO EN EL TENSOR POR ÁREA REQUERIDA

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BARRA	AG = 6.413 cm ²	AG = 6.34 cm ² .

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE

3.3.6.6 DISEÑO DE COLUMNAS

3.3.6.6.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de una columna de pórtico tipo, de igual forma como se realizó en el diseño de columna para el sistema portante de celosía.

Algunas características relevantes de la columna tipo utilizadas para el cálculo, son:

- Altura: (H total hasta la base del arco - figura 3-198) – (H de la viga horizontal)
 $10.35 - 2.00 = 8.35 \text{ m.}$
- Apoyos: Articulados en la base y unida de forma rígida a la viga horizontal.

La tipología de la columna es liviana, reticulada, constituida por perfiles de lados iguales en acero A36

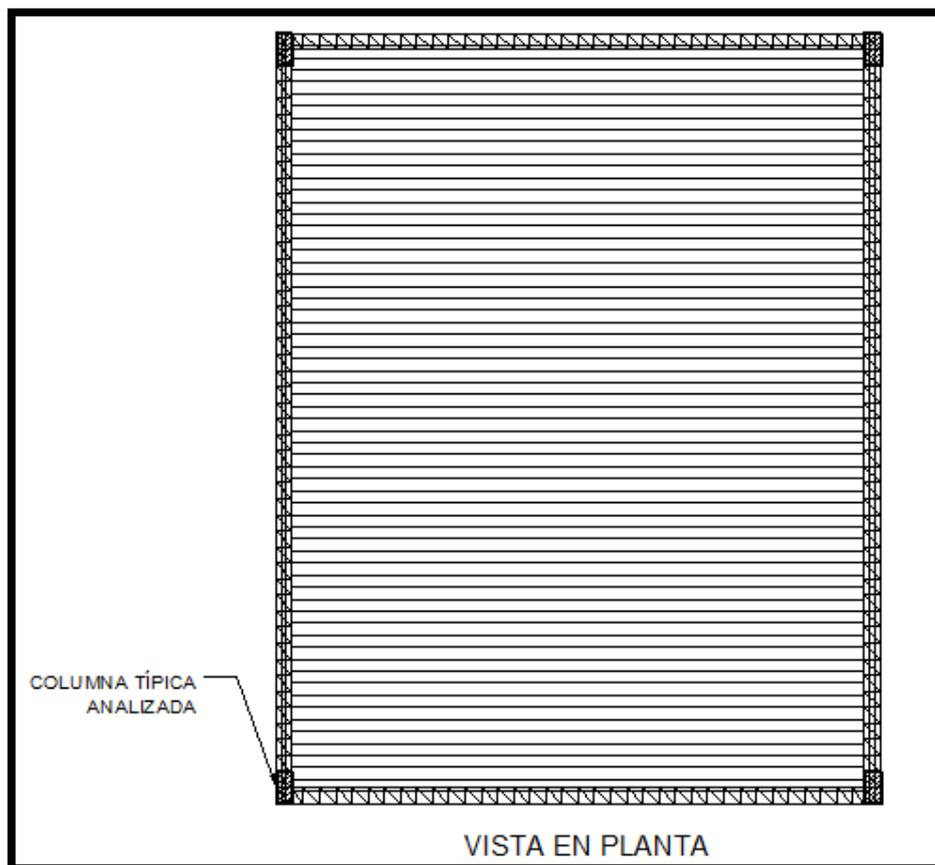
La columna tipo en cuestión se encuentra sometida a los esfuerzos provenientes de las cargas muertas, vivas, viento que actúan sobre las estructuras que soporta (vigas principales, cobertura autoportante); adicionalmente se considerara también las fuerzas sísmicas sobre las columnas, esto debido a que la norma NTE. 030 lo sugiere.

Como hemos visto hasta el momento, las características más relevantes que se van modificando en el diseño son: dimensiones (alto y ancho de la sección transversal), tamaño de los perfiles

ángulo de las bridas, diagonales y montantes, tipo de acero, separación de los elementos que conforman la columna.

La ubicación de la columna tipo analizada se muestra a continuación:

FIGURA 280: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA



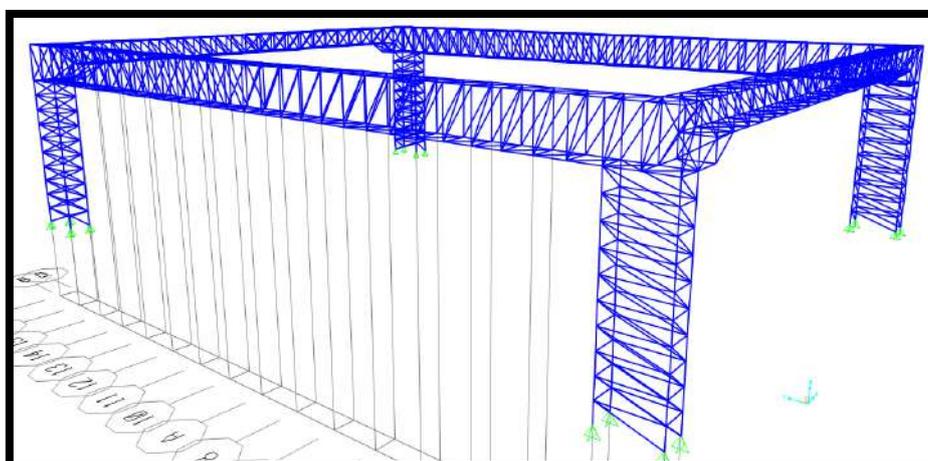
FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.6.2 PRE-DIMENSIONADO

El criterio de predimensionamiento de columnas armadas de celosía es muy similar al realizado por las vigas horizontales, por lo que para estas estructuras se usara un peralte (largo) del orden de 1/10 a 1/15 de la luz libre; y un ancho de 1/2 a 1/4 de la distancia del peralte.

Se tomara una columna de forma rectangular espacial:

FIGURA 281: VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA COLUMNA ANALIZADA



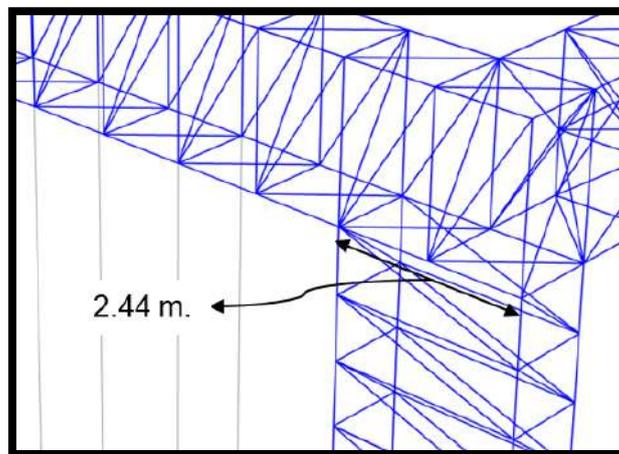
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

ECUACION 47: PRE DIMENSIONAMIENTO – PERALTE (LARGO) DE LA COLUMNA:

$$L = \frac{l}{14}$$

$$L = \frac{28.94}{12} \Rightarrow h = 2.412 \text{ m.}$$

FIGURA 282: SECCIÓN DONDE SE MUESTRA SEPARACIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES DE LA VIGA PRINCIPAL DE CELOSIA



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Pero si se desea buscar una mejor distribución de fuerzas en el sistema debemos buscar que los elementos tanto de la viga horizontal y la columna coincidan en el mismo eje, es por eso que se decidió optar por un peralte

$$L = 2.44 \text{ m.}$$

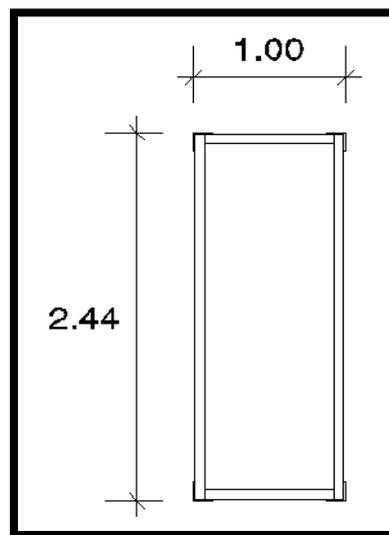
ECUACION 48: PRE DIMENSIONAMIENTO – ANCHO DE LA COLUMNA:

$$a = \frac{L}{3}$$

$$a = \frac{2.44}{3} \Rightarrow h = 0.813 \text{ m.} \approx 0.80 \text{ m.}$$

Debido a que el ancho de la viga principal ya diseñada es mayor que el ancho del predimensionamiento inicial para la columna, decidimos considerar el mismo valor del ancho de la viga para la columna

FIGURA 283: CORTE TRANSVERSAL DE LA COLUMNA



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

La inclinación de los elementos diagonales, en relación a las bridas, deberá ser de entre 35° y 55° (L/20 a L/10)

ECUACION 49: PRE DIMENSIONAMIENTO - SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE LA COLUMNA:

$$s = \frac{l}{20}$$

$$s = \frac{8.35}{10} \Rightarrow s = 0.835 \text{ m.}$$

3.3.6.6.3 VERIFICACIONES

Se proponen perfiles que cumplan la norma peruana para ser utilizados como viga, el cual deberá verificar, según el RNE, E-090 Estructuras Metálicas:

- tracción
- Compresión
- Flexocompresión

Y además deberá verificarse el siguiente estado para condiciones de servicio:

- deformaciones

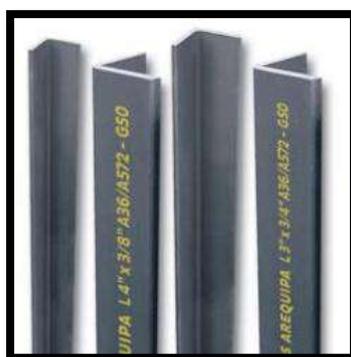
Se realiza el análisis de la estructura, con los valores que transmite la viga horizontal sobre las columnas.

El procedimiento típico consiste en tomar las secciones asumidas en el modelo estructural y realizar la verificación antes mencionada.

En el diseño de la columna al igual que en el de la viga horizontal, un aspecto interesante es darle una altura considerable, para que la sección trabaje más eficientemente a flexión. Con una altura de la sección transversal mayor, los esfuerzos últimos en los perfiles disminuyen, aunque también para este caso la longitud de las diagonales crece, disminuyéndose su

resistencia de diseño a la compresión. Por ello se prueban con varios valores hasta encontrar una solución que se considere apropiada.

FIGURA 284: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES



FUENTE: ACEROS AREQUIPA

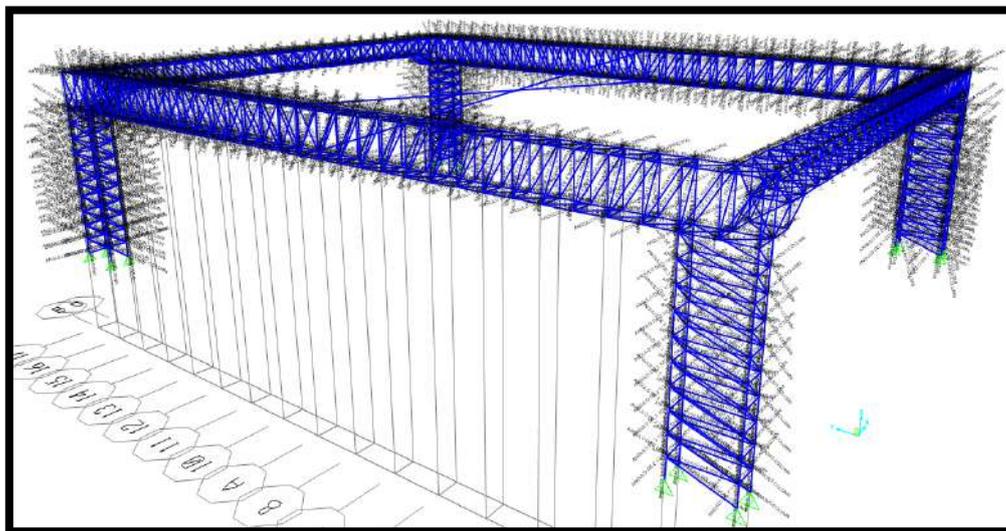
**FIGURA 285: PERFILES - ANGULOS ESTRUCTURALES DE CALIDAD DUAL
(ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES)**

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 657/ 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.

FUENTE: ACEROS AREQUIPA S.A

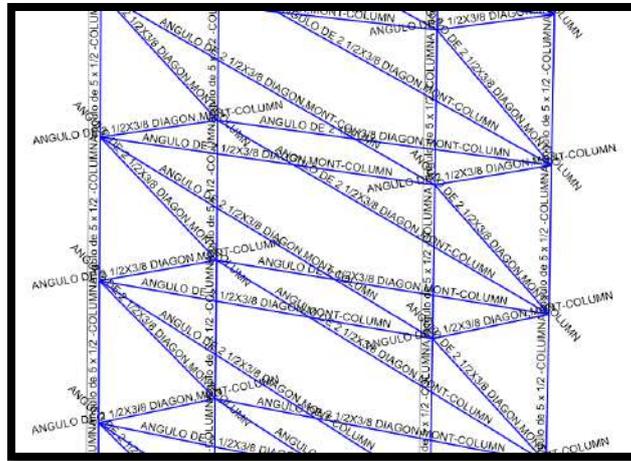
Se realizaron varias iteraciones para poder definir los tipos de perfiles a utilizar, resolviendo que colocando ángulos de 5 x 1/2 para bridas superiores e inferiores, ángulos de 2 1/2 x 3/8 para montantes y diagonales, ángulos de 2 1/2 x 3/8 para diagonales en las partes laterales de la columna.

FIGURA 286: VISTA EN 3D DE LAS COLUMNAS



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 287: FRAGMENTO DONDE SE MUESTRA LA CONFIGURACIÓN DE LAS COLUMNAS



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

El peso de la estructura ha sido calculado en forma manual y verificado con el programa SAP2000 v.17, obteniendo los siguientes valores:

FIGURA 288: PESOS POR ELEMENTOS DE LAS COLUMNAS

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight Tonn
angulo de 5 x 1/2 -COLUMNA	Frame	160	133.6	3.2139
ANGULO DE 2 1/2X3/8 DIAGON,MONT...	Frame	304	558.21562	4.9032

FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Por lo que resulta un peso total de 8.1171 tonf. Para las columnas

Al igual que para las vigas la AISC-ASD-L3.1 indica que la deflexión máxima por cargas de servicio se limita a $L/360$, tomando como desplazamiento máximo el punto más alto de la columna

ECUACION 50: DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE DE LA VIGA

HORIZONTAL

$$\Delta \max = L/360$$

$$\Delta \max(x) = 28.94/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$$

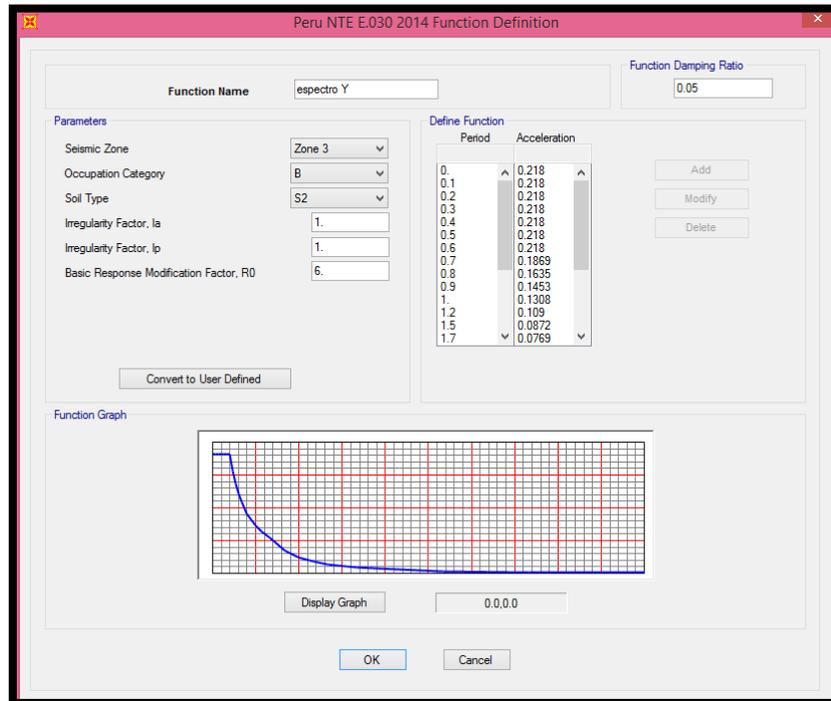
$$\Delta \max(y) = 38.15/360 \quad \Rightarrow \quad \Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$$

- Cargas que actúan en la columna
 - CM - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - CV - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - CW - fuerza producida por la acción del conjunto de viguetas, vigas en arco, y la viga horizontal sobre la columna
 - Carga muerta por peso propio: esta carga es calculada dentro del programa SAP 2000 v 17
 - CE - fuerza producida por la acción del sismo sobre el conjunto estructural

La carga sísmica se obtendrá al igual que en el diseño de columna anterior (sistema portante de celosía), a partir de un espectro sísmico en las direcciones “X” y “Y”.

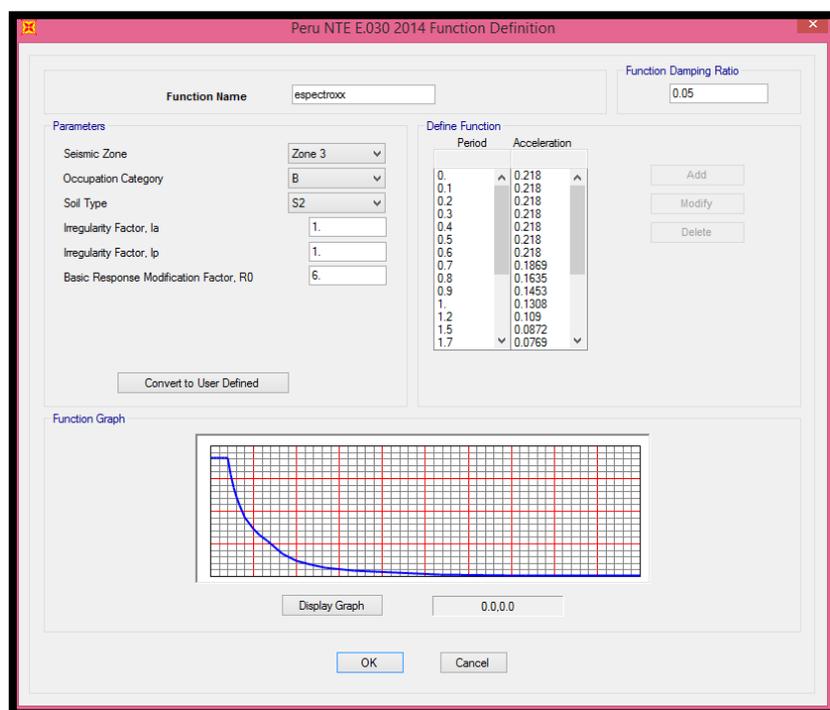
A diferencia del sistema estructural anterior (sistema portante de celosía), las columnas están conectadas por vigas en el eje X (vigas secundarias) por lo que se cumple la condición de pórtico en dicha dirección; por lo tanto el espectro sísmico en la dirección X será similar que la dirección Y

FIGURA 289: ESPECTRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TECNICA PERUANA E.030 PARA LA DIRECCIÓN “Y”



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 290: ESPECTRO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA TECNICA PERUANA E.030 PARA LA DIRECCIÓN “X”



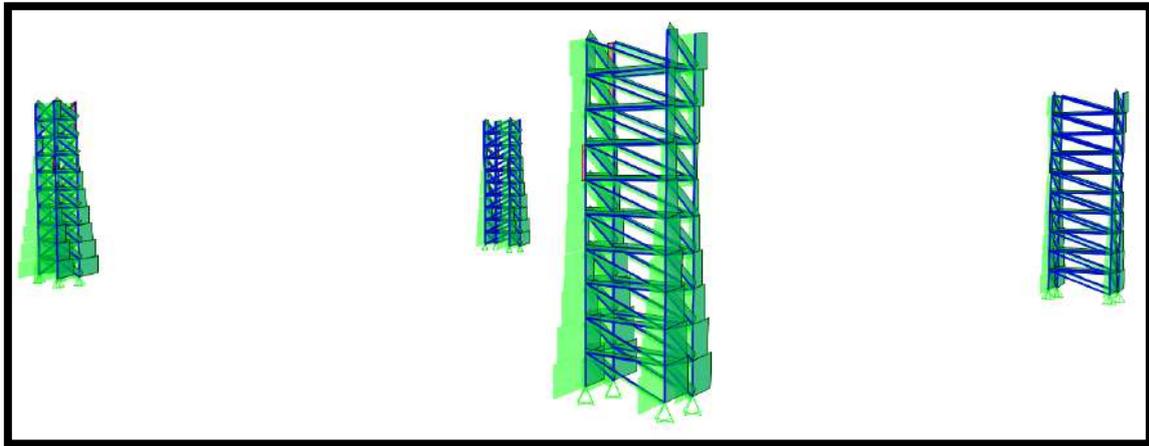
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Realizando el análisis de fuerzas por carga muerta, carga viva, viento y de sismo en ambas direcciones obtenemos los esfuerzos de tracción y compresión por la envolvente en cada barra.

La Norma Técnica Peruana indica que se debe evaluar el conjunto de fuerzas (envolvente), no actuando al mismo tiempo sismo con las fuerzas de viento. Por lo que para nuestro proyecto resultan tres envolventes donde actúan por separado las fuerzas de viento, fuerza sísmica en la dirección X, fuerza sísmica en la dirección Y.

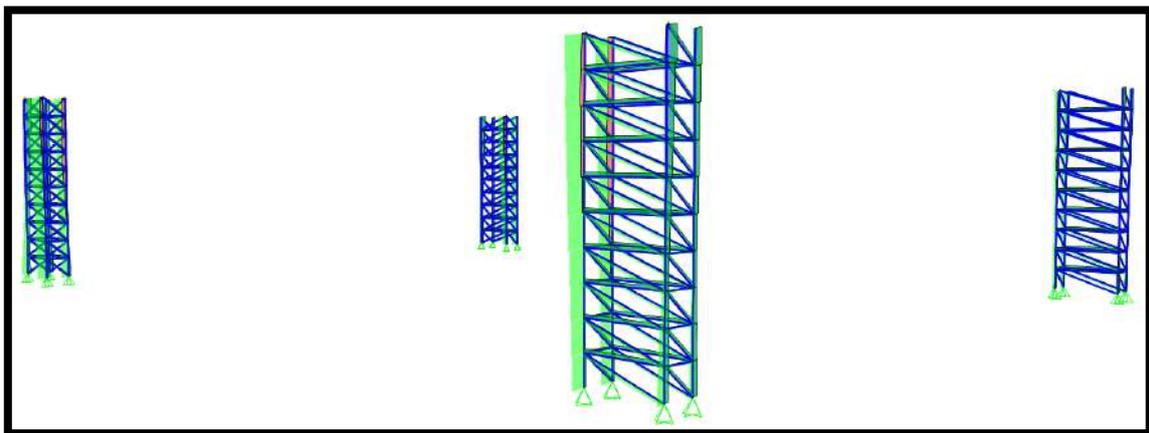
De estas tres envolventes utilizaremos la más crítica para realizar el diseño correspondiente de las columnas

FIGURA 291: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (W)



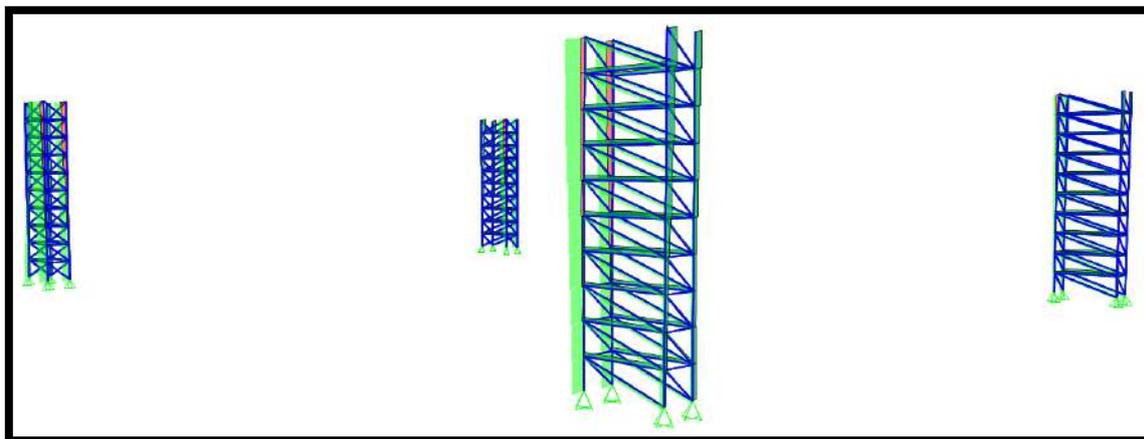
FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 292: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SX)



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

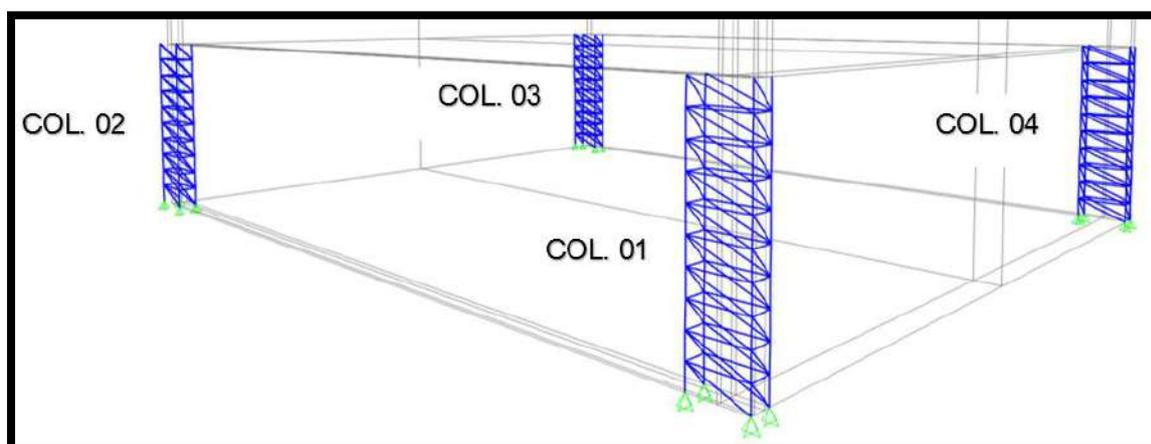
FIGURA 293: ESFUERZOS MÁXIMOS AXIALES POR LA ENVOLVENTE (SY)



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

De acuerdo a las figuras anteriores observamos que los esfuerzos más altos en cada barra se encuentran tanto en la base como en la parte superior a diferencia del diagrama por la envolvente W cuyos esfuerzos más altos se encuentran en la base.

A continuación presentamos los esfuerzos por cada barra tanto en la base como en la parte más alta de cada columna:



ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE SX					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	-4.97	-9.32	18.41	12.28
	SUPERIOR	-34.23	-31.21	5.65	-4.87
	PARTE	3.35	3.08	7.20	8.97
	INFERIOR	-21.01	-19.73	-12.41	-6.64
COLUMNA 02	PARTE	17.16	9.99	-5.57	-8.42
	SUPERIOR	5.62	-5.56	-35.01	-26.47
	PARTE	6.63	9.44	3.64	3.53
	INFERIOR	-13.51	-6.66	-20.66	-17.17
COLUMNA 03	PARTE	18.45	11.97	-11.40	-1.43
	SUPERIOR	-1.15	3.58	-34.59	-29.75
	PARTE	9.91	7.46	6.88	1.15
	INFERIOR	-8.33	-9.60	-15.89	-25.92
COLUMNA 04	PARTE	-10.33	-2.43	14.95	12.47
	SUPERIOR	-28.64	-31.45	-2.25	3.24
	PARTE	7.18	1.24	10.28	6.72
	INFERIOR	-15.23	-23.93	-8.20	-10.85

ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE SY					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	-6.55	-12.69	18.41	12.28
	SUPERIOR	-34.23	-31.21	6.96	-1.93
	PARTE	-0.81	0.38	3.61	7.44
	INFERIOR	-21.01	-19.73	-8.81	-5.11
COLUMNA 02	PARTE	17.16	9.99	-7.04	-11.53
	SUPERIOR	6.78	-2.51	-35.01	-26.47
	PARTE	3.02	7.58	-0.81	0.84
	INFERIOR	-9.89	-4.80	-19.65	-17.17
COLUMNA 03	PARTE	18.45	11.97	-13.44	-4.39
	SUPERIOR	0.67	5.54	-34.59	-29.75
	PARTE	6.43	5.43	1.72	-1.08
	INFERIOR	-4.85	-7.57	-14.00	-25.92
COLUMNA 04	PARTE	-12.06	-5.02	14.95	11.66
	SUPERIOR	-28.64	-31.45	0.04	5.43
	PARTE	2.28	-0.93	6.54	4.71
	INFERIOR	-11.79	-23.93	-4.46	-8.84

ESFUERZOS MAXIMOS DE LA ENVOLVENTE W					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE	35.29	45.28	43.05	36.60
	INFERIOR	-56.08	-57.32	-47.51	-33.80
COLUMNA 02	PARTE	42.45	36.32	35.18	46.16
	INFERIOR	-48.76	-33.31	-55.29	-57.31
COLUMNA 03	PARTE	42.92	36.93	37.80	45.61
	INFERIOR	-41.66	-37.49	-49.57	-62.16
COLUMNA 04	PARTE	38.52	44.86	44.04	37.04
	INFERIOR	-48.82	-60.90	-42.40	-40.37

- todos los valores tienen por unidad ton.

De acuerdo al programa, la deflexión máxima por carga viva de servicio es:

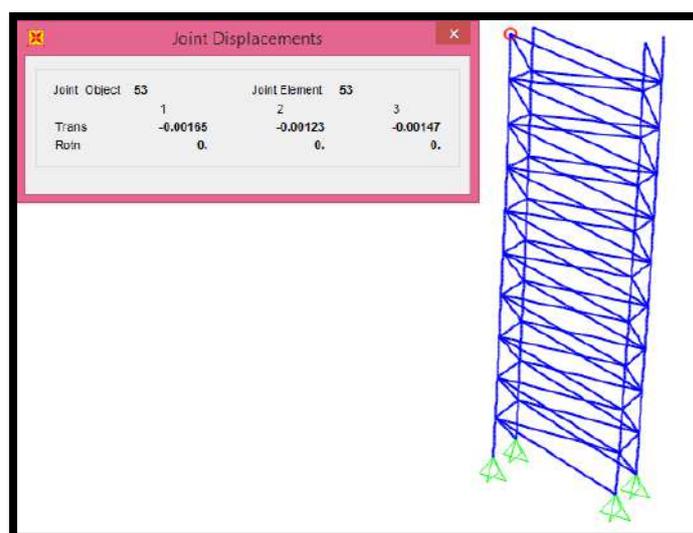
$$\Delta x = -0.00165 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.00123 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.00147 \text{ m.}$$

FIGURA 294: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS

ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Adicionalmente las deflexiones máximas por cargas de sismo en el punto más alto de la columna son:

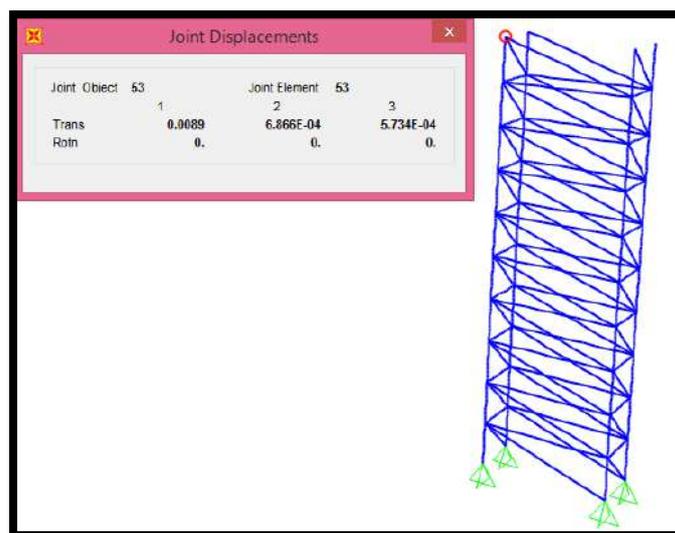
- Para la deflexión máxima por sismo en el eje X

$$\Delta x = 0.0089 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 6.866E^{-4} \text{ m.}$$

$$\Delta z = 5.734E^{-4} \text{ m.}$$

FIGURA 295: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

- Para la deflexión máxima por sismo en el eje Y

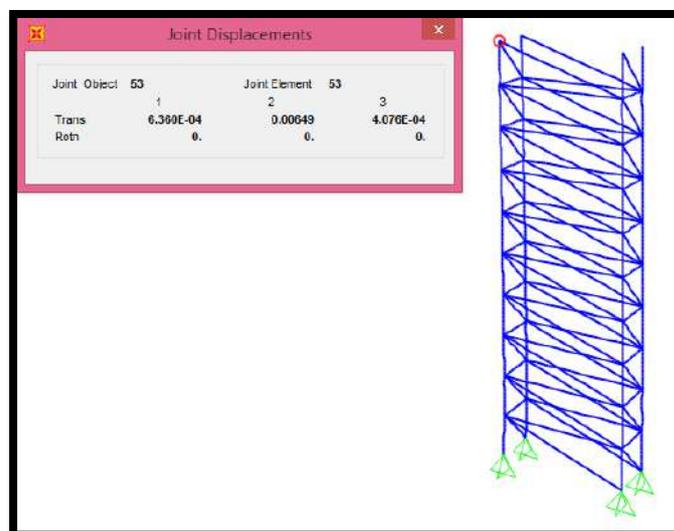
$$\Delta x = 6.36E^{-4} \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.00649 \text{ m.}$$

$$\Delta z = 4.076E^{-4} \text{ m}$$

FIGURA 296: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS

ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

Del diagrama de esfuerzos podemos notar que los esfuerzos más altos se encuentran en la envolvente por viento, por lo que revisaremos también la deflexión máxima según este estado de carga:

- Para la deflexión máxima por viento W.

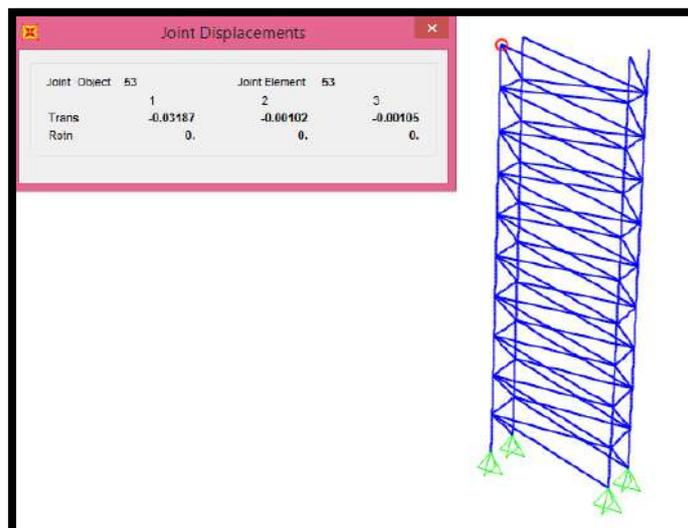
$$\Delta x = -0.03187 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.00102 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.00105 \text{ m}$$

FIGURA 297: DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA COLUMNA EN EL PUNTO MAS

ALTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

3.3.6.6.4 DISEÑO

Se diseñaran los elementos que soporten la mayor fuerza interna en la columna (envolvente) debido a las cargas externas.

A) DISEÑO DE BRIDAS SUPERIORES E INFERIORES, DIAGONALES Y MONTANTES DE LA COLUMNA.

Realizaremos el diseño de columnas del mismo modo como se realizó para el diseño de columnas del sistema portante de celosía.

- Diseños de acuerdo a la envolvente por Viento

DISEÑO POR TRACCION:
 $P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \min} = \frac{TU}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \min} = 72.22661 \text{ cm}^2$

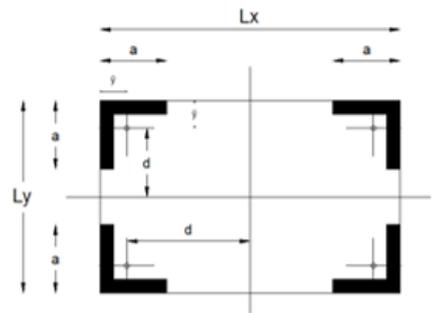
ESBELTEZ
 $R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 2.783333 \text{ cm}$
 $R_y = 2.783333 \text{ cm}$

$KLr < 300$
 $X = 17.94864$
 $Y = 7.051076$

BRIDA EN TRACCION
 $TU = 164.46 \text{ ton}$
 $TU = 164460 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $F_Y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$L_x = 835 \text{ cm}$
 $L_y = 835 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 12



	perfil 5	12	
(tabla)	$r_x = 1.53899$	$plg = 3.909$	cm
(tabla)	$r_y = 1.53899$	$plg = 3.909$	cm
	$L_x = 244$	cm	
	$L_y = 100$	cm	
	$\bar{y} = 1.43421$	$plg = 3.643$	cm
	$d_y = 118.357$	cm	
	$d_x = 46.3571$	cm	
(un perfil)	$A = 4.75$	$plg^2 = 30.645$	cm ²
(a. total de conjunt)	$A_t = 122.58$	cm ²	
	$I_o = 468.272$	cm ⁴	
$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	$I_{xx} = 265296$	cm ⁴	
	$r_{xx} = 46.5216$	cm	$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$
$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	$I_{yy} = 1719029$	cm ⁴	
	$r_{yy} = 118.422$	cm	
	$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$		

DISEÑO POR TRACCION:
 $P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \min} = \frac{TU}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \min} = 20.27229 \text{ cm}^2$

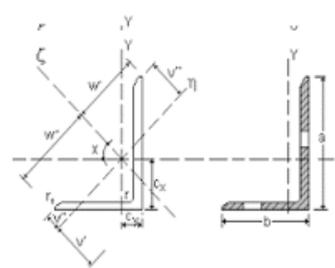
ESBELTEZ
 $R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 0.278333 \text{ cm}$
 $R_y = 0.278333 \text{ cm}$

$KLr < 300$
 $X = 21.36082$
 $Y = 21.36082$

BRIDA EN TRACCION
 $TU = 46.16 \text{ ton}$
 $TU = 46160 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $F_Y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$L_x = 83.5 \text{ cm}$
 $L_y = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 12



DATOS DEL PERFIL

$a =$	12.700 cm.	$t_w =$	12.70 mm.
$x =$	3.643 cm.		
$I =$	468.3 cm ⁴		
$A =$	30.645 cm ²		
$r_x =$	3.909 cm		
$r_y =$	3.909 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 835$
 $L_y = 835$
 $K = 1$

$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$

$\lambda_x = 0.198304$
 $\lambda_y = 0.077903$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$

$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda)^2 F_y$

$F_{cr_{xx}} = 2488.699 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2523.582 \text{ kg/cm}^2$

$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$

$_{xx} 259305.83 \geq 194710$

$_{yy} 262940.39 \geq 194710$

$KL_x/r_x < 200 \quad 17.9486 \text{ ok}$

$KL_y/r_y < 200 \quad 7.05108 \text{ ok}$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 194.71 \text{ ton}$

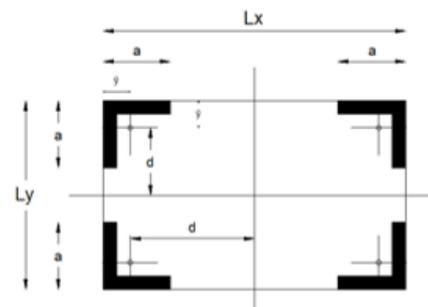
$P_u = 194710 \text{ kgf}$

$\phi = 0.85$

$F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2



	perfil 5	1/2		
(tabla)	r_x 1.53899	plg 3.909	cm	
(tabla)	r_y 1.53899	plg 3.909	cm	
	L_x 244	cm		
	L_y 100	cm		
	\bar{y} 1.43421	$plg2$ 3.643	cm	
	d_y 118.357	cm		
	d_x 46.3571	cm		
(un perfil)	A 4.75	$plg2$ 30.645	cm ²	
(a. total de conjunt)	A_t 122.58	cm ²		
	I_o 468.272	cm ⁴		
$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{xx} 265296	cm ⁴		
	r_{xx} 46.5216	cm		$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$
$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{yy} 1719029	cm ⁴		
	r_{yy} 118.422	cm		
	$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$			

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 83.5$
 $L_y = 83.5$
 $K = 1$

$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$

$\lambda_x = 0.236004$

$\lambda_y = 0.236004$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$

$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda)^2 F_y$

$F_{cr_{xx}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$

$_{xx} 64383.72 \geq 62160$

$_{yy} 64383.72 \geq 62160$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 62.16 \text{ ton}$

$P_u = 62160 \text{ kgf}$

$\phi = 0.85$

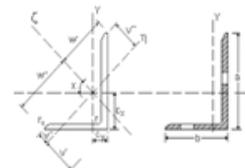
$F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2

$KL_x/r_x < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$

$KL_y/r_y < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$



DATOS DEL PERFIL

$a =$	12.700 cm.	$t_w =$	12.70 mm.
$x =$	3.643 cm.		
$l =$	468.3 cm ⁴		
$A =$	30.645 cm ²		
$r_x =$	3.909 cm		
$r_y =$	3.909 cm		

- diseños de acuerdo a la envolvente por Sismo Y

DISEÑO POR TRACCION:
 $P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \text{ min}} = \frac{T_U}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \text{ min}} = 32.41107 \text{ cm}^2$

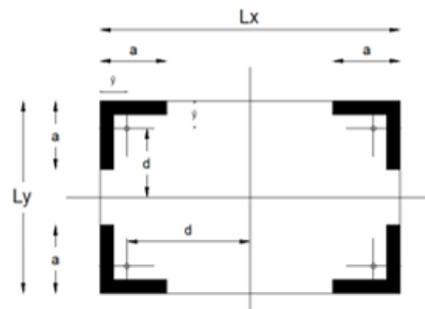
ESBELTEZ
 $R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 2.783333 \text{ cm}$
 $R_y = 2.783333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$
 X 17.94864
 Y 7.051076

BRIDA EN TRACCION
 $T_U = 73.8 \text{ ton}$
 $T_U = 73800 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $F_Y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$L_x = 835 \text{ cm}$
 $L_y = 835 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 12



	perfil 5	12	
(tabla)	$r_x = 1.53899$	plg 3.909	cm
(tabla)	$r_y = 1.53899$	plg 3.909	cm
	$L_x = 244$	cm	
	$L_y = 100$	cm	
	$\bar{y} = 1.43421$	plg 3.643	cm
	$d_y = 118.357$	cm	
	$d_x = 46.3571$	cm	
(un perfil)	$A = 4.75$	plg2 30.645	cm2
(a. total de conjunt)	$A_t = 122.58$	cm2	
	$I_o = 468.272$	cm4	
$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	$I_{xx} = 265296$	cm4	
	$r_{xx} = 46.5216$	cm	
$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	$I_{yy} = 1719029$	cm4	
	$r_{yy} = 118.422$	cm	
		$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$	
		$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$	

DISEÑO POR TRACCION:
 $P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \text{ min}} = \frac{T_U}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \text{ min}} = 8.102767 \text{ cm}^2$

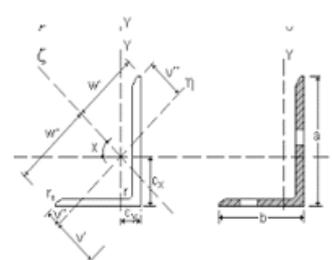
ESBELTEZ
 $R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 0.278333 \text{ cm}$
 $R_y = 0.278333 \text{ cm}$

$KL/r < 300$
 X 21.36082
 Y 21.36082

BRIDA EN TRACCION
 $T_U = 18.45 \text{ ton}$
 $T_U = 18450 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $F_Y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

$L_x = 83.5 \text{ cm}$
 $L_y = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 12



DATOS DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm}$	$tw = 12.70 \text{ mm}$
$x = 3.643 \text{ cm}$	
$I = 468.3 \text{ cm}^4$	
$A = 30.645 \text{ cm}^2$	
$r_x = 3.909 \text{ cm}$	
$r_y = 3.909 \text{ cm}$	

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 835$
 $L_y = 835$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.198304$
 $\lambda_y = 0.077903$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda)^2 F_y$$

$F_{cr_{xx}} = 2488.699 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2523.582 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

$xx \quad 259305.83 \quad \geq \quad 140040$

$yy \quad 262940.39 \quad \geq \quad 140040$

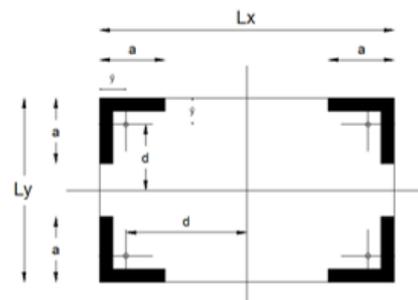
$KL_x/r_x < 200 \quad 17.9486 \text{ ok}$

$KL_y/r_y < 200 \quad 7.05108 \text{ ok}$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 140.04 \text{ ton}$
 $P_u = 140040 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2



	perfil 5	1/2		
(tabla)	r_x	1.53899	p_{lg}	3.909 cm
(tabla)	r_y	1.53899	p_{lg}	3.909 cm
	L_x	244		
	L_y	100		
	\bar{y}	1.43421	p_{lg}	3.643 cm
	d_x	118.357		
	d_y	46.3571		
(un perfil)	A	4.75	p_{lg2}	30.645 cm ²
(a. total de conjunt)	A_t	122.58		
	I_o	468.272		
	I_{xx}	265296		
	r_{xx}	46.5216		$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$
	I_{yy}	1719029		
	r_{yy}	118.422		
				$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 83.5$
 $L_y = 83.5$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 0.236004$
 $\lambda_y = 0.236004$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda)^2 F_y$$

$F_{cr_{xx}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

$xx \quad 64383.72 \quad \geq \quad 35010$

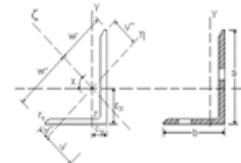
$yy \quad 64383.72 \quad \geq \quad 35010$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 35.01 \text{ ton}$
 $P_u = 35010 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2

$KL_x/r_x < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$
 $KL_y/r_y < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$



DATOS DEL PERFIL

$a = 12.700 \text{ cm.}$
 $x = 3.643 \text{ cm.}$
 $I = 468.3 \text{ cm}^4$
 $A = 30.645 \text{ cm}^2$
 $r_x = 3.909 \text{ cm}$
 $r_y = 3.909 \text{ cm}$
 $tw = 12.70 \text{ mm.}$

- diseños de acuerdo a la envolvente por Sismo X

DISEÑO POR TRACCION:
 $P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \min} = \frac{T_U}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \min} = 32.41107 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 2.783333 \text{ cm}$
 $R_y = 2.783333 \text{ cm}$

$KLr < 300$

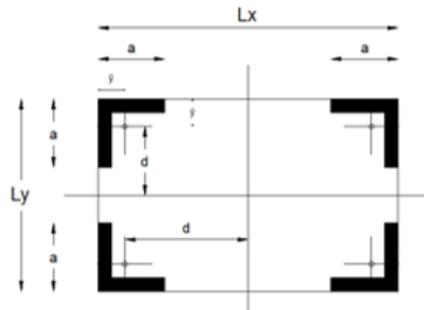
X 17.94864
 Y 7.051076

BRIDA EN TRACCION

TU= 73.8 ton
 TU= 73800 kgf
 $\phi = 0.9$
 FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 835 \text{ cm}$
 $L_y = 835 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2



	perfil	5	1/2		
(tabla)	r_x	1.53899	plg	3.909	cm
(tabla)	r_y	1.53899	plg	3.909	cm
	L_x	244	cm		
	L_y	100	cm		
	\bar{y}	1.43421	plg	3.643	cm
	d_y	118.357	cm		
	d_x	46.3571	cm		
(un perfil)	A	4.75	plg ²	30.645	cm ²
(a. total de conjunt)	At	122.58	cm ²		
	Io	468.272	cm ⁴		
	$I_{xx} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{xx}	265296	cm ⁴	
	$I_{yy} = \Sigma(I_o + Ad^2)$	I_{yy}	1719029	cm ⁴	
	$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}}$	r_{xx}	46.5216	cm	
	$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$	r_{yy}	118.422	cm	
				$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{At}}$	

DISEÑO POR TRACCION:

$P_{U \leq \phi \times F_y \times A_S}$
 $A_{g \min} = \frac{T_U}{\phi \times F_Y}$

$A_{g \min} = 8.102767 \text{ cm}^2$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 0.278333 \text{ cm}$
 $R_y = 0.278333 \text{ cm}$

$KLr < 300$

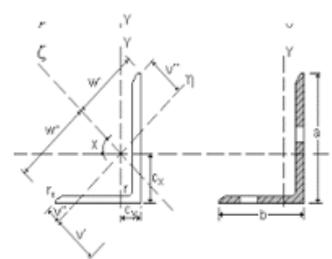
X 21.36082
 Y 21.36082

BRIDA EN TRACCION

TU= 18.45 ton
 TU= 18450 kgf
 $\phi = 0.9$
 FY= 2530 kgf/cm²

$L_x = 83.5 \text{ cm}$
 $L_y = 83.5 \text{ cm}$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2



DATOS DEL PERFIL

a =	12.700 cm.	tw =	12.70 mm.
x =	3.643 cm.		
I =	468.3 cm ⁴		
A =	30.645 cm ²		
$r_x =$	3.909 cm		
$r_y =$	3.909 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 835$
 $L_y = 835$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\pi F_y / \pi^2 E)$$

$\lambda_x = 0.198304$
 $\lambda_y = 0.077903$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$$

$F_{cr_{xx}} = 2488.699 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2523.582 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

$xx \ 259305.83 \geq 140040$

$yy \ 262940.39 \geq 140040$

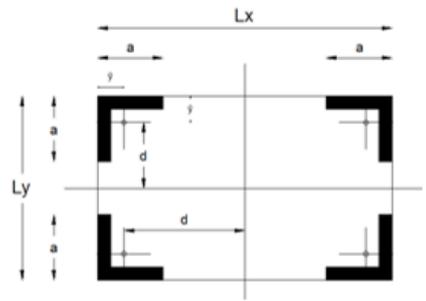
$KL_x/r_x < 200 \quad 17.9486 \text{ ok}$

$KL_y/r_y < 200 \quad 7.05108 \text{ ok}$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 140.04 \text{ ton}$
 $P_u = 140040 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2



	perfil 5	1/2	
(tabla)	r_x 1.53899	$p_l g$ 3.909	cm
(tabla)	r_y 1.53899	$p_l g$ 3.909	cm
	L_x 244		cm
	L_y 100		cm
	\bar{y} 1.43421		3.643 cm
	d_y 118.357		cm
	d_x 46.3571		cm
(un perfil)	A 4.75		30.645 cm ²
(a. total de conjunt)	A_t 122.58		cm ²
	I_o 468.272		cm ⁴
	I_{xx} 265296		cm ⁴
	r_{xx} 46.5216		cm
	I_{yy} 1719029		cm ⁴
	r_{yy} 118.422		cm
		$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_t}}$	
		$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_t}}$	

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 83.5$
 $L_y = 83.5$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\pi F_y / \pi^2 E)$$

$\lambda_x = 0.236004$
 $\lambda_y = 0.236004$

$$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\lambda^2} F_y$$

$$\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2) F_y$$

$F_{cr_{xx}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$F_{cr_{yy}} = 2471.702 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

$xx \ 64383.72 \geq 35010$

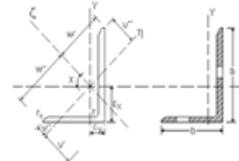
$yy \ 64383.72 \geq 35010$

BRIDA COMPRESION

$P_u = 35.01 \text{ ton}$
 $P_u = 35010 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES 5 X 1/2

$KL_x/r_x < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$
 $KL_y/r_y < 200 \quad 21.36082448 \text{ ok}$

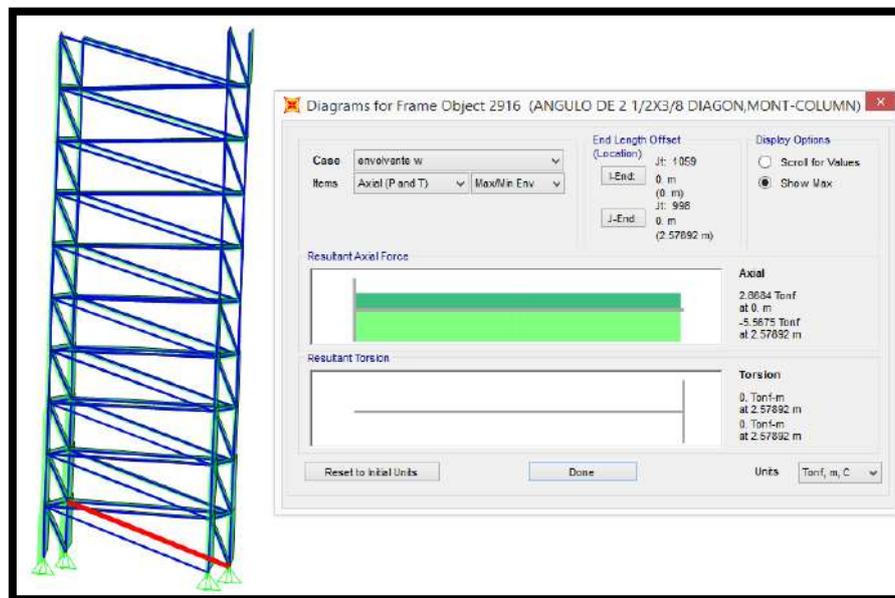


DATOS DEL PERFIL

$a =$	12.700 cm.	$tw =$	12.70 mm.
$x =$	3.643 cm.		
$I =$	468.3 cm ⁴		
$A =$	30.645 cm ²		
$r_x =$	3.909 cm		
$r_y =$	3.909 cm		

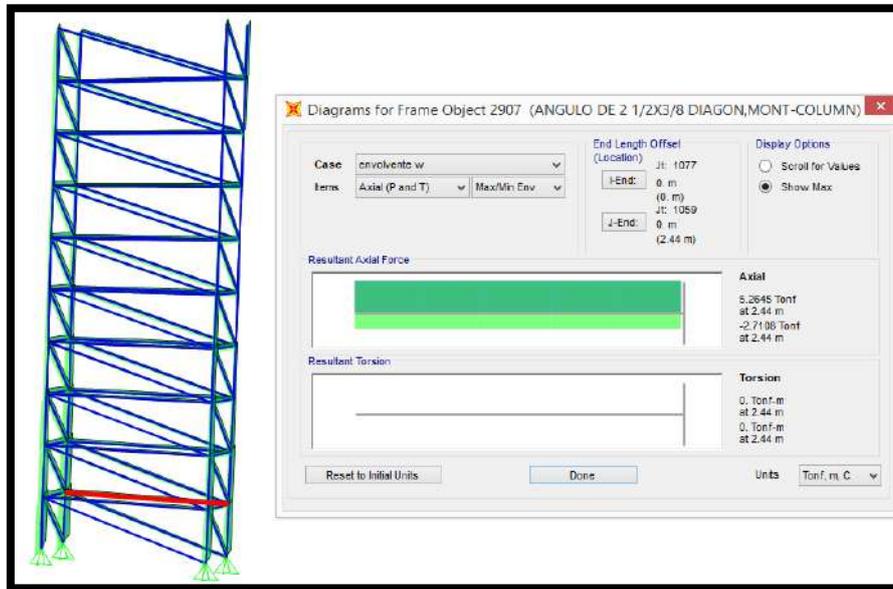
- se observa que de acuerdo a los diseños realizados, la envolvente por viento (w) es la más crítica por lo que se trabajara en base a dicha envolvente para los posteriores diseños (diagonales, montantes, diseño de conexiones y cimentaciones).

FIGURA 298: ESFUERZOS MÁXIMOS EN DIAGONALES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE VIENTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

FIGURA 299: ESFUERZOS MÁXIMOS EN MONTANTES DE ACUERDO A LA ENVOLVENTE DE VIENTO



FUENTE PROPIA – SAP 2000 V 17

DISEÑO POR TRACCION:

$$P_{U \perp} \phi \times F_y \times A_S$$

$$A_{g \min} = \frac{T_U}{\phi \times F_y}$$

$$A_{g \min} = 1.25604 \text{ cm}^2$$

ESBELTEZ

$$R_x = L_x / 300$$

$$R_y = L_y / 300$$

$$R_x = 0.86 \text{ cm}$$

$$R_y = 0.86 \text{ cm}$$

$$KL/r < 300$$

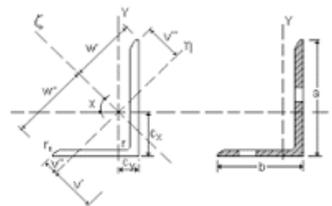
X	134.86
Y	134.86

DIAGONAL

TU=	2.86 ton
TU=	2860 kgf
φ =	0.9
FY=	2530 kgf/cm ²

Lx =	258	cm
Ly =	258	cm

PERFIL DE LADOS IGUALES 2 1/2 X 3/8



DATOS DEL PERFIL

a =	6.350 cm.	tw =	9.53 mm.
x =	1.935 cm.		
I =	40.95252582 cm ⁴		
A =	11.189 cm ²		
rx =	1.913088792 cm		
ry =	1.913088792 cm		

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 258$
 $L_y = 258$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 1.49$
 $\lambda_y = 1.49$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

$F_{crxx} = 999 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cryy} = 999 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

xx	9501.56	≥	5570
yy	9501.56	≥	5570

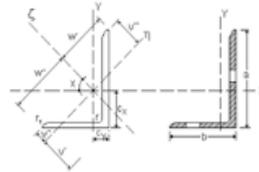
DIAGONAL

$P_u = 5.57 \text{ ton}$
 $P_u = 5570 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES

2 1/2 X 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 134.860442 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 134.860442 ok



DATOS DEL PERFIL

$a = 6.350 \text{ cm}$ $t_w = 9.53 \text{ mm}$
 $x = 1.935 \text{ cm}$
 $I = 40.95252582 \text{ cm}^4$
 $A = 11.189 \text{ cm}^2$
 $r_x = 1.913088792 \text{ cm}$
 $r_y = 1.913088792 \text{ cm}$

DISEÑO POR TRACCION:

$P_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_s$
 $A_{g \text{ min}} = \frac{T_u}{\phi \cdot F_y}$

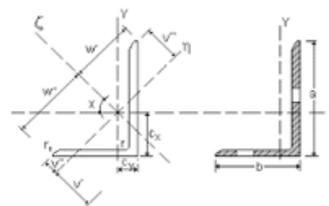
$A_{g \text{ min}} = 2.31445 \text{ cm}^2$

MONTANTE

$T_u = 5.27 \text{ ton}$
 $T_u = 5270 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.9$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES

2 1/2 X 3/8



DATOS DEL PERFIL

$a = 6.350 \text{ cm}$ $t_w = 9.53 \text{ mm}$
 $x = 1.935 \text{ cm}$
 $I = 40.95252582 \text{ cm}^4$
 $A = 11.189 \text{ cm}^2$
 $r_x = 1.913088792 \text{ cm}$
 $r_y = 1.913088792 \text{ cm}$

ESBELTEZ

$R_x = L_x/300$
 $R_y = L_y/300$
 $R_x = 0.81333 \text{ cm}$
 $R_y = 0.81333 \text{ cm}$

$L_x = 244 \text{ cm}$
 $L_y = 244 \text{ cm}$

$KL/r < 300$
 $X \quad 127.542$
 $Y \quad 127.542$

DISEÑO POR COMPRESION:

$L_x = 244$
 $L_y = 244$
 $K = 1$

$$\lambda = kL/r (\sqrt{F_y/\pi^2 E})$$

$\lambda_x = 1.40914$
 $\lambda_y = 1.40914$

$\lambda \leq 1.50 \Rightarrow F_{cr} = ((0.658)^{\lambda^2})F_y$
 $\lambda > 1.50 \Rightarrow F_{cr} = (0.877/\lambda^2)F_y$

$F_{crxx} = 1101.98 \text{ kg/cm}^2$
 $F_{cryy} = 1101.98 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g \cdot \phi \cdot F_{cr} \geq P_u$$

xx	10481.01	≥	2710
yy	10481.01	≥	2710

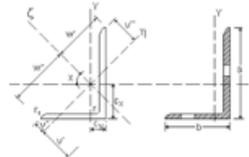
MONTANTE

$P_u = 2.71 \text{ ton}$
 $P_u = 2710 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.85$
 $F_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2E+06 \text{ kgf/cm}^2$

PERFIL DE LADOS IGUALES

2 1/2 X 3/8

$KL_x/r_x < 200$ 127.5424335 ok
 $KL_y/r_y < 200$ 127.5424335 ok



DATOS DEL PERFIL

$a = 6.350 \text{ cm}$ $t_w = 9.53 \text{ mm}$
 $x = 1.935 \text{ cm}$
 $I = 40.95252582 \text{ cm}^4$
 $A = 11.189 \text{ cm}^2$
 $r_x = 1.913088792 \text{ cm}$
 $r_y = 1.913088792 \text{ cm}$

B) EVALUACION SISMICA POR DISTORCIONES.

En base al Reglamento Nacional De Edificaciones donde indica lo siguiente:

“El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la tabla N° 8”

Para el presente proyecto por tratarse de sistemas estructurales de acero se considerara como límite para desplazamiento lateral de entrepiso ($D_i/He_i < 0.01$)

FIGURA 300: LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO

Tabla N° 8	
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(D_i / he_i)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

FUENTE: RNE – E.030 PAG 386

Dónde: D_i = desplazamiento lateral del nivel

He_i = altura de entrepiso

LIMITE PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO					
		Di	Hei	Di/Hei	Di/Hei < 0.01
CARGA VIVA DE SERVICIO	X	0.00165	8.35	0.0001976	OK
	Y	0.00123	8.35	0.00014731	OK
SISMO EN EL EJE Y	X	6.36E-04	8.35	7.6168E-05	OK
	Y	0.00649	8.35	0.00077725	OK
SISMO EN EL EJE X	X	8.90E-03	8.35	0.00106587	OK
	Y	6.87E-04	8.35	8.2228E-05	OK
CARGA DE VIENTO	X	0.03187	8.35	0.00381677	OK
	Y	0.00102	8.35	0.00012216	OK

C) EVALUACION SISMICA DEL CORTANTE DINAMICO EN LA BASE

En base al análisis realizado en el software SAP 2000 v18 obtenemos el cortante dinámico en la base de la estructura de acuerdo a las cargas actuantes

OutputCase Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf
WIND		45.9	8.379E-12
sismo yy	Max	0.1064	18.0525
sismo xx	Max	13.1221	0.1064

Ante las fuersas dinamicas, se utilizo la referida a viento, ya que es la mas intensa

3.3.6.6.5 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente perfil para utilizar como viga horizontal:

Perfil de lados iguales 5 x 1/2 para bridas superiores e inferiores, ángulos de lados iguales de 2 1/2 x 3/8 para diagonales y montantes en la parte lateral de las columnas y por último perfiles de lados iguales de 2 1/2 x 3/8 para diagonales y montantes

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño:

TABLA 31: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR DEFORMACION MAXIMA

DEFORMACIONES	COLUMNA	REGLAMENTO (RNE)
carga viva de servicio	$\Delta x = -0.00165 \text{ m.}$ $\Delta y = -0.00123 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$
sismo en el eje Y	$\Delta x = 6.36E^{-4} \text{ m.}$ $\Delta y = 0.00649 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$
sismo en el eje X	$\Delta x = 0.0089 \text{ m.}$ $\Delta y = 6.866E^{-4} \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$
Carga de viento W	$\Delta x = -0.03187 \text{ m.}$ $\Delta y = -0.00102 \text{ m.}$	$\Delta \max(x) = 0.080 \text{ m.}$ $\Delta \max(y) = 0.106 \text{ m.}$

- Se cumple que la deformación máxima de la columna es menor que la deformación máxima según el RNE

TABLA 32: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ESBELTEZ (esfuerzos por la envolvente de viento W – crítica)

ESBELTES	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDAS EN TRACCION (CONJUNTO DE PERFILES)	X = 17.9486 Y = 7.0511	X = 300 Y = 300
BRIDA EN TRACCION (POR PERFIL)	X = 21.3608 Y = 21.3608	X = 300 Y = 300
BRIDAS EN COMPRESION (CONJUNTO DE PERFILES)	X = 17.9489 Y = 7.0511	X = 200 Y = 200
BRIDAS EN COMPRESION (POR PERFIL)	X = 21.3608 Y = 21.3608	X = 200 Y = 200
DIAGONAL EN TRACCION	X = 134.86 Y = 134.86	X = 300 Y = 300
DIAGONAL EN COMPRESION	X = 134.86 Y = 134.86	X = 200 Y = 200
MONTANTE EN TRACCION	X = 127.542 Y = 127.542	X = 300 Y = 300

MONTANTE EN	X = 127.542	X = 200
COMPRESION	Y = 127.542	Y = 200

- Se cumple que la relación de esbeltez de los perfiles analizados son menores que la relación de esbeltez propuesta por el RNE

TABLA 33: RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE LA COLUMNA POR ÁREA REQUERIDA Y POR RESISTENCIA (esfuerzos por carga sísmica en la dirección X – crítica)

AREA REQUERIDA	PERFIL	REGLAMENTO (RNE)
BRIDAS EN TRACCION (CONJUNTO DE PERFILES)	AG = 122.58 cm ²	AG = 72.2266 cm ² .
BRIDA EN TRACCION (POR PERFIL)	AG = 30.645 cm ² .	AG = 20.2723 cm ² .
DIAGONAL EN TRACCION	AG = 11.189 cm ² .	AG = 1.256 cm ² .
MONTANTE EN TRACCION	AG = 11.189 cm ² .	AG = 2.314 cm ² .
RESISTENCIA		
BRIDAS EN COMPRESION	X = 259305.83 kgf. Y = 262940.39 kgf.	X = 194710 kgf. Y = 194710 kgf.

(CONJUNTO DE PERFILES)		
BRIDA EN COMPRESION (POR PERFIL)	X = 64383.72 kgf. Y = 64383.72 kgf.	X = 62160 kgf. Y = 62160 kgf.
DIAGONAL EN COMPRESION	X = 9501.56 kgf. Y = 9501.56 kgf.	X = 5570 kgf. Y = 5570 kgf.
MONTANTE EN COMPRESION	X = 10481.01 kgf. Y = 10481.01 kgf.	X = 2710 kgf. Y = 2710 kgf.

- Se cumple que el área requerida es menor que el área de los perfiles según el RNE
- Se cumple que la resistencia que soportan los perfiles son mayores que la carga que actúan sobre estos

3.3.6.7 DISEÑO DE PLANCHA DE APOYO

3.3.6.7.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el dimensionado de la plancha de apoyo tipo, la misma que se encuentra soldada a la columna.

Algunas características relevantes de la plancha de apoyo para el cálculo, son:

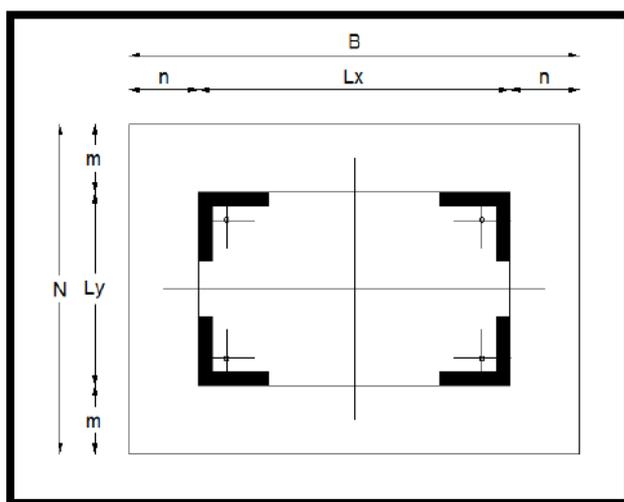
- Dimensiones de la columna:
 - Largo (Lx): 2.44 m.
 - Largo (Ly): 1.00 m.
- Forma de trabajo: compresión con momentos en ambas direcciones.

Las cargas de compresión que actúan sobre cada perfil de la columna deben colocarse en el centroide del conjunto lo que origina momentos en ambas direcciones.

3.3.6.7.2 VERIFICACIONES

Al igual que para el diseño anterior (plancha de apoyo – sistema portante de celosía), la tipología de la plancha de apoyo consistirá en una plancha de acero macizo, además se tomarán en cuenta las mismas consideraciones.

FIGURA 301: VISTA EN PLANTA DE LA PLANCHA DE APOYO

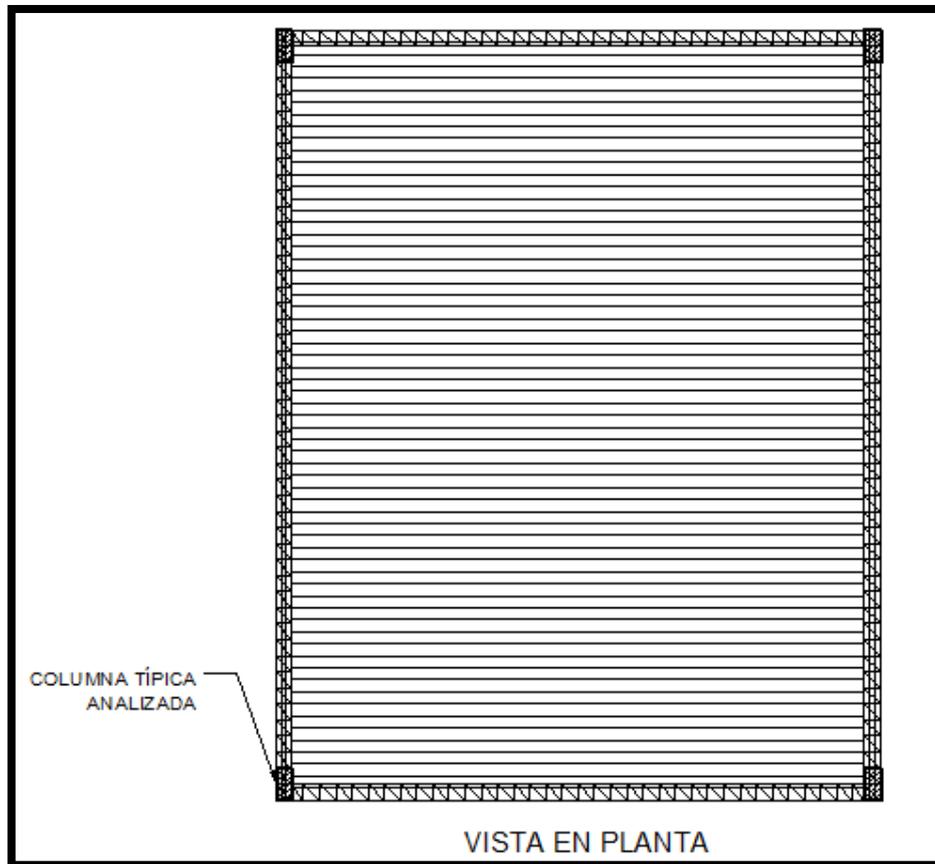


FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.7.3 DISEÑO

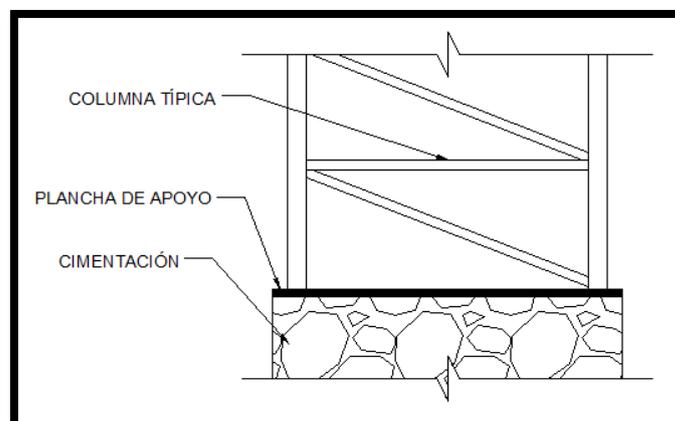
A continuación procedemos a efectuar el diseño de la base de apoyo para columna tipo.

FIGURA 302: VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LA COLUMNA ANALIZADA

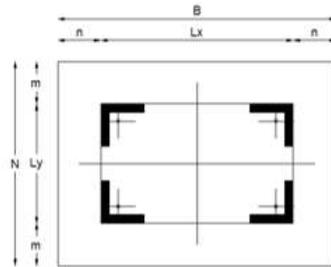


FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014

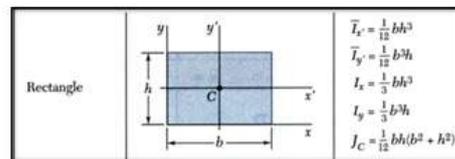
FIGURA 303: VISTA EN CORTE DE LA PLANCHA DE APOYO



FUENTE PROPIA – AUTOCAD 2014



	unidades		unidades
Pu	194.67 ton	Pu	194670 kgf
Mux	85.98 ton*m	Mux	8597832.8 kgf*cm
Muy	228.49 ton*m	Muy	22848819 kgf*cm
Lx	2.44 m	Lx	244 cm
Ly	1.00 m	Ly	100 cm
m	0.10 m	m	10 cm
n	0.10 m	n	10 cm
B	2.64 m	B	264 cm
N	1.20 m	N	120 cm
		Fy =	2530 kgf*cm ²



MOMENTO AL REDEDOR DEL EJE Y

$$y = 132 \text{ cm}$$

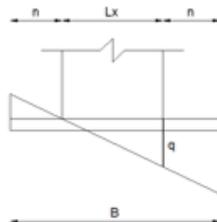
$$I_y = 183997440.00 \text{ cm}^4$$

$$q_u = \frac{P_u}{B * N} \pm \frac{M_u * Y}{I}$$

$$q_u = 6.145 \pm 16.392$$

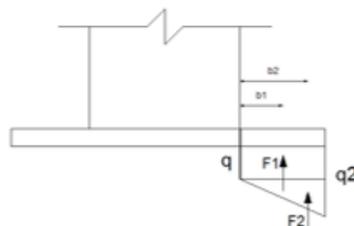
$$q_2 (+) = 22.537 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_1 (-) = -10.247 \text{ kgf/cm}^2$$



$$\frac{264}{32.784} = \frac{254}{10.247 + q}$$

$$q = 21.294857 \text{ kgf/cm}^2$$



F1 = Esfuerzo * area

$$F1 = 25553.83 \quad b1 = 5 \text{ cm}$$

$$F2 = 745.08 \quad b2 = 6.67 \text{ cm}$$

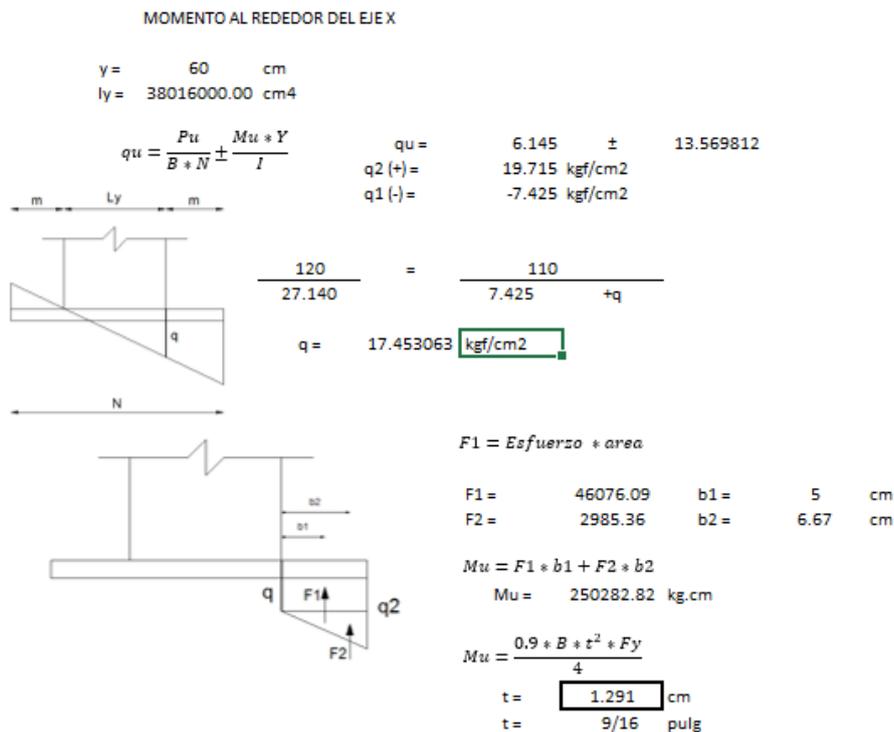
$$M_u = F1 * b1 + F2 * b2$$

$$M_u = 132736.3 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \frac{0.9 * N * t^2 * F_y}{4}$$

$$t = 1.394 \text{ cm}$$

$$t = 3/4 \text{ pulg}$$



3.3.6.7.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente espesor a utilizar como plancha de apoyo:

Plancha de apoyo de 3/4” de espesor

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño

3.3.6.8 DISEÑO DE CONECCIONES SOLDADAS

3.3.6.8.1 ANÁLISIS PRELIMINAR

Se realizará el diseño de la conexión soldada entre los perfiles de la columna típica analizada y la plancha de apoyo.

El proceso de soldadura que utilizaremos será por arco sumergido y el tipo de soldadura recomendado para esta unión es la soldadura de filete.

3.3.6.8.2 VERIFICACIONES

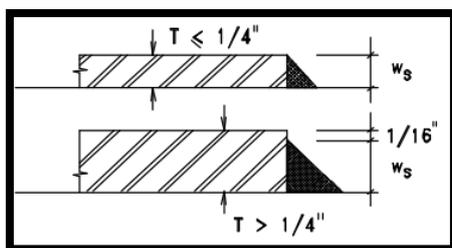
Del mismo modo como lo desarrollado en el diseño anterior, desarrollaremos los mismos criterios para la soldadura de la base de la columna.

- TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA:

Cuando el espesor del borde es menor o igual a $1/4"$, el espesor máximo puede ser $w_s = 1/4"$ (6.4 mm)

Cuando el espesor del borde es mayor de $1/4"$, el máximo tamaño de la soldadura podrá ser igual al espesor de la pieza menos $1/16"$ (1.5 mm)

FIGURA 304: TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA



FUENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO – LUIS ZAPATA BAGLIETO,

PÁG. 123

3.3.6.8.3 DISEÑO

	Fu =	4080	kg/cm ²	
	Ø =	0.75		
	TU =	62.16	ton	
	t maximo (entre colum. y plancha de ap. escoger el mayor)			
	t =	3/4	pulg	
1.- TAMAÑO MAXIMO	Ws =	11/16	pulg	
	Ws =	17.463	mm	
2.- TAMAÑO MINIMO (TABLA)	Ws =	6	mm	
3.- TAMAÑO DE SOLDADURA (PROMEDIO T.MAX Y T. MIN)	Ws =	11.731	mm	1.173125 cm
4.- RESISTENCIA DE SOLDADURA (TABLA - ELECTRODO SUMERGIDO TAMAÑO DE SOLDADURA (PROMEDIO T.MAX Y T. MIN)	ØRnw =	2.026	ton/cm	
5.- RESISTENCIA DEL METAL BASE	ØRnw metal = Ø * ws * (0.6 * Fu)			
	ØRnw metal =	2153.858	kg/cm	ØRnw metal > ØRnw soldadura
	ØRnw metal =	2.154	ton/cm	OK
6.- LONGITUD DE LA SOLDADURA	Long =	$\frac{Tu}{\text{ØRnw soldadura}}$		
	Long =	30.681	cm	

3.3.6.8.4 RESULTADOS

Luego de realizar las verificaciones pertinentes, llegamos a elegir el siguiente tipo de soldadura:

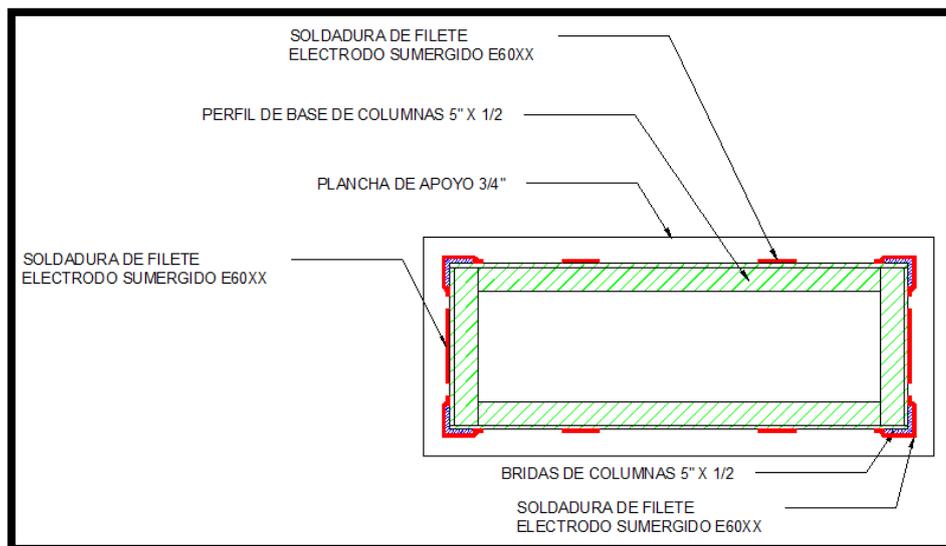
Soldadura de filete – electrodo sumergido E60XX

Altura de soldadura 1.17 cm.

Longitud de soldadura 30.681 cm. Por perfil principal (brida) de columna

Los cuales, según la metodología de cálculo y con las condiciones particulares de este trabajo, cumplen los parámetros necesarios en el diseño.

FIGURA 305: ESQUEMA DONDE SE MUESTRA LA UBICACIÓN DE LA SOLDADURA EN LA COLUMNA



FUENTE: PROPIA – AUTOCAD 2014

3.3.6.9 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se realizara el diseño de una de las zapatas del coliseo, por lo que se tomaran los datos de la columna que soporta mayor carga axial y cortante.

3.3.6.9.1 VERIFICACIONES

De los análisis de carga realizados en las columnas obtenemos los esfuerzos máximos axiales de servicio en la base de dichos elementos.

En base a estos esfuerzos se realizara el diseño de la cimentación de acuerdo al método de Winkler (método de interacción suelo- estructura)

CARGAS C. MUERTA					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	-8.26	-6.64	-2.49	1.12
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	-3.28	1.33	-8.11	-6.21
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	0.76	-1.03	-4.30	-9.20
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-3.84	-8.92	1.00	-1.98

CARGAS C. VIVA					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	-6.93	-7.35	2.39	0.95
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	1.12	0.47	-6.20	-6.07
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	-0.64	3.16	-5.53	-9.30
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-4.49	-8.27	-0.88	1.59

CARGAS C. DE VIENTO					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	-32.85	39.49	-34.82	26.76
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	-34.91	26.53	-32.66	39.79
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	-32.49	28.13	-32.04	41.44
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	-32.28	40.67	-33.18	29.69

CARGAS C. SX					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	10.77	9.04	9.42	7.62
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	9.57	7.84	10.92	9.10
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	9.00	8.37	10.73	9.42
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	10.62	9.25	9.09	8.48

CARGAS C. SY					
ESFUERZOS MAXIMOS DE TRACCION Y COMPRESION EN LAS BARRAS					
COLUMNA 01	PARTE INFERIOR	6.62	6.34	5.83	6.10
COLUMNA 02	PARTE INFERIOR	5.95	5.98	6.48	6.41
COLUMNA 03	PARTE INFERIOR	5.52	6.33	5.34	7.21
COLUMNA 04	PARTE INFERIOR	5.72	7.10	5.34	6.47

De acuerdo a los esfuerzos presentados, observamos que dichos valores son menores que los presentados en el diseño del sistema portante de celosía, por lo que la cimentación más crítica (cimentación de la estructura portante de celosía) es la misma que consideraremos como válida para la estructura con membrana autoportante.

3.3.6.9.2 RESULTADOS

Zapata de concreto de 4.00 m. de largo por 4.00 m. de ancho y 0.60 m. de alto.

Pedestal de concreto de 2.64 m. de largo por 1.20 m. de ancho y 0.90 m. de alto.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS DE COSTOS, PRESUPUESTO Y TIEMPO DE EJECUCIÓN PARA AMBAS ALTERNATIVAS

El estudio de costos tanto para la estructura portante de celosía como para la cobertura autoportante es el resultado de la recopilación de toda la información técnica obtenida en los capítulos anteriores. Esta etapa es importante para conocer el grado de inversión necesario.

El siguiente análisis incluye los costos que demandan la fabricación estructural, montaje y equipamiento necesario para la construcción y utilización de ambas alternativas estructurales en estudio. Para esto se debe mostrar cuales son los recursos técnicos, humanos y económicos necesarios para poner en marcha la construcción de ambos proyectos:

- Costo de materiales
- Costo de fabricación
- Costo de diseño
- Imprevistos

Los precios de los presupuestos que presentamos a continuación corresponden al presente año

4.1. ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA:

4.1.1. COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE:

En este rubro se considera tanto el costo del esfuerzo realizado por las personas calificadas, como el transporte, materiales/equipos y montaje de la estructura.

En base a los diseños realizados en el Capítulo III de la presente investigación es que podemos realizar los metrados para los diferentes materiales e insumos en la fabricación de la estructura portante de celosía:

METRADO POR ELEMENTOS DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA				
	ELEMENTO	Nº Elementos	Long.	Und
VIGUETA DE CELOSIA	TUBO CIRCULAR DE 3/4" X 2mm. LAC ASTM 500 - GRADO B	1.00	37.64	metros.
	TUBO CIRCULAR DE 1 1/2" X 2mm. LAC ASTM 500 - GRADO B	1.00	21.81	metros.
VIGA EN ARCO DE CELOSIA	ANGULO L 3" x 3" x 5/16"	1.00	126.14	metros.
	ANGULO L 1 1/2" x 1 1/2" x 1/4"	1.00	289.93	metros.
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 1/2"	1.00	152.60	metros.
	ANGULO L 4" x 4" x 3/8"	1.00	431.41	metros.
COLUMNA METALICA DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 3/4"	1.00	33.40	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	1.00	127.00	metros.
CRUCETAS DE D = 3/8"	BARRA LIZA DE 3/8"	1.00	24.20	metros/paño
TENSOR DE D = 1"	BARRA LIZA DE 1"	1.00	28.94	metros.
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9 mm.	CALAMINON CU-6 ALUZINC 0.9 mm.	1.00	31.78	metros. (5 unidades)

METRADO POR TOTAL DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA					
	ELEMENTO	Nº Elementos	Long.	Total	Und
VIGUETA DE CELOSIA	TUBO CIRCULAR DE 3/4" X 2mm. LAC ASTM 500 - GRADO B	55.00	37.64	2070.20	metros.
	TUBO CIRCULAR DE 1 1/2" X 2mm. LAC ASTM 500 - GRADO B	55.00	21.81	1199.55	metros.
VIGA EN ARCO DE CELOSIA	ANGULO L 3" x 3" x 5/16"	6.00	126.14	756.84	metros.
	ANGULO L 1 1/2" x 1 1/2" x 1/4"	6.00	289.93	1739.58	metros.
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 1/2"	2.00	152.60	305.20	metros.
	ANGULO L 4" x 4" x 3/8"	2.00	431.41	862.82	metros.
COLUMNA METALICA DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 3/4"	4.00	33.40	133.60	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	4.00	127.00	508.00	metros.
CRUCETAS DE D = 3/8"	BARRA LIZA DE 3/8"	25.00	24.20	604.89	metros.
TENSOR DE D = 1"	BARRA LIZA DE 1"	6.00	28.94	173.64	metros.
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9 mm.	CALAMINON CU-6 ALUZINC 0.9 mm.	38.00	5.00	190.00	unidades

Pintura anticorrosiva gris 1 gal Chemisa

SKU: 88114

[VOLVER](#)

CARACTERÍSTICAS

Atributo	Detalle
Características	Es un producto a partir de resina alquídica, pigmentos de gran estabilidad y aditivos reductores para un alto poder anticorrosivo sobre cualquier tipo de meta.
Contenido	1 galón
Color	Gris
Marca	Chemisa
Rendimiento	35m ² / gal
Aplicación	Erocha o soplete
Procedencia	Perú
Diluyente	Aguarras y Thinner standard
Garantía	1 año
Tiempo de secado al tacto	2-4 horas
Tiempo de secado total	25 horas
Consejos	Se añade diluyente de 15 a 20% del contenido.
Tipo	Pintura anticorrosiva

Rendimiento de pintura anticorrosiva = 35 m²/gal.

VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1 (para tensor)	12.00			0.13	1.54	m2
CARTELA TIPO 1	12.00			0.13	1.54	m2
CARTELA TIPO 2	28.00			0.07	2.07	m2
CARTELA TIPO 3	28.00			0.10	2.70	m2
CARTELA TIPO 4	2.00			0.19	0.37	m2
CARTELA TIPO 5	2.00			0.06	0.11	m2
					8.33	m2
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 5 X 1/2	1.00	152.60	0.51		77.52	m2
PERFIL DE 4 X 3/8	1.00	431.41	0.41		175.33	m2
					7.22	Gal

VIGA EN ARCO DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1	4.00			0.014	0.06	m2
CARTELA TIPO 2	4.00			0.016	0.06	m2
CARTELA TIPO 3	100.00			0.020	1.96	m2
CARTELA TIPO 4	2.00			0.044	0.09	m2
CARTELA TIPO 5	2.00			0.010	0.02	m2
					2.18	m2
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 3 X 5/16	1.00	126.14	0.3048		38.45	m2
PERFIL DE 1 1/2 X 1/4	1.00	289.93	0.1524		44.19	m2
					2.36	Gal

VIGUETA DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PINTURA ANTICORROSIVA						
TUBO DE 1 1/2 X 2 mm.	1.00	37.64	0.1197		4.51	m2
TUBO DE 3/4 x 2 mm.	1.00	21.81	0.0589		1.28	m2
					0.17	Gal

COLUMNA DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1	40.00			0.05	2.02	m2
					2.02	m2
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 5 X 3/4	1.00	33.40	0.51		16.97	m2
PERFIL DE 2 1/2 X 3/8	1.00	127.00	0.25		32.26	m2
					1.41	Gal

CRUCETAS DE D = 3/8"	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PINTURA ANTICORROSIVA						
BARRA LIZA DE 3/8"	1.00	24.20	0.03		0.72	m2
					0.02	Gal

TENSORES DE 1"	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PINTURA ANTICORROSIVA						
BARRA LIZA DE 1"	1.00	28.94	0.08		2.31	m2
					0.07	Gal

METRADO TOTAL DE PINTURA ANTICORROSIVA/ESMALTE	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PERFIL DE 3 X 5/16	1.00	756.84	0.30		230.68	m2
PERFIL DE 1 1/2 X 1/4	1.00	1739.58	0.15		265.11	m2
TUBO DE 3/4 x 2 mm.	1.00	2070.20	0.06		121.93	m2
PERFIL DE 4 X 3/8	1.00	862.82	0.41		350.65	m2
TUBO DE 1 1/2 X 2 mm.	1.00	1199.55	0.12		143.59	m2
PERFIL DE 5 X 1/2	1.00	305.20	0.51		155.04	m2
BARRA LIZA DE 1"	1.00	173.64	0.08		13.86	m2
PERFIL DE 5 X 3/4	1.00	133.60	0.51		67.87	m2
PERFIL DE 2 1/2 X 3/8	1.00	508.00	0.25		129.03	m2
					1477.77	m2
					42.22	Gal

P. Anticorrosiva	0.0286	gal/m2
Thiner	0.0029	gal/m2
P. Esmalte	0.0257	gal/m2
Lija	0.2000	und/m2

Precios y cantidades de recursos requeridos

Recurso	Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0301002	TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA			
001	SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA			
11/10/2017				
040112	AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA			
Recurso	Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
CAPATAZ	hh	57.7557	25.42	1,460.15
OPERARIO	hh	1,635.5537	22.41	36,652.76
OFICIAL	hh	819.5571	18.42	15,102.32
PEON	hh	130.0013	16.51	2,146.32
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	421.3359	22.41	9,442.14
SOLDADURA SUPERCITO	kg	462.5000	11.50	5,318.75
THINER	gal	4.2655	23.90	102.42
PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 12 X 1" CAB HEXAGONAL	clo	36.0000	26.13	992.94
ARANDELA DE NEOPRENE # 12	clo	36.0000	6.53	246.14
PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 8 X 3/4" CAB HEXAGONAL	clo	19.0000	13.07	248.33
ARANDELA DE NEOPRENE # 8	clo	19.0000	3.27	62.13
CINTA BUTIL BP60 GRIS 3/25X2CM LG-14 METROS	und	760.0000	31.50	23,940.00
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	36.4220	33.05	1,209.85
PINTURA ANTICORROSIVA	gal	87.0995	36.44	3,173.92
PLANCHA DE ACERO 1/2"	m2	24.7666	22.80	564.66
ANGULO L 3"x3"x 1/2"	m	305.2000	55.87	17,051.52
ANGULO L 4"x4"x 3/8"	m	862.8200	42.77	36,902.81
WAYPE INDUSTRIAL	kg	250.5540	5.00	1,477.77
ANGULO L 3"x3"x 5/16"	m	756.8400	30.74	23,265.26
ANGULO L 1 1/2"x1 1/2"x 1/4"	m	1,739.5800	9.11	15,847.57
PLANCHA DE ACERO 1/4"	m2	13.1088	119.20	1,562.57
TUBO CIRCULAR DE 3/4" X 2.00 MM.LAC ASTM 500 - GRADO B	m	2,070.2000	4.23	8,756.95
TUBO CIRCULAR DE 1 1/2" X 2.00 MM.LAC ASTM 500 - GRADO B	m	1,199.5500	7.52	9,020.62
ANGULO L 5"x5"x 3/4"	m	133.8000	69.27	9,254.47
ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 3/8"	m	506.0000	28.53	14,493.24
BARRA LIZA DE 3/8"	m	604.8600	1.64	992.01
BARRA LIZA DE 1"	m	173.6400	11.86	2,024.64
TEMPLADOR DE DE 1"	und	12.0000	15.00	180.00
LUA PARA FIERRO	und	290.5540	1.00	290.55
CALAMINON CU-6 Aluzinc 0.9mm	und	190.0000	34.30	6,517.00
CANALETA Aluzinc POL AZUL MARINO/BLANCO	m	77.8240	24.73	1,924.59
EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO	hm	7.9998	8.40	67.20
COMPRESORA NEUMATICA 70 HP 125-175 PCM	hm	59.1105	100.00	5,911.05
GRUA HIDRAULICA AUTOP. 50 TON.	hm	10.0018	600.00	6,001.08
MOTOSOLDADORA DE 250A.	hm	420.9973	4.80	2,020.79
ANDAMIO METALICO	dia	874.0000	25.00	21,850.00

4.1.2. DETERMINACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA

Cabe mencionar que los rendimientos de las partidas fueron obtenidos a partir del conocimiento en campo, experiencia de diferentes fuentes consultadas, empresas e instituciones que desarrollan dicho sistema estructural en nuestro medio (CEO Don Bosco, Empresa The Solution.sac, etc.)

Presupuesto

0301002 TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA

001 SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA

BOLAÑOS PONCE, FABRIZIO GUSTAVO
AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA

Costo al 11/10/2017

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
ESTRUCTURAS				257,305.79
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	und	2.00	34,379.37	68,758.74
VIGA EN ARCO DE CELOSIA	und	6.00	10,033.30	60,199.80
VIGUETA DE CELOSIA	und	50.00	399.53	19,976.50
COLUMNA METALICA DE CELOSIA	und	4.00	7,052.06	28,208.24
CRUCETAS DE Ø = 3/8"	und	25.00	67.62	1,690.50
TENSOR DE 1"	und	6.00	474.05	2,844.30
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	m2	1,477.77	10.75	15,808.03
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZNIC DE ESPESOR 0.9MM	und	38.00	1,308.92	49,738.96
MONTAJE				35,214.48
MONTAJE DE VIGAS EN ARCO DE CELOSIA	und	6.00	777.50	4,665.00
MONTAJE DE VIGUETAS DE CELOSIA	und	50.00	481.97	24,098.35
MONTAJE DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	und	2.00	1,664.25	3,328.50
MONTAJE DE COLUMNAS	und	4.00	352.56	1,410.24
Costo Directo				292,520.19

SON: DOSCIENTOS NOVENTIDOS MIL QUINIENTOS VEINTE Y 19/100 NUEVOS SOLES

- Los análisis de costos unitarios serán presentados en los anexos

4.1.3. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se describirán a continuación las operaciones para la ejecución de las estructuras portantes de celosía, desde las tareas en taller hasta los trabajos realizados en obra, así como también los controles de dicha ejecución.

Para la ejecución de este sistema estructural hay que distinguir dos fases:

- Fabricación en taller
- Montaje en Obra

Este tipo de estructuras se fabrican en taller y se trasladan a obra para su montaje

- Fabricación En Taller

Los trabajos a realizar en taller conllevan un proceso en el orden siguiente:

- a) Primeramente y siempre de acuerdo a las especificaciones y planos detallados del proyectista se realizan las precisas marcaciones de corte o soldadura tanto de las piezas más grandes como las pequeñas.

FIGURA 306: PASO (a) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 307: PASO (a) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- b) En el sector de empalme se realizan las soldaduras de unión o empalme de las diferentes piezas, en este caso ángulos de lados iguales que formaran los diferentes perfiles estructurales

FIGURA 308: PASO (b) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- c) Una vez empalmadas las piezas son llevadas al sector de montaje donde son elaboradas las denominadas plantillas, encima de las cuales serán armadas las estructuras una vez que estas estén aprobadas por el personal encargado de verificar su correcta fabricación.

FIGURA 309: PASO (c) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 310: PASO (c) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- d) Posteriormente perfiles de diferentes tipos, grosores y formas denominados montantes y diagonales van siendo cortados y presentados en su sitio para luego ser soldados a los elementos principales (bridas superiores e inferiores); los detalles sobrantes son cortados cuidadosamente.

FIGURA 311: PASO (d) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 312: PASO (d) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

e) Luego de ser soldadas, las piezas estructurales ya formadas son llevadas hasta el sector de ensamblado donde se darán los detalles finales de la estructura, en este sector también se trabaja sobre una plantilla que sirve de guía para las sucesivas piezas, ganándose en exactitud, rapidez y cantidad de producción.

Aquí se unen dos caras estructurales por otros montantes y diagonales conforme estarán montadas en obra, todas estas uniones son soldadas correctamente ya que

la estructura va ganando tamaño y peso y deberá llegar sin distorsiones ni deformaciones al siguiente proceso.

FIGURA 313: PASO (e) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 314: PASO (e) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- f) El siguiente paso en la fabricación de la estructura es la limpieza de las impurezas, grasas, rezagos de la soldadura, etc.

FIGURA 315: PASO (f) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- g) Una vez que las piezas se encuentren completamente limpias las estructuras son llevadas a la zona de pintura donde todas las piezas primeramente son limpiadas con aire a fin de eliminar cualquier posible partícula de polvo o arena para que la pintura pueda adherirse correctamente, posteriormente se aplica pintura anti oxidación en toda la superficie, finalmente se aplica la pintura definitiva aplicando varias capas de ella por toda la pieza estructural.

FIGURA 316: PASO (g) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- h) Finalmente las estructuras listas son subidas a camiones y trasportadas a obra para su montaje final.

FIGURA 317: PASO (h) – FABRICACIÓN EN TALLER DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- Montaje en obra

- a) Para el montaje en obra también se utilizan los planos realizados por el proyectista (planos de corte, detalles, elevaciones y vistas) donde esta detallada la ubicación de los diferentes elementos que conforman el sistema estructural como la distribución de las viguetas, arriostres, espaciamientos entre armaduras principales, la correcta colocación de las cubiertas, etc.
- Estas especificaciones son seguidas cuidadosamente por las personas encargadas del montaje.

FIGURA 318: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- b) El proceso de montaje se inicia con el izaje de los andamios y demás, además de la verificación de la correcta alineación de las columnas o pilares y condiciones adecuadas antes de levantar las vigas principales hasta su sitio.

FIGURA 319: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- c) Debido a que para facilitar el transporte desde el taller hasta la obra, las estructuras armadas no poseen las longitudes finales requeridas, por lo que se debe realizar diferentes empalmes, todas las piezas a empalmar serán identificadas y serán empalmadas de acuerdo a sus características y como se irán montando.

FIGURA 320: PASO (c) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- d) Una vez que todas las estructuras estén empalmadas y listas solo restara izarlas hasta su posición final en la obra. Este es un trabajo de mucho riesgo donde solo deben intervenir las personas mejor calificadas

FIGURA 321: PASO (d) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

e) El orden de colocación es el siguiente:

- Columnas
- Vigas de apoyo, en nuestro caso vigas principales horizontales

FIGURA 322: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- Vigas principales de techo, para nuestro caso las vigas en forma de arco

FIGURA 323: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 324: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- Viguetas sobre los cuales estarán atornilladas las cubiertas.

FIGURA 325: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

FIGURA 326: PASO (e) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

- Y finalmente los tensores y las cubiertas.

FIGURA 327: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA



FUENTE METALURGICA VERA S.R.L.

El proceso constructivo que acabamos de ver fue para observar la fabricación de una armadura estructural y conocer el gran trabajo de precisión que se realiza desde el momento de la fabricación hasta su montaje final en obra.

4.1.3.1 CRONOGRAMA DE OBRA

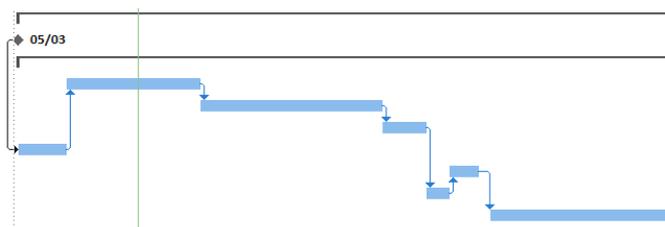
En este ítem, se llevara a cabo el desarrollo de un cronograma referencial del tiempo que implica este sistema estructural, desde su fabricación hasta su montaje y colocación final en obra.

El fin de dicho cronograma referencial, es el de establecer un análisis de tiempos aproximados en base a los rendimientos de cada partida así como también de la cantidad de elementos que conforma el sistema portante de celosía.

	FABRICACION	RENDIMIENTO	UND	METRADO	UND	DIAS
1	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	0.20	UND/DIA	2.00	UND	10
2	VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	0.40	UND/DIA	6.00	UND	15
3	VIGUETA DE CELOSÍA	20.00	UND/DIA	55.00	UND	3
4	COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	0.80	UND/DIA	4.00	UND	5
5	CRUCETAS DE D = 3/8"	10.00	UND/DIA	25.00	UND	3
6	TENSOR DE 1"	3.00	UND/DIA	6.00	UND	2
7	PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	100.00	UND/DIA	1477.77	M2	15
TIEMPO TOTAL DE FABRICACION PARA EL SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA						53

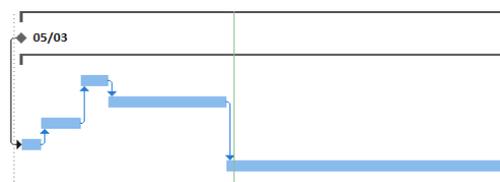
DIAS

▲ SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA	53 días
INICIO	0 días
▲ FABRICACION	53 días
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	10 días
VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	15 días
VIGUETA DE CELOSÍA	3 días
COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	5 días
CRUCETAS DE D = 3/8"	3 días
TENSOR DE 1"	2 días
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	15 días



	MONTAJE	RENDIMIENTO	UND	METRADO	UND	DIAS
1	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	1.00	UND/DIA	2.00	UND	2
2	VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	3.00	UND/DIA	6.00	UND	2
3	VIGUETA DE CELOSÍA	11.00	UND/DIA	55.00	UND	5
4	COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	4.00	UND/DIA	4.00	UND	1
5	COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM	3.00	UND/DIA	38.00	UND	13
TIEMPO TOTAL DE MONTAJE PARA EL SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA						23 DIAS

• SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA	23 días
INICIO	0 días
• MONTAJE	23 días
MONTAJE DE VIGAS EN ARCO DE CELOSIA	2 días
MONTAJE DE VIGUETAS DE CELOSIA	5 días
MONTAJE DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	2 días
MONTAJE DE COLUMNAS	1 día
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM	13 días



4.2. SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

4.2.1. COSTO DE FABRICACIÓN Y MONTAJE:

Del mismo modo que en el caso anterior, se considera tanto el costo del esfuerzo realizado por las personas calificadas, como el transporte, materiales/equipos y montaje de la estructura.

En base a los diseños realizados en el Capítulo III de la presente investigación es que podemos realizar los metrados para los diferentes materiales e insumos en la fabricación de la estructura con membrana autoportante:

METRADO POR ELEMENTOS DEL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE				
	ELEMENTO	Nº Elementos	Long.	Und
VIGA CANAL	PLANCHA LAC DE 5/16" (7.94 mm.)	1.00	34.72	metros2.
VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA DE CELOSIA	ANGULO L 4" x 4" x 3/4"	1.00	127.60	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 1/2"	1.00	315.24	metros.
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 3/4"	1.00	152.60	metros.
	ANGULO L 4" x 4" x 1/2"	1.00	431.41	metros.
COLUMNA METALICA DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 1/2"	1.00	33.40	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	1.00	139.55	metros.
TENSOR DE D = 1 1/8"	BARRA LIZA DE 1"	1.00	28.94	metros.
COBERTURA AUTOPORTANTE	ROLLO GRADO 37 CALIBRE 22 (0.8 mm.)-PERFIL AUTOPORTANTE	1.00	31.94	metros.

METRADO POR TOTAL DEL DEL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE					
	ELEMENTO	Nº Elementos	Long.	Total	Und
VIGA CANAL	PLANCHA LAC DE 5/16" (7.94 mm.)	2.00	34.72	69.44	metros2.
VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA DE CELOSIA	ANGULO L 4" x 4" x 3/4"	2.00	127.60	255.20	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 1/2"	2.00	315.24	630.48	metros.
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 3/4"	2.00	152.60	305.20	metros.
	ANGULO L 4" x 4" x 1/2"	2.00	431.41	862.82	metros.
COLUMNA METALICA DE CELOSIA	ANGULO L 5" x 5" x 1/2"	4.00	33.40	133.60	metros.
	ANGULO L 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	4.00	139.55	558.20	metros.
TENSOR DE D = 1 1/8"	BARRA LIZA DE 1"	2.00	28.94	57.88	metros.
COBERTURA AUTOPORTANTE	ROLLO GRADO 37 CALIBRE 22 (0.8 mm.)-PERFIL AUTOPORTANTE	63.00	1.00	63.00	unidades

Pintura anticorrosiva gris 1 gl Chemisa

SKU:8511-8

[VOLVER](#)

CARACTERÍSTICAS

Atributo	Detalle
Características	Es un producto a partir de resina alquídica, pigmentos de gran estabilidad y aditivos reductores para un alto poder anticorrosivo sobre cualquier tipo de metal
Contenido	1 galón
Color	Gris
Marca	Chemisa
Rendimiento	35m ² / gl
Aplicación	Erocha o soplete
Procedencia	Perú
Diluyente	Aguarras y Thinner standard
Garantía	1 año
Tiempo de secado al tacto	2-4 horas
Tiempo de secado total	25 horas
Consejos	Se añade diluyente de 15 a 20% del contenido
Tipo	Pintura anticorrosiva

Rendimiento de pintura anticorrosiva = 35 m²/gal.

VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1 (para tensor)	12.00			0.13	1.54	m ²
CARTELA TIPO 1	12.00			0.13	1.54	m ²
CARTELA TIPO 2	28.00			0.07	2.07	m ²
CARTELA TIPO 3	28.00			0.10	2.70	m ²
CARTELA TIPO 4	2.00			0.19	0.37	m ²
CARTELA TIPO 5	2.00			0.06	0.11	m ²
					8.33	m²
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 5 X 3/4	1.00	156.16	0.508		79.33	m ²
PERFIL DE 4 X 1/2	1.00	522.68	0.4064		212.42	m ²
					8.34	Gal

VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1	8.00			0.13	1.06	m ²
CARTELA TIPO 2	22.00			0.07	1.63	m ²
CARTELA TIPO 3	22.00			0.10	2.13	m ²
CARTELA TIPO 4	2.00			0.19	0.38	m ²
CARTELA TIPO 5	2.00			0.06	0.11	m ²
					5.30	m²
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 4 X 3/4	1.00	127.6	0.4064		51.86	m ²
PERFIL DE 2 1/2 X 1/2	1.00	315.24	0.254		80.07	m ²
					3.77	Gal

VIGA CANAL	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PINTURA ANTICORROSIVA						
PLANCHA LAC DE 5/16"	1.00	38.15	1.86		70.96	m ²
					2.03	Gal

COLUMNA DE CELOSIA	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PLANCHA DE 1/2 PARA CARTELAS						
CARTELA TIPO 1	40.00			0.05	2.02	m ²
					2.02	m²
PINTURA ANTICORROSIVA						
PERFIL DE 5 X 1/2	1.00	33.4	0.508		16.97	m ²
PERFIL DE 2 1/2 X 3/8	1.00	139.56	0.254		35.45	m ²
					1.50	Gal

TENSORES DE 1 1/8"	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PINTURA ANTICORROSIVA						
BARRA LIZA DE 1"	1.00	28.94	0.0898		2.60	m ²
					0.07	Gal

METRADO TOTAL DE PINTURA ANTICORROSIVA/ESMALTE	CANT.	L	PERIMETRO	AREA	TOTAL	UND
PERFIL DE 5" X 3/4	1.00	312.32	0.51		158.66	m2
PERFIL DE 4" X 3/4	1.00	255.21	0.41		103.72	m2
TENSOR DE 1 1/8"	1.00	55.82	0.09		5.01	m2
PERFIL DE 2 1/2" X 1/2	1.00	629.26	0.25		159.83	m2
PERFIL DE 5" X 1/2	1.00	133.60	0.51		67.87	m2
PERFIL DE 4" X 1/2	1.00	1045.37	0.41		424.84	m2
PERFIL DE 2 1/2" X 3/8	1.00	558.22	0.25		141.79	m2
VIGA CANAL	1.00	76.30	1.86		141.92	m2
					1203.63	m2
					34.39	Gal

P. Anticorrosiva	0.0286	gal/m2
Thiner	0.0029	gal/m2
P. Esmalte	0.0257	gal/m2
Lija	0.2000	und/m2

Precios y cantidades de recursos requeridos (con incidencia)

0301002 TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA
 002 SISTEMA AUTOPORTANTE
 11/10/2017
 040112 AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA

Recurso	Unidad	Cantidad	Parcial \$/.
CAPATAZ	hh	34.7650	883.74
OPERARIO	hh	802.5259	17,904.61
OFICIAL	hh	418.9370	7,717.19
PEON	hh	110.8479	1,830.10
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	224.6000	5,037.77
SOLDADURA SUPERCITO	kg	144.0000	1,656.00
THINER	gal	3.4908	83.42
PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 6 X 3/4" CAB HEXAGONAL	cto	2.5200	32.94
PLANCHA LAC DE 5/16" (7.84 mm.) PARA VIGAS CANAL	m2	69.4400	3,858.09
PLANCHA LAC DE ESPEZOR 4.5 mm. PARA CARTELAS CADA 1.00 METROS DE SEPARACION	m2	2.6668	144.63
PLANCHA LAC DE ESPEZOR 4.5 mm. PARA UES INVERTIDAS	m2	43.6000	2,533.54
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	31.2944	1,034.28
PINTURA ANTICORROSIVA	gal	69.1715	2,520.81
PLANCHA DE ACERO 1/2"	m2	35.3696	806.34
ANGULO L 5"x5"x 1/2"	m	133.6000	7,464.23
WAYPE INDUSTRIAL	kg	240.7260	1,203.63
ANGULO L 5"x5"x 3/4"	m	305.2000	21,141.20
ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 3/8"	m	558.2000	19,925.45
LUA PARA FIERRO	und	240.7260	240.73
ROLLO GRADO 37 CALIBRE 22 (0.8 MM.) - FABRICACION DE PERFIL AUTOPORTANTE	und	63.0000	6,582.67
ANGULO L 4"x4"x 1/2"	m	662.8200	39,629.32
ANGULO L 4"x4"x 3/4"	m	255.2000	12,566.05
ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 1/2"	m	630.4800	20,269.93
BARRA LIZA DE 1 1/8"	m	57.8800	1,310.98
TEMPLADOR DE DE 1 1/8"	und	4.0000	60.00
ENGARGOLADORA ELECTRICA	hm	16.0000	840.00
EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO	hm	2.6668	32.40
COMPRESORA NEUMATICA 75 HP 125-175 PCM	hm	46.1452	4,614.52
GRUA HIDRAULICA AUTOP. 50 TON.	hm	27.2000	16,320.00
MOTOSOLDADORA DE 250A.	hm	296.0000	1,226.80
SUPER SPAN	hm	5.2478	4,723.11
ANDAMIO METALICO	dta	480.0000	12,000.00

4.2.2. DETERMINACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

Del mismo modo que para el caso del sistema portante de celosía, los rendimientos de las partidas fueron obtenidos a partir del conocimiento en campo, experiencia de diferentes fuentes consultadas, empresas que desarrollan dicho sistema estructural (KINGMAX TECHO).

Presupuesto

0301002 TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA

002 SISTEMA AUTOPORTANTE
BOLAÑOS PONCE, FABRIZIO GUSTAVO Costo al 11/10/2017
AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
ESTRUCTURAS				180,804.91
CUBIERTA AUTOPORTANTE	und	83.00	104.79	11,041.77
VIGA CANAL	und	2.00	3,796.05	7,572.10
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	und	2.00	37,767.40	75,574.92
VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	und	2.00	20,210.49	40,436.90
COLUMNA METALICA DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	und	4.00	7,762.55	31,050.20
TENSOR DE 1 1/8"	und	2.00	794.76	1,589.52
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS(SIST. AUT.)	m2	1,303.63	10.79	12,939.02
MONTAJE				33,849.77
MONTAJE DE COLUMNAS	und	4.00	352.56	1,410.24
MONTAJE DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	und	2.00	1,864.25	3,728.50
MONTAJE DE CUBIERTA AUTOPORTANTE	und	21.00	1,121.73	23,556.33
MONTAJE DE VIGA CANAL	und	2.00	1,372.09	2,744.12
MONTAJE VIGA SECUNDARIA DE CELOSIA	und	2.00	800.29	1,610.58
Costo Directo				213,854.28

SON: DOSCIENTOS TRECE MIL OCHOCIENTOS CINCUENTICUATRO Y 28/100 NUEVOS SOLES

- Los análisis de costos unitarios serán presentados en los anexos

4.2.3. PROCESO CONSTRUCTIVO

Describiremos a continuación los procedimientos para la ejecución de las estructuras autoportantes, desde su fabricación en campo hasta los trabajos realizados en el montaje, así como también los controles de dicha ejecución.

Primeramente y siempre de acuerdo a las especificaciones y planos detallados del proyectista se realizan las calibraciones a los equipos que se encargaran de la fabricación, verificándose en todo momento que los perfiles autoportantes cumplan con dichas especificaciones en campo.

- Fabricación En Campo
- a) La fabricación de las estructuras autoportantes se inician desde que el equipo llamado “Super Span” llega a obra, es necesario saber que para garantizar el correcto desempeño en la elaboración de los perfiles autoportantes, se debe designar un área de trabajo dentro de la obra en el cual no se entorpezcan los trabajos de producción de dichos perfiles.

FIGURA 328: PASO (a) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

- b) Una vez instalado el equipo se prosigue a la calibración de este de acuerdo a las medidas designadas por el proyectista, se trazan los ejes de los perfiles autoportantes sobre las vigas metálicas.

FIGURA 329: PASO (b) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

- c) Con ayuda de una grúa es colocado el rollo de metal Aluzinc en la máquina para que luego los operadores introduzcas en el equipo la lámina.

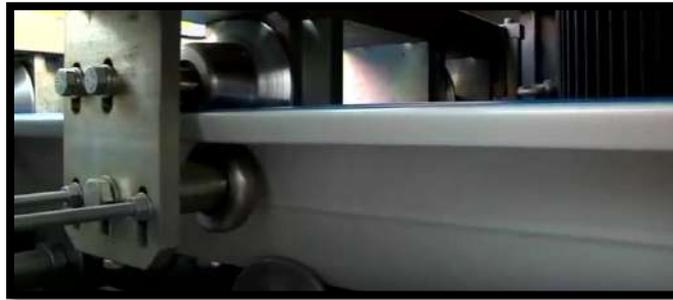
FIGURA 330: PASO (c) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

- d) La máquina trabaja de forma sistemática, en primera salida el equipo se encarga de dar forma al perfil autoportante por medio de rodillos.

FIGURA 331: PASO (d) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

FIGURA 332: PASO (d) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

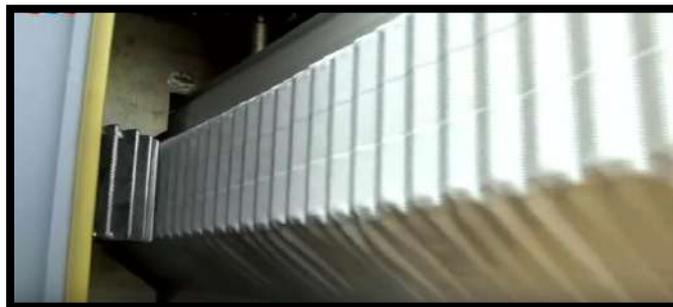
- e) En la primera salida resulta un perfil recto, sin curvatura, por lo que es necesario ingresar de forma manual el perfil ya cortado a la máquina para que por medio de engranes le den la curvatura requería a dicho perfil.

FIGURA 333: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

**FIGURA 334: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA
AUTOPORTANTE**



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

**FIGURA 335: PASO (e) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA
AUTOPORTANTE**



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

- f) Una vez obtenidos los perfiles autoportantes, se agrupan de 3 para procesar a su sellado por medio de una equipo llamado engargoladora, dicha herramienta puede ser mecánica o eléctrica

FIGURA 336: PASO (f) – FABRICACIÓN EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

- Montaje en obra
- a) Una vez sellados los perfiles autoportantes, con ayuda de una grúa son montados sobre las vigas tipo canal y fijados en sus posiciones finales mediante pernos

FIGURA 337: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

**FIGURA 338: PASO (a) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA
AUTOPORTANTE**



FUENTE PROPIA

- b) Durante el montaje, con ayuda de las engargoladoras se van sellando los perfiles autoportantes según son izados a sus posiciones finales, hasta lograr el montaje total.

FIGURA 339: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

FIGURA 340: PASO (b) – MONTAJE EN OBRA DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE



FUENTE KINGMAX TECHO – PERU S.A.C

El proceso de fabricación y montaje de las estructuras autoportantes es sencillo, pero requieren gran precisión

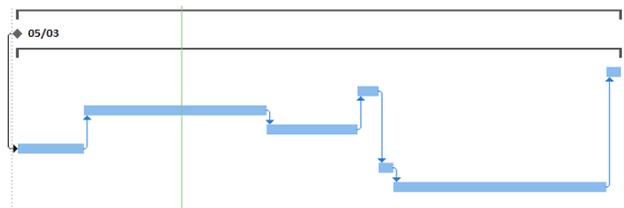
4.2.3.1 CRONOGRAMA DE OBRA

En este ítem, se llevará a cabo el desarrollo de un cronograma referencial del tiempo que implica este sistema estructural, desde su fabricación hasta su montaje y colocación final en obra.

El fin de dicho cronograma referencial, es el de establecer un análisis de tiempos aproximados en base a los rendimientos de cada partida así como también de la cantidad de elementos que conforma el sistema portante de celosía.

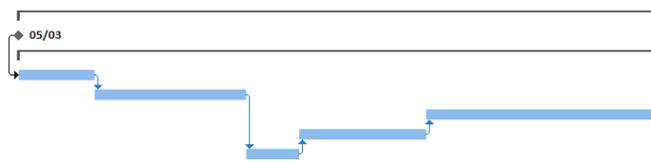
	FABRICACION	RENDIMIENTO	UND	METRADO	UND	DIAS
1	CUBIERTA AUTOPORTANTE	96.00	UND/DIA	63.00	UND	1
2	VIGA CANAL	1.00	UND/DIA	2.00	UND	2
3	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL	0.20	UND/DIA	2.00	UND	10
4	VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA	0.40	UND/DIA	2.00	UND	5
5	COLUMNA METALICA	0.80	UND/DIA	4.00	UND	5
6	TENSOR DE 1 1/8"	3.00	UND/DIA	2.00	UND	1
8	PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	100.00	M2/DIA	1203.63	M2	12
TIEMPO TOTAL DE FABRICACION PARA EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE						36 DIAS

4 SISTEMA AUTOPORTANTE	36 días
INICIO	0 días
4 FABRICACION	36 días
CUBIERTA AUTOPORTANTE	1 día
VIGA CANAL	2 días
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	10 días
VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	5 días
COLUMNA METALICA DE CELOSIA (SIST. AUTOP.)	5 días
TENSOR DE 1 1/8"	1 día
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS (SIST. AUTOP.)	12 días



	MONTAJE	RENDIMIENTO	UND	METRADO	UND	DIAS
1	CUBIERTA AUTOPORTANTE	10.00	UND/DIA	21.00	UND	2
2	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	1.00	UND/DIA	2.00	UND	2
3	VIGA CANAL	1.00	UND/DIA	2.00	UND	2
4	VIGA SECUNDARIA	2.00	UND/DIA	2.00	UND	1
5	COLUMNA METALICA DE CELOSIA	4.00	UND/DIA	4.00	UND	1
TIEMPO TOTAL DE MONTAJE PARA EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE						8 DIAS

4 SISTEMA AUTOPORTANTE	8 días
INICIO	0 días
4 MONTAJE	8 días
MONTAJE DE COLUMNAS	1 día
MONTAJE DE VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	2 días
MONTAJE DE CUBIERTA AUTOPORTANTE	2 días
MONTAJE DE VIGA CANAL	2 días
MONTAJE DE VIGA SECUNDARIA DE CELOSIA	1 día



CAPÍTULO V

5. ANÁLISIS COMPARATIVO

En el presente capítulo se llevará a cabo la comparación y el análisis de los resultados obtenidos en el análisis y diseño estructural desarrollado en el Capítulo III, para cada una de las estructuraciones ya planteadas y para los casos correspondientes a las mismas como Sistema Portante de Celosía (convencional), así como el correspondiente al Sistema Autoportante

El objetivo principal de llevar a cabo este análisis y la comparación entre las estructuras estudiadas, es el de poder definir en base a la interpretación de los resultados, de las diferencias entre las características principales de cada estructura en cuanto a su comportamiento bajo la acción de las mismas cargas actuantes y de esta manera concluir cuál de los dos sistemas estructurales es el más recomendado frente a al coliseo planteado.

Luego de este análisis comparativo podremos observar cuál de los dos sistemas es el más recomendable para este tipo de estructuras

5.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO Y SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE FRENTE A LAS CARGAS ANALIZADAS.

En el presente ítem, se llevará a cabo la comparación y el análisis de los resultados obtenidos en el análisis estructural desarrollado en el Capítulo III, para cada una de las estructuraciones ya planteadas y para los casos correspondientes a las mismas como la estructura con el sistema autoportante, así como el correspondiente al sistema portante de celosía (convencional).

El objetivo principal de llevar a cabo este análisis y la comparación entre las estructuras estudiadas, es el de poder definir en base a la interpretación de los resultados, las diferencias entre las características principales de cada estructura en cuanto a su comportamiento bajo la

acción de las mismas solicitaciones (carga viva, muerta, de viento y sismo), y de esta manera concluir cuál de los dos sistemas estudiados es más recomendable para la estructura del coliseo frente al otro sistema.

5.1.1. SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO.

- Luego de tener los valores de los perfiles ya diseñados podemos determinar un peso de la estructura portante de celosía (viguetas, arcos de celosía, cubierta), sin considerar las vigas principales horizontales y las columnas, este en primera instancia:

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA DE TECHO - SISTEMA PORTANTE DE CEOLSIA	
ELEMENTO	PESO TOTAL (TON.)
PERFIL L DE 3" X 5/16 (ARCO DE CELOSIA)	6.8115
PERFIL L DE 1 1/2" X 1/4 (ARCO DE CELOSIA)	6.7547
TUBO DE 3/4" X 2.00 mm. TUBO CIRCULAR LAC ASTM 500 – GRADO B (VIGUETA)	2.6427
TUBO DE 1 1/2" X 2.00 mm. TUBO CIRCULAR LAC ASTM 500 – GRADO B (VIGUETA)	2.6325
TOTAL	18.8414

- De acuerdo a los perfiles planteados podemos observar la deformación máxima de la viga en arco de celosía de acuerdo a la carga viva de servicio:

$$\Delta x = -0.00144 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.00166 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.03168 \text{ m.}$$

Donde se puede observar que la deformación en la dirección z (vertical) es la más importante

- Del mismo modo para la viga horizontal principal la deformación máxima del análisis realizado de acuerdo a la carga viva de servicio anteriormente resulto:

$$\Delta x = -0.01431 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -5.078E^{-5} \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.03236 \text{ m.}$$

- La deformación máxima en el punto más alto de las columnas dependen de la dirección en la cual la carga máxima es aplicada, de acuerdo al análisis realizado se determinó que la deformación máxima es producida por las fuerzas sísmicas en la dirección X:

- deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta x = -0.00252 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.00111 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -7.586E^{-4} \text{ m}$$

- Para la deflexión máxima por sismo en el eje X

$$\Delta x = 0.07028 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.00419 \text{ m.}$$

$$\Delta z = 0.0043 \text{ m}$$

- Para la deflexión máxima por sismo en el eje Y

$$\Delta x = 4.712E^{-4} \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.00448 \text{ m.}$$

$$\Delta z = 2.672E^{-4} \text{ m}$$

- deflexión máxima por carga de viento W

$$\Delta x = -0.0005 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 0.001 \text{ m.}$$

$$\Delta z = 0.0006 \text{ m}$$

- De los esfuerzos máximos producidos sobre las columnas (envolvente por sismo en la dirección x) se realizó el diseño de la plancha de apoyo resultando:
 - Plancha de apoyo de 7/8” de espesor

5.1.2. SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

- Luego de diseñar las secciones de la cubierta autoportante podemos determinar un peso de la estructura considerando (perfiles autoportantes, viga tipo canal), sin considerar las vigas principales horizontales y las columnas, este en primera instancia:

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA DE TECHO - SISTEMA AUTOPORTANTE	
ELEMENTO	PESO TOTAL (TON.)
PERFIL AUTOPORTANTE GRADO 37 CALIBRE 22 (0.8 MM.)	10.6576
VIGA CANAL DE 5/16"	4.3723715
TOTAL	15.0300

- De acuerdo a los análisis de la estructura autoportante realizados podemos observar la deformación máxima de acuerdo a la carga viva de servicio del perfil autoportante:

$$\Delta x = 0.00 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.0017 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.0205 \text{ m.}$$

Donde se puede observar que la deformación en la dirección z (vertical) es la más importante

- Del mismo modo para la viga horizontal principal la deformación máxima del análisis de acuerdo a la carga viva de servicio realizado anteriormente resulto:

$$\Delta x = -0.00334 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 3.094E^{-4} \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.02363 \text{ m.}$$

- La deformación máxima en el punto más alto de las columnas dependen de la dirección en la cual la carga máxima es aplicada, de acuerdo al análisis realizado se determinó que la deformación máxima es producida por las fuerzas de viento:

- deflexión máxima por carga viva de servicio es:

$$\Delta x = -0.00165 \text{ m.}$$

$$\Delta y = -0.00123 \text{ m.}$$

$$\Delta z = -0.00147 \text{ m.}$$

- deflexión máxima por carga de sismo en el eje X

$$\Delta x = 0.0089 \text{ m.}$$

$$\Delta y = 6.866E^{-4} \text{ m.}$$

$$\Delta z = 5.734E^{-4} \text{ m.}$$

- deflexión máxima por carga de sismo en el eje Y

$$\Delta x = 6.36E^{-4} m.$$

$$\Delta y = 0.00649 m.$$

$$\Delta z = 4.076E^{-4} m$$

- deflexión máxima por carga de viento W

$$\Delta x = -0.03187 m.$$

$$\Delta y = -0.00102 m.$$

$$\Delta z = -0.00105 m$$

- De los esfuerzos máximos producidos sobre las columnas (envolvente por sismo en la dirección x) se realizó el diseño de la plancha de apoyo resultando:
 - Plancha de apoyo de 3/4” de espesor

5.1.3. CUADRO COMPARATIVO

En base al resumen de resultados presentados anteriormente es que realizamos un cuadro comparativo sobre el comportamiento estructural de ambos sistemas estructurales

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA			SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA DE TECHO (SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA)	18.8414 Ton.		PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA DE TECHO (SISTEMA AUTOPORTANTE)	15.030 Ton.
DEFORMACIONES MAXIMAS DE LA VIGA EN ARCO DE CELOSIA	$\Delta x = -0.00144 \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA VIVA DE SERVICIO	DEFORMACIONES MAXIMAS DEL PERFIL AUTOPORTANTE	$\Delta x = 0.00 \text{ m.}$
	$\Delta y = 0.00166 \text{ m.}$			$\Delta y = -0.0017 \text{ m.}$
	$\Delta z = -0.03168 \text{ m.}$			$\Delta z = -0.0205 \text{ m.}$
DEFORMACIONES MAXIMAS DE LA VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA	$\Delta x = -0.01431 \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA VIVA DE SERVICIO	DEFORMACIONES MAXIMAS DE LA VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSIA (SISTEMA AUTOPORTANTE)	$\Delta x = -0.00334 \text{ m.}$
	$\Delta y = -5.078E^{-5} \text{ m.}$			$\Delta y = 3.094E^{-4} \text{ m.}$
	$\Delta z = -0.03236 \text{ m.}$			$\Delta z = -0.02363 \text{ m.}$
DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA)	$\Delta x = -0.00252 \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA VIVA DE SERVICIO	DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA AUTOPORTANTE)	$\Delta x = -0.00165 \text{ m.}$
	$\Delta y = -0.00111 \text{ m.}$			$\Delta y = -0.00123 \text{ m.}$
	$\Delta z = -7.586E^{-4} \text{ m}$			$\Delta z = -0.00147 \text{ m.}$
DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA)	$\Delta x = 0.07028 \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA DE SISMO X	DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA AUTOPORTANTE)	$\Delta x = 0.0089 \text{ m.}$
	$\Delta y = 0.00419 \text{ m.}$			$\Delta y = 6.866E^{-4} \text{ m.}$
	$\Delta z = 0.0043 \text{ m}$			$\Delta z = 5.734E^{-4} \text{ m.}$
DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA)	$\Delta x = 4.712E^{-4} \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA DE SISMO Y	DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA AUTOPORTANTE)	$\Delta x = 6.36E^{-4} \text{ m.}$
	$\Delta y = 0.00448 \text{ m.}$			$\Delta y = 0.00649 \text{ m.}$
	$\Delta z = 2.672E^{-4} \text{ m}$			$\Delta z = 4.076E^{-4} \text{ m}$
DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA)	$\Delta x = -0.0005 \text{ m.}$	DEFORMACION DE ACUERDO A LA CARGA DE VIENTO	DEFORMACION MAXIMA DE LA COLUMNA DE CELOSIA (SISTEMA AUTOPORTANTE)	$\Delta x = -0.03187 \text{ m.}$
	$\Delta y = 0.001 \text{ m.}$			$\Delta y = -0.00102 \text{ m.}$
	$\Delta z = 0.0006 \text{ m}$			$\Delta z = -0.00105 \text{ m}$
ESPESOR DE PLANCHA DE APOYO	7/8"		ESPESOR DE PLANCHA DE APOYO	3/4"

5.2. EVALUACIÓN DE COSTOS, PRESUPUESTOS Y TIEMPO DEL SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA EN ARCO Y SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

Con el fin de realizar un análisis comparativo en términos de la cantidad de material, así como del costo que este genera, se decidió hacer el diseño de los dos tipos de estructuras, tanto la estructura portante de celosía (convencional), como la estructura con sistema autoportante; de esta forma se podrá observar de mejor manera las posibles diferencias de costos en términos de fabricación y montaje.

5.2.1. SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA.

5.2.1.1 COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS.

- Después de haber realizado el análisis de costos en el Capítulo IV, podemos definir los diferentes costos de mano de obra, materiales/equipos y herramientas, que implican la fabricación y montaje de los diferentes elementos estructurales.

A continuación presentamos el listado de recursos utilizados en la fabricación y montaje del sistema portante de celosía:

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Obra 0301002 TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA					
Subpresupuesto 001 SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA					
Fecha 11/10/2017					
Lugar 040112 AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA					
MANO DE OBRA					
0101010002	CAPATAZ	hh	57.7557	20.42	1,468.15
0101010003	OPERARIO	hh	1,635.5037	22.41	36,652.76
0101010004	OFICIAL	hh	819.8871	10.42	15,102.32
0101010005	FEON	hh	130.0013	10.51	2,146.32
0101010006003	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	421.3359	22.41	9,442.14
					64,811.69
MATERIALES					
0204120012	SOLDADURA SUPERCITO	kg	462.5000	11.50	5,316.75
0204120013	THINER	gal	4.2855	23.50	102.42
0204120014	PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 12 X 1" CAB HEXAGONAL	cto	35.0000	26.13	922.94
0204120015	ARANDELA DE NEOPRENE # 12	cto	36.0000	6.53	240.14
0204120016	PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 8 X 3/4" CAB HEXAGONAL	cto	19.0000	13.07	248.33
0204120017	ARANDELA DE NEOPRENE # 8	cto	19.0000	3.27	62.13
0204120018	CINTA BUTIL BP60 GRIS 3/25X2CM LG-14 METROS	und	760.0000	31.50	23,940.00
0240010002	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	35.4220	33.05	1,269.85
0240010003	PINTURA ANTICORROSIVA	gal	87.0895	36.44	3,173.92
0240010004	PLANCHA DE ACERO 1/2"	m2	24.7656	22.60	564.66
0240010006	ANGULO L 5"x5"x 1/2"	m	305.2000	55.87	17,051.52
0240010007	ANGULO L 4"x4"x 3/8"	m	862.8200	42.77	36,902.81
0240010009	WAYPE INDUSTRIAL	kg	285.5540	5.00	1,427.77
0240010010	ANGULO L 3"x3"x 5/16"	m	756.5400	30.74	23,265.26
0240010011	ANGULO L 1 1/2"x1 1/2"x 1/4"	m	1,739.5600	9.11	15,847.57
0240010012	PLANCHA DE ACERO 1/4"	m2	13.1088	119.20	1,562.57
0240010013	TUBO CIRCULAR DE 3/4" X 2.00 MM.LAC ASTM 500 - GRADO B	m	2,070.2000	4.23	8,756.95
0240010014	TUBO CIRCULAR DE 1 1/2" X 2.00 MM.LAC ASTM 500 - GRADO B	m	1,199.5500	7.52	9,020.62
0240010015	ANGULO L 5"x5"x 3/4"	m	133.8000	69.27	9,254.47
0240010016	ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 3/8"	m	505.0000	28.53	14,493.24
0240010017	BARRA LIZA DE 3/8"	m	604.8850	1.84	992.01
0240010018	BARRA LIZA DE 1"	m	173.6400	11.86	2,024.64
0240010019	TEMPLADOR DE DE 1"	und	12.0000	15.00	180.00
0240010020	LJJA PARA FIERRO	und	285.5540	1.00	285.55
0240010021	CALAMINON CU-5 Aluzinc 0.9mm	und	190.0000	34.30	6,517.00
0240010022	CANALETA Aluzinc POL AZUL MARINO/BLANCO	m	77.8240	24.73	1,924.59
					185,487.71
EQUIPOS					
0301010007	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO	hm	7.9898	8.40	67.20
0301140010	COMPRESORA NEUMATICA 75 HP 125-175 PCM	hm	59.1108	100.00	5,911.08
0301160010	GRUA HIDRAULICA AUTOP. 50 TON.	hm	16.0016	600.00	9,600.96
0301160011	MOTOSOLDADORA DE 250A.	hm	420.9973	4.80	2,020.79
0301340001	ANDAMIO METALICO	dia	874.0000	25.00	21,850.00
					39,450.13
Total				S/.	289,749.53

5.2.1.2 PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA.

- Del análisis echo en el Capítulo IV - 4.1.2 “Determinación del Costo Total de la Estructura Portante de Celosía”, hemos definido un costo de fabricación y un costo de montaje, la suma de ambos nos resulta el presupuesto total de la estructura portante de celosía;
 - COSTO DE FABRICACIÓN: S/. 257,305.7 (Doscientos Cincuenta y Siete Mil Trescientos Cinco Nuevos soles Con 70/100)

- COSTO DE MONTAJE: **S/. 35,214.49** (Treinta y Cinco Mil Doscientos Catorce Nuevos soles Con 49/100)

- PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA: **S/. 292,520.19** (Doscientos Noventa y Dos Mil Quinientos Veinte Nuevos soles Con 19/100)

5.2.1.3 CRONOGRAMA.

- Del análisis echo en el Capítulo IV - 4.1.3.1 “Programación de Obra”, hemos definido un tiempo de fabricación y un tiempo de montaje, la suma de ambos nos resulta el tiempo total que demandaría la ejecución de la estructura portante de celosía;
 - TIEMPO DE FABRICACIÓN: **53 días** (Cincuenta y Tres días calendario)
 - TIEMPO DE MONTAJE: **23 días** (Veintitrés días calendario)

 - TIEMPO TOTAL DE EJECUCION PARA LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA: **76 días** (Setenta y Seis días calendario)

5.2.2. SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE

5.2.2.1 COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS.

- Después de haber realizado el análisis de costos en el Capítulo IV, podemos definir los diferentes costos de mano de obra, materiales/equipos y herramientas, que implican la fabricación y montaje de los diferentes elementos estructurales.

A continuación presentamos el listado de recursos utilizados en la fabricación y montaje de la estructura con el sistema de membrana autoportante:

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo				
0301002	TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSIA Y TECHO DE MEMBRANA AUTO SOPORTADA PARA EL COLISEO MUNICIPAL MIGUEL GRAU EN EL DISTRITO DE PAUCARPATA - AREQUIPA			
002	SISTEMA AUTOPORTANTE			
11/10/2017				
040112	AREQUIPA - AREQUIPA - PAUCARPATA			
Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA				
CAPATAZ	hh	34.7050	25.42	883.74
OPERARIO	hh	602.5259	22.41	17,954.61
OFICIAL	hh	410.9070	18.42	7,717.19
PEON	hh	110.8479	16.51	1,830.10
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	224.8000	22.41	5,037.77
				33,453.41
MATERIALES				
SOLDADURA SUPERCITO	kg	144.0000	11.50	1,656.00
THINER	gal	3.4505	23.90	83.42
PERNOS ZINC. PART AUTOPERFORANTE # 8 X 3/4" CAB. HEXAGONAL	cto	2.5200	13.07	32.94
PLANCHA LAC DE 5/16" (7.94 mm.) PARA VIGAS CANAL	m2	69.4400	55.56	3,850.08
PLANCHA LAC DE ESPEZOR 4.5 mm. PARA CARTELAS CADA 1.00 METROS DE SEPARACION	m2	2.6068	55.56	144.83
PLANCHA LAC DE ESPEZOR 4.5 mm. PARA UES INVERTIDAS	m2	45.6000	55.56	2,533.54
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	31.2944	33.00	1,034.28
PINTURA ANTICORROSIVA	gal	69.1715	30.44	2,120.61
PLANCHA DE ACERO 1/2"	m2	35.3656	22.60	806.34
ANGULO L 5"x5"x 1/2"	m	133.6000	55.87	7,464.23
WAYPE INDUSTRIAL	kg	240.7260	5.00	1,203.63
ANGULO L 5"x5"x 3/4"	m	305.2000	69.27	21,141.20
ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 3/8"	m	556.2000	29.53	16,325.45
LIJA PARA FIERRO	und	240.7260	1.00	240.73
ROLLO GRADO 37 CALIBRE 22 (0.8 MM.) - FABRICACION DE PERFIL AUTOPORTANTE	und	63.0000	104.49	6,582.57
ANGULO L 4"x4"x 1/2"	m	862.8200	45.93	39,629.32
ANGULO L 4"x4"x 3/4"	m	255.2000	49.24	12,586.05
ANGULO L 2 1/2"x2 1/2"x 1/2"	m	630.4800	32.15	20,269.93
BARRA LIZA DE 1 1/8"	m	57.8805	22.65	1,310.95
TEMPLADOR DE DE 1 1/8"	und	4.0000	15.00	60.00
				139,064.44
EQUIPOS				
ENGARGOLADORA ELECTRICA	hm	16.8000	50.00	840.00
EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO	hm	2.8000	8.40	22.40
COMPRESORA NEUMATICA 76 HP 125-175 PCM	hm	48.1452	100.00	4,814.52
GRUA HIDRAULICA AUTOP. 50 TON.	hm	27.2000	600.00	16,320.00
MOTOSOLDADORA DE 250A.	hm	256.0000	4.80	1,228.80
SUPER SPAN	hm	5.2479	900.00	4,723.11
ANDAMIO METALICO	cta	480.0000	25.00	12,000.00
				39,948.83
			Total S/.	212,466.68

5.2.2.2 PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON EL SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE.

- Del análisis echo en el Capítulo IV - 4.2.2 “Determinación del Costo Total de la Estructura con el sistema de membrana autoportante”, hemos definido un costo de

fabricación y un costo de montaje, la suma de ambos nos resulta el presupuesto total de la estructura portante de celosía;

- COSTO DE FABRICACIÓN: **S/. 180,804.51** (Ciento Ochenta Mil Ochocientos Cuatro Nuevos soles Con 51/100)
- COSTO DE MONTAJE: **S/. 33,049.77** (Treinta y Tres Mil Cuarenta Y Nueve Nuevos soles Con 77/100)
- PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA AUTOPORTANTE: **S/. 213,854.28** (Doscientos Trece Mil Ochocientos Cincuenta y Cuatro Nuevos soles Con 28/100)

5.2.2.3 CRONOGRAMA.

- Del análisis echo en el Capítulo IV - 4.1.3.1 “Programación de Obra”, hemos definido un tiempo de fabricación y un tiempo de montaje, la suma de ambos nos resulta el tiempo total que demandaría la ejecución de la estructura portante de celosía;
 - TIEMPO DE FABRICACIÓN: **36 días** (Treinta y Seis días calendario)
 - TIEMPO DE MONTAJE: **8 días** (Ocho días calendario)
 - TIEMPO TOTAL DE EJECUCION PARA LA ESTRUCTURA PORTANTE DE CELOSÍA: **44 días** (Cuarenta y Cuatro días calendario)

5.2.3. CUADROS COMPARATIVOS

5.2.3.1 COSTOS DE MANO DE OBRA, MATERIALES Y EQUIPOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.

En base a los análisis de costos realizados para los sistemas estructurales diseñados, obtenemos el siguiente cuadro comparativo en el cual se puede observar de forma más clara la diferencia de costos, tanto para la mano de obra, materiales y equipos/herramientas:

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
COSTOS TOTAL PARA MANO DE OBRA	S/. 64,811.69	COSTOS TOTAL PARA MANO DE OBRA	S/. 33,453.41
COSTOS TOTAL PARA MATERIALES	S/. 185,487.71	COSTOS TOTAL PARA MATERIALES	S/. 139,064.44
COSTOS TOTAL PARA EQUIPOS/HERRAMIENTAS	S/. 39,450.15	COSTOS TOTAL PARA EQUIPOS/HERRAMIENTAS	S/. 39,948.83

5.2.3.2 PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.

De igual forma que el caso anterior, obtenemos el siguiente cuadro comparativo en el cual se puede observar de forma más clara la diferencia de costos por partida de los diferentes elementos estructurales:

SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
VIGUETA DE CELOSÍA	S/. 21,974.15	VIGA CANAL	S/. 7,572.10
VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	S/. 64,999.80	VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA	S/. 40,436.98
CRUCETAS DE D = 3/8"	S/. 1,690.50	TENSOR DE 1 1/8"	S/. 1,589.52
TENSOR DE 1"	S/. 2,849.28	CUBIERTA AUTOPORTANTE	S/. 11,641.77
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM.	S/. 49,738.96	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL	S/. 75,574.92
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	S/. 68,758.74	COLUMNA METALICA	S/. 31,050.20
COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	S/. 31,408.24	PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	S/. 12,939.02
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	S/. 15,886.03		

SISTEMA PORTANTE DE CELOSÍA (MONTAJE)		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE (MONTAJE)	
MONTAJE DE VIGAS EN ARCO DE CELOSÍA	S/. 4,667.40	MONTAJE DE CUBIERTA AUTOPORTANTE	S/. 23,556.33
MONTAJE DE VIGUETAS DE CELOSÍA	S/. 25,408.35	MONTAJE DE VIGA CANAL	S/. 2,744.12
MONTAJE DE VIGAS HORIZONTALES PRINCIPALES DE CELOSÍA	S/. 3,728.50	MONTAJE DE VIGAS HORIZONTALES PRINCIPALES DE CELOSÍA	S/. 3,728.50
MONTAJE DE COLUMNAS	S/. 1,410.24	MONTAJE DE COLUMNAS	S/. 1,410.24
		MONTAJE DE VIGAS HORIZONTALES SECUNDARIAS DE CELOSÍA	S/. 1,610.58

De estos cuadros comparativos presentados, podemos agrupar los costos de los diferentes componentes estructurales según su función en la estructura principal, como estructuras de techo, vigas horizontales ya sea principales o secundarias, columnas y por ultimo pintura de las estructuras metálicas:

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
ESTRUCTURA DE TECHO	S/. 141,252.69	ESTRUCTURA DE TECHO	S/. 20,803.39
VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	S/. 68,758.74	VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	S/. 116,011.90
COLUMNAS	S/. 31,408.24	COLUMNAS	S/. 31,050.20
PINTURA DE ESTRUCTURAS METALICAS	S/. 15,886.03	PINTURA DE ESTRUCTURAS METALICAS	S/. 12,939.02
SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA (MONTAJE)		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE (MONTAJE)	
MONTAJE - ESTRUCTURA DE TECHO	S/. 30,075.75	MONTAJE - ESTRUCTURA DE TECHO	S/. 26,300.45
MONTAJE - VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	S/. 3,728.50	MONTAJE - VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	S/. 5,339.08
MONTAJE - COLUMNAS	S/. 1,410.24	MONTAJE - COLUMNAS	S/. 1,410.24

5.2.3.3 CRONOGRAMA DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO.

Para poder realizar el siguiente cuadro comparativo para el cronograma, tendremos en cuenta para dicha comparación, que ambas estructuras inician su ejecución en un mismo día, y se considerara que existe total disponibilidad de los materiales y elementos necesarios para su ejecución, de esa manera podremos ubicar la ejecución de ambas estructuras en un mismo escenario, y realizar una correcta comparación.

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
FABRICACION	DIAS	FABRICACION	DIAS
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	10	CUBIERTA AUTOPORTANTE	1
VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	15	VIGA CANAL	2
VIGUETA DE CELOSÍA	3	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL	10
COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	5	VIGA HORIZONTAL SECUNDARIA	5
CRUCETAS DE D = 3/8"	3	COLUMNA METALICA	5
TENSOR DE 1"	2	TENSOR DE 1 1/8"	1
PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	15	PINTURA PARA ESTRUCTURAS METALICAS	12

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
MONTAJE		MONTAJE	
VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	2	CUBIERTA AUTOPORTANTE	2
VIGA EN ARCO DE CELOSÍA	2	VIGA HORIZONTAL PRINCIPAL DE CELOSÍA	2
VIGUETA DE CELOSÍA	5	VIGA CANAL	2
COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	1	VIGA SECUNDARIA	1
COBERTURA CON CALAMINON CU-6 ALUZINC DE ESPESOR 0.9MM	13	COLUMNA METALICA DE CELOSÍA	1

A partir de estos cuadros comparativos presentados, podemos, podemos agrupar los tiempos de fabricación y montaje según los diferentes componentes estructurales y su función en la estructura principal, como estructuras de techo, vigas horizontales ya sea principales o secundarias, columnas y por ultimo pintura de las estructuras metálicas:

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
FABRICACION	DIAS	FABRICACION	DIAS
ESTRUCTURA DE TECHO	23	ESTRUCTURA DE TECHO	4
VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	10	VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	15
COLUMNAS	5	COLUMNAS	5
PINTURA DE ESTRUCTURAS METALICAS	15	PINTURA DE ESTRUCTURAS METALICAS	12

SISTEMA PORTANTE DE CELOSIA		SISTEMA DE MEMBRANA AUTOPORTANTE	
MONTAJE	DIAS	MONTAJE	DIAS
ESTRUCTURA DE TECHO	20	ESTRUCTURA DE TECHO	4
VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	2	VIGAS HORIZONTALES (PRINCIPALES Y SECUNDARIAS)	3
COLUMNAS	1	COLUMNAS	1

CAPÍTULO VI

6. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y ANEXOS.

En el presente capítulo se muestran las conclusiones y recomendaciones producto del desarrollo de la presente tesis.

6.1. CONCLUSIONES

- Se logró realizar el análisis, diseño estructural y finalmente una comparación entre el sistema portante de celosía y el sistema autoportante para el Coliseo Municipal Miguel Grau del distrito de Paucarpata – Arequipa, concluyéndose que la estructura autoportante en base a los análisis desarrollados es más óptima en el comportamiento estructural, a su vez en la parte de costos, tiempos de fabricación y montaje.
- Existe una continua evolución de los sistemas estructurales de techo, respondiendo a la necesidad de mejores diseños concluyéndose que aparecen tecnologías y equipos que permiten su desarrollo. Por otro lado cualquier programa de análisis estructural (para esta investigación software SAP 2000 v. 18) es tan solo una herramienta para agilizar los cálculos. Es responsabilidad del ingeniero dar fidelidad de los resultados obtenidos con esta herramienta, por lo tanto el criterio ingenieril nunca dejará de ser más importante.
- El diseñar una estructura apoyándose en modelos tridimensionales, permite obtener una mejor visión del comportamiento integral estructural y un mayor control de todas las partes del sistema, logrando una mejor respuesta de la estructura cuando esta inicie su funcionamiento.

- De acuerdo a los análisis y diseños en el sistema convencional, se concluye que en las estructuras curvas de celosía, la vigueta de forma triangular es la mejor opción que otro tipo de viguetas, ya que evita los efectos de torsión. Así mismo para un correcto diseño de las columnas, es importante saber analizar su comportamiento (pórtico, voladizo), de acuerdo a la dirección en la que se aplicaran las diferentes cargas a soportar.
- Para que el sistema de membrana autoportante se comporte como verdaderamente se desea, es necesario mantener la forma de la cubierta diseñada rigidizando ambos extremos. esto se logró con la ayuda de vigas secundarias (dirección transversal) para conectar ambas vigas principales (dirección longitudinal).
- Se concluye que esta investigación puede ser utilizada como una guía referencial de análisis y diseño estructural para los sistemas estructurales de techo, presentados en esta investigación.
- En base a los análisis de costos realizados, se determinó que la estructura portante de celosía es más costosa que la estructura con sistema de membrana autoportante con una diferencia de S/. 78,665.91 (Setenta y Ocho Mil Seiscientos Sesenta y Cinco Nuevos soles Con 91/100), lo que representa un 26.89% más costosa.
- En base a los cronogramas realizados, se estableció que el sistema de membrana autoportante es más rápido en ejecución que el sistema portante de celosía; con una diferencia total de 32 días calendarios, lo que representa un 42.11% más rápida.
- Para el caso de los elementos horizontales (columnas) del sistema portante de celosía se debe considerar una junta de separación mayor a 0.0277m. (1 ½ pulg.) con las estructuras adyacentes (escaleras – de acuerdo a los planos); mientras que para el sistema de membrana autoportante, se debe considerar una junta de separación mayor a 0.0126m. (1 pulg.) con las estructuras adyacentes (escaleras – de acuerdo a los planos)

- Para el diseño de los diferentes elementos estructurales, es necesario contar con una guía de los diferentes productos comercializados en el mercado local.

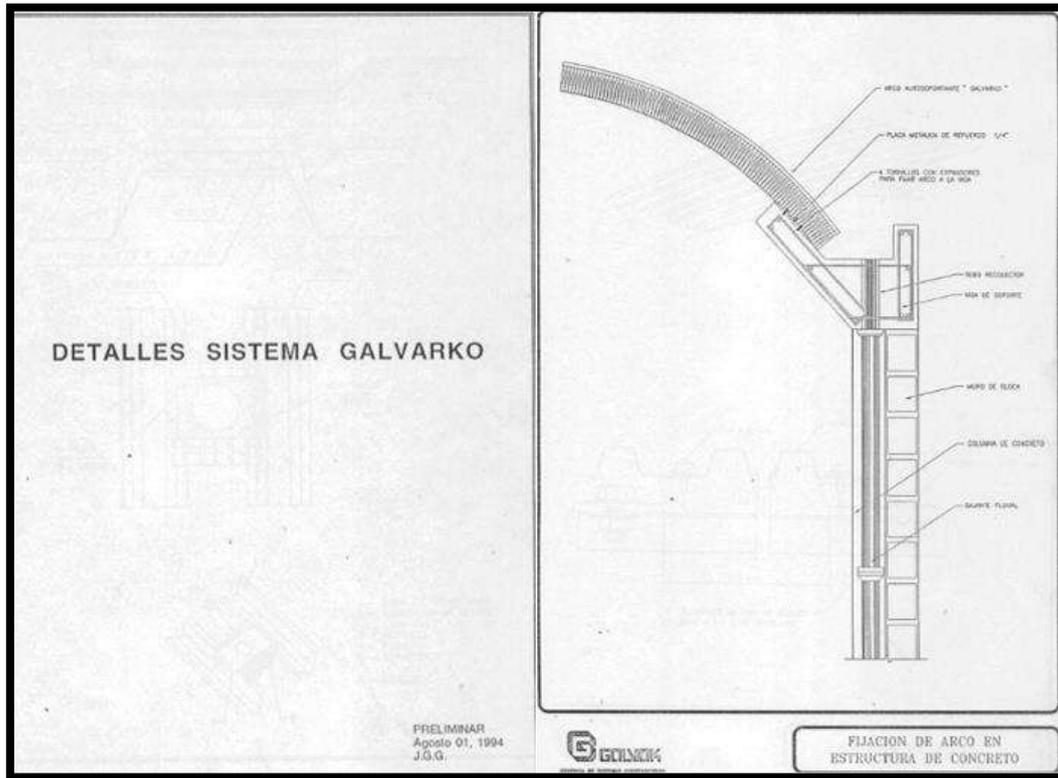
6.2. RECOMENDACIONES

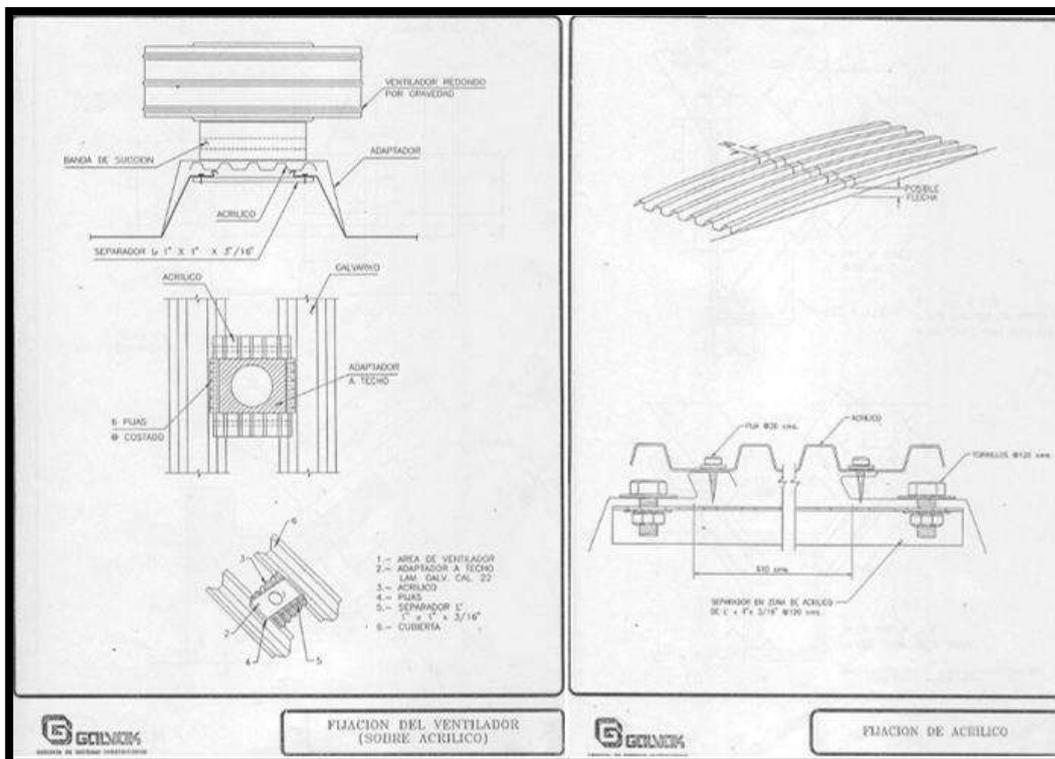
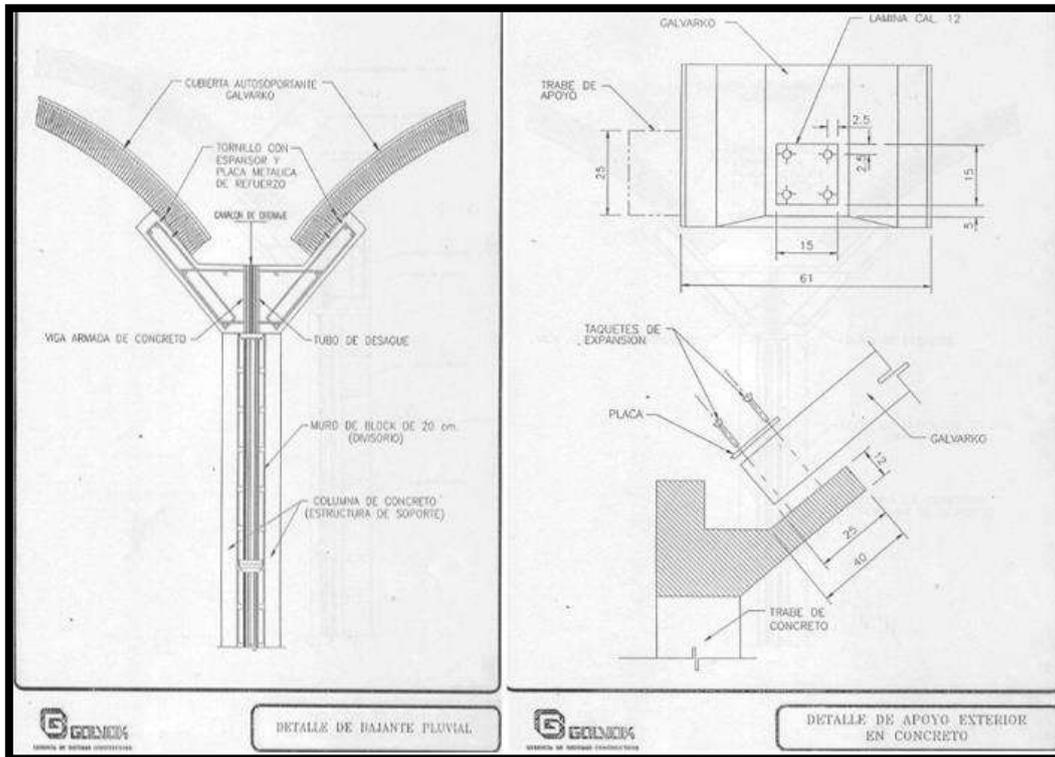
1. En el presente estudio se brinda una orientación general necesaria para lograr un proceso de diseño estructural adecuado, de los sistemas de techo analizados, sin embargo, debido a que cada edificación es diferente se debe considerar otros aspectos adicionales para su desarrollo; es decir, el diseñador debe buscar siempre la innovación y la creatividad en su diseño, planteando sus propios criterios.
2. Implementación de manuales nacionales de estructuración, procesos constructivos y de controles necesarios para el sistema autoportante, de esta forma se lograra un mejor conocimiento y difusión de este sistema en nuestra región.
3. Se recomienda para un próximo trabajo considerar los demás estados límite de servicio como son vibración, temperatura, etc.
4. Es necesario considerar que para ambos sistemas estructurales analizados (convencional y autoportante), se tengan en cuenta los tiempos de fabricación y de pedido para la adquisición de los diferentes elementos, materiales y equipos; de esta manera evitaremos retrasos en los tiempos de ejecución de obra, que como se demostró pueden ser muy importantes.
5. Se recomienda que para una correcta instalación de las estructuras autoportantes, se tengan en cuenta las consideraciones dadas por el fabricante y la empresa especialista.
6. Se recomienda la utilización del sistema autoportante para estructuras de cualquier tipo (hangares, centros comerciales, almacenes, coliseos, etc.), cuya forma sea cuadrada o rectangular sin presentar variaciones y que no superen los 35 metros de luz libre. Sin

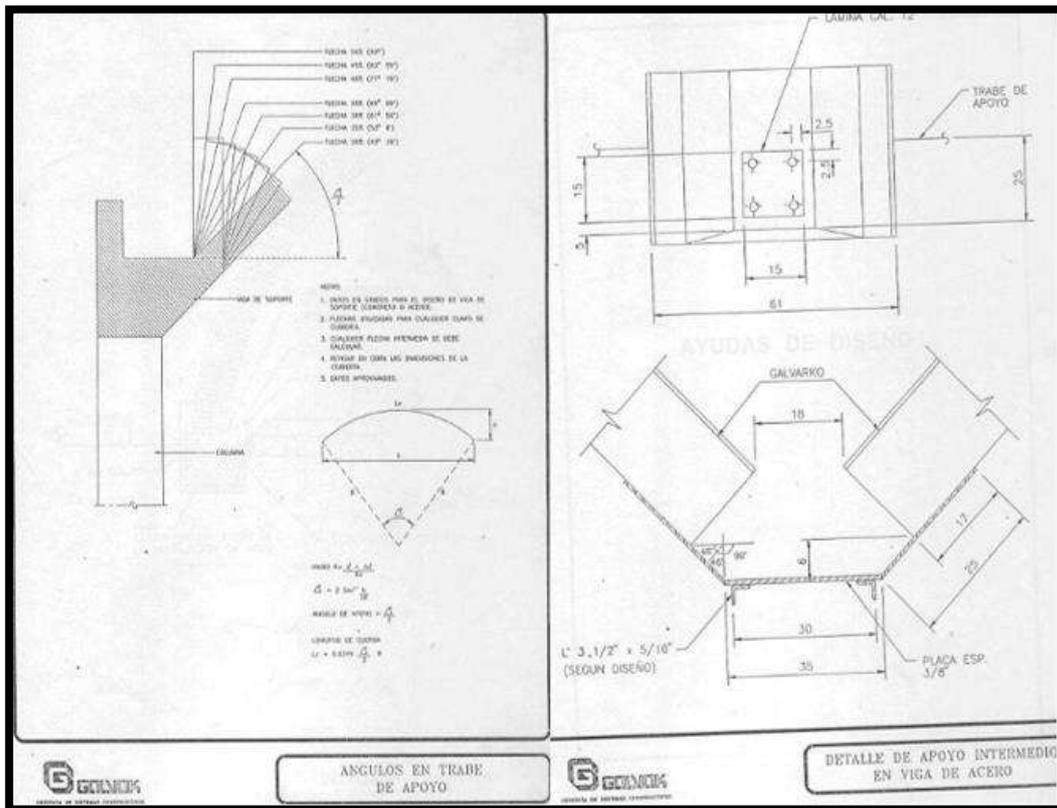
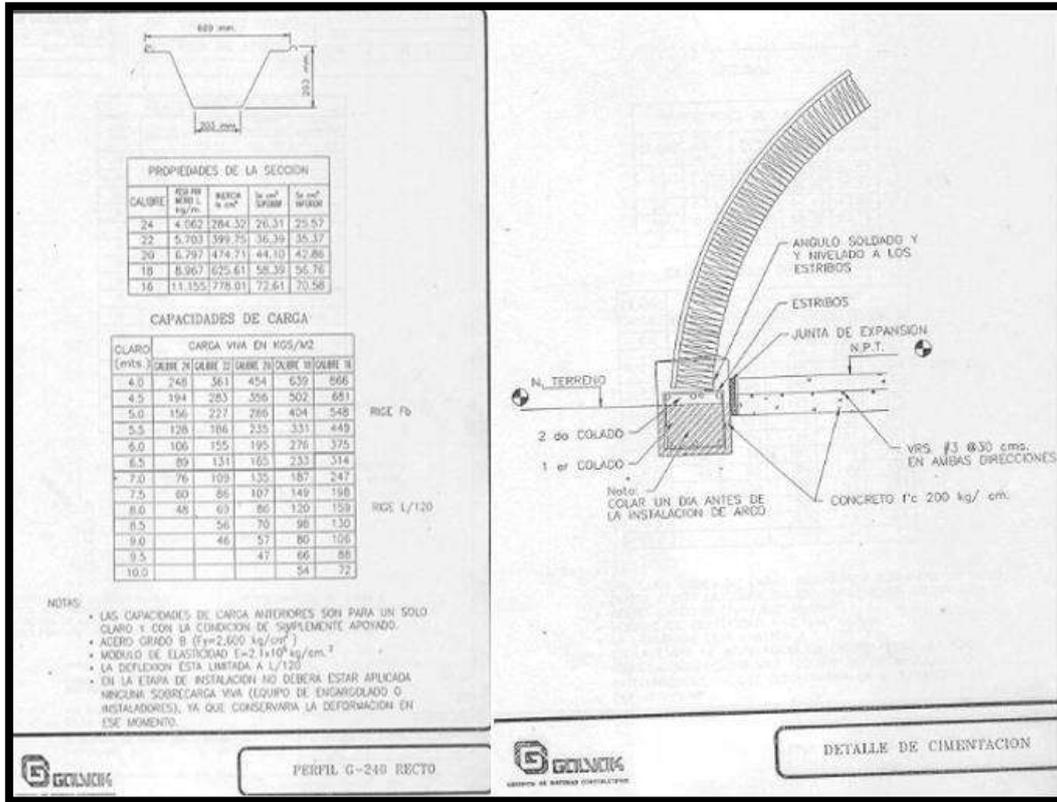
embargo para estructuras cuya forma sea circular y/o irregular, o con luces mayores a los 35 metros, es recomendable la utilización del sistema portante de celosía.

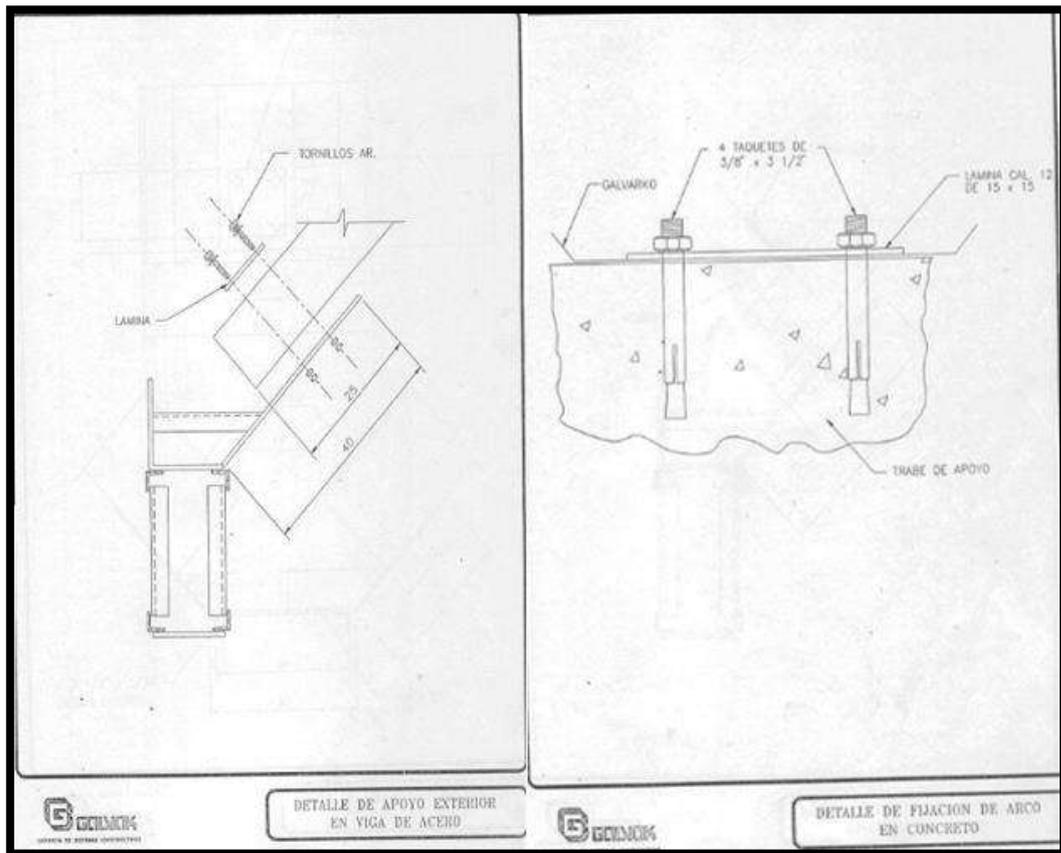
6.3. ANEXOS.

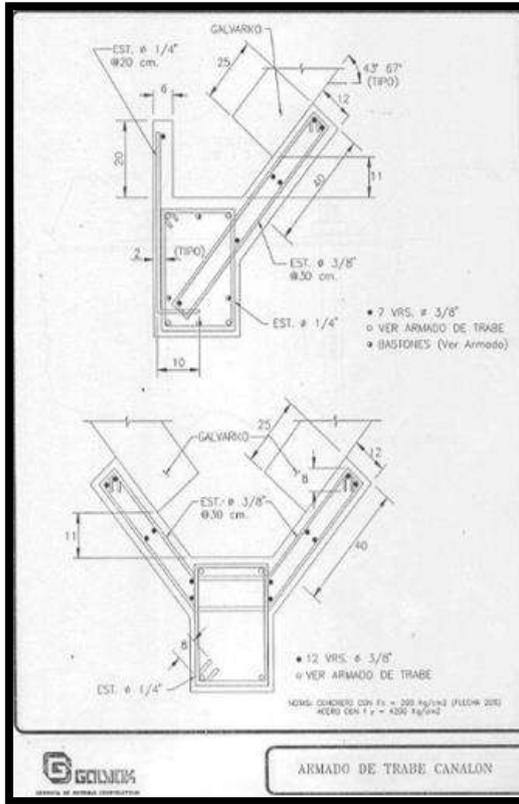
1. Guía de instalación Metalarco











RADIOS DE CURVATURA PARA SISTEMAS AUTOPORTANTES (MTS)

CLARO	FLECHA (% RESPECTO A CLARO DE ARCO) MTS.						
	20	25	30	35	40	45	50
14	10.15	8.75	7.93	7.45	7.18	7.04	7.00
15	10.88	9.38	8.50	7.98	7.69	7.54	7.50
16	11.60	10.00	9.07	8.51	8.20	8.04	8.00
17	12.33	10.63	9.63	9.05	8.71	8.55	8.50
18	13.05	11.25	10.20	9.58	9.23	9.06	9.00
19	13.78	11.88	10.77	10.11	9.74	9.56	9.50
20	14.50	12.50	11.33	10.64	10.25	10.06	10.00
21	15.23	13.13	11.90	11.18	10.78	10.56	10.50
22	15.95	13.75	12.47	11.71	11.29	11.06	11.00
23	16.68	14.38	13.03	12.24	11.79	11.56	11.50
24	17.40	15.00	13.60	12.77	12.30	12.07	12.00
25	18.13	15.63	14.17	13.30	12.81	12.57	12.50
26	18.85	16.25	14.73	13.84	13.33	13.07	13.00
27	19.58	16.88	15.30	14.37	13.84	13.58	13.50
28	20.30	17.50	15.87	14.90	14.35	14.08	14.00
29	21.03	18.13	16.43	15.43	14.86	14.58	14.50
30	21.75	18.75	17.00	15.96	15.38	15.08	15.00
31	22.48	19.38	17.57	16.50	15.89	15.59	15.50
32	23.20	20.00	18.13	17.03	16.40	16.09	16.00
33	23.93	20.63	18.70	17.56	16.91	16.59	16.50
34	24.65	21.25	19.27	18.09	17.43	17.09	17.00
35	25.38	21.88	19.83	18.63	17.94	17.60	17.50
36	26.10	22.50	20.40	19.16	18.45	18.10	18.00

CONDENSADO DE CALIBRES SISTEMA GALVARCO
 (ACERO GRABO B Py = 27 REI)

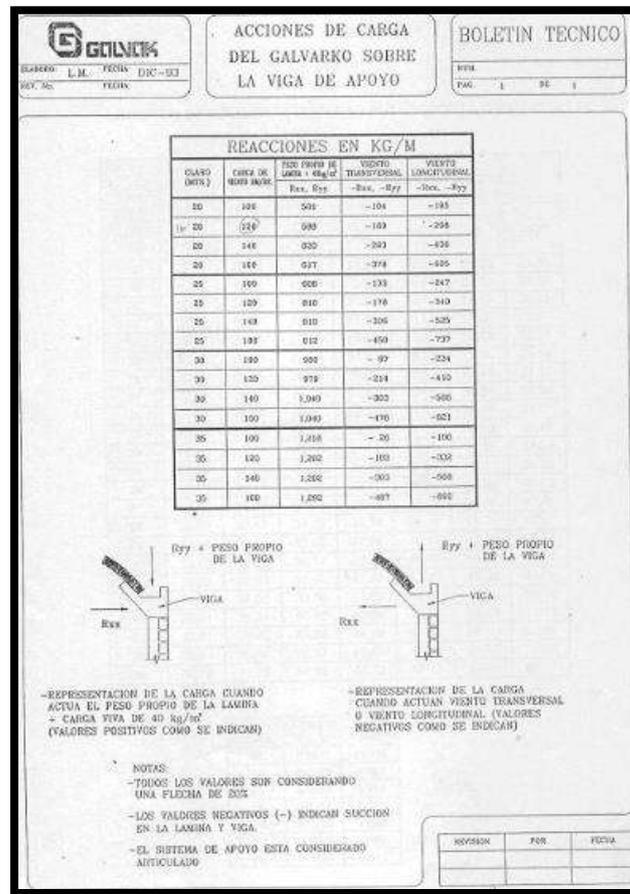
FLECHA VELOCIDAD VIENTO (MPH)	20 %			35 %			50 %			FLECHA VELOCIDAD VIENTO (MPH)
	80	90	100	80	90	100	80	90	100	
14	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
15	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
16	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
17	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
18	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
19	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
20	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
21	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
22	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
23	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
24	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
25	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
26	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
27	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
28	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
29	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
30	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
31	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
32	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
33	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
34	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
35	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18
36	24	24	24	23	23	23	22	22	22	18

CALIBRE (PULG.) 16 18 20 22 24 26 28 30
 ESPESOR (PULG.) 0.0613 0.0674 0.0734 0.0794 0.0854 0.0914 0.0974 0.1034
 PESO (KG/METRO) 1.1130 1.1970 1.2810 1.3650 1.4490 1.5330 1.6170 1.7010

LONGITUD DE ARCO PARA SISTEMAS AUTOPORTANTES (MTS)

CLARO	FLECHA (% RESPECTO A CLARO DE ARCO) MTS.						
	20	25	30	35	40	45	50
14	15.45	16.23	17.15	18.20	19.36	20.63	21.98
15	16.56	17.38	18.37	19.50	20.74	22.10	23.56
16	17.65	18.54	19.60	20.80	22.13	23.58	25.13
17	18.76	19.70	20.82	22.10	23.51	25.05	26.70
18	19.86	20.86	22.05	23.40	24.89	26.52	28.27
19	20.96	22.02	23.27	24.69	26.28	28.00	29.84
20	22.07	23.18	24.49	26.00	27.05	29.47	31.41
21	23.17	24.34	25.72	27.29	29.04	30.94	32.98
22	24.27	25.50	26.94	28.59	30.43	32.42	34.55
23	25.38	26.65	28.17	29.89	31.81	33.89	36.12
24	26.48	27.81	29.39	31.19	33.19	35.36	37.69
25	27.58	28.97	30.62	32.49	34.57	36.84	39.26
26	28.69	30.13	31.84	33.79	35.96	38.31	40.83
27	29.79	31.29	33.07	35.09	37.34	39.78	42.40
28	30.89	32.45	34.29	36.30	38.72	41.26	43.97
29	31.99	33.61	35.52	37.69	40.11	42.73	45.54
30	33.10	34.77	36.74	38.99	41.49	44.20	47.12
31	34.20	35.93	37.97	40.29	42.87	45.68	48.69
32	35.30	37.08	39.19	41.59	44.25	47.15	50.26
33	36.41	38.24	40.42	42.89	45.64	48.63	51.83
34	37.51	39.40	41.64	44.19	47.02	50.10	53.40
35	38.61	40.56	42.87	45.49	48.40	51.57	54.97
36	39.72	41.72	44.09	46.79	49.79	53.05	56.54

CALIBRE	ESPESOR	KG./M. D.F.T.
16	0.0613	1.1135
18	0.0674	1.1967
20	0.0734	1.2797
22	0.0794	1.3627
24	0.0854	1.4457
26	0.0914	1.5287



2. Ensayos mecánicos en plancha de acero – laboratorio de la Universidad Nacional de Ingenierías

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Mecánica
Laboratorio de Mecánica N° 4

INFORME TÉCNICO
LMA-1029-2015

ENSAYOS MECÁNICOS EN PLANCHA DE ACERO

SOLICITANTE : **KINGMAX PERU S. A. C.**
REFERENCIA : Orden de Laboratorio N° 101963
FECHA : Lima, 08 de Julio de 2015

1. ANTECEDENTES
Se recibió una (01) plancha de acero, con la finalidad de realizarle los siguientes ensayos:
• Tracción
• Medición de espesor de plancha
• Medición de espesor de recubrimiento de pintura y galvanizado
• Medición de espesor de recubrimiento de galvanizado

2. DE LA MUESTRA
Se identificó según el cliente, como:
Una (01) plancha de acero de 0.8 mm de espesor

3. EQUIPOS UTILIZADOS
• Máquina Universal de Ensayos mecánicos, marca AMSLER, capacidad 5 Ton.
• Vahner digital, marca MITUTOYO, aproximación 0.01 mm.
• Micrometro digital, marca MITUTOYO, aproximación 0.001 mm.
• Medidor de espesores de recubrimiento, marca FISCHER, aproximación 1 µm.

4. CONDICIONES DE ENSAYO
Medio Ambiente
T: 20°C
H.R.: 95 %

5. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO
Norma ASTM A 370
Norma ASTM A 131

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Mecánica
Laboratorio de Mecánica N° 4

LMA-1029-2015

6. RESULTADOS

6.1 Ensayo de Tracción

MUESTRA	ESPESOR (mm)	ANCHO (mm)	LONGITUD INICIAL (mm)	LONGITUD FINAL (mm)	FUERZA DE FLUENCIA (Kg o N)	FUERZA MÁXIMA (Kg o N)	ESFUERZO DE FLUENCIA (Kg/cm ² o MPa)	ESFUERZO MÁXIMO DE ROTURA (Kg/cm ² o MPa)	ELONGACION (%)
1	0.83	12.50	80.8	66.8	368	436	35.5 (245)	42.00 (281.9)	29.5

6.2 Medición de espesor de la plancha

MUESTRA	ZONA	ESPESOR DE LA PLANCHA (mm)				PROMEDIO (mm)
		1	2	3	4	
1	Con pintura y galvanizado	0.832	0.830	0.818	0.828	0.83
	Sin pintura	0.793	0.790	0.795	0.791	0.79

6.3 Medición de espesor de recubrimiento de pintura y galvanizado

MUESTRA	ZONA	ESPESOR DE RECUBRIMIENTO (µm)				PROMEDIO (µm)
		1	2	3	4	
1	Lado exterior azul	35.1	35.8	35.9	36.1	35.9
	Lado interior blanco	35.9	35.2	35.3	34.7	34.5

6.4 Medición de espesor de recubrimiento de galvanizado

MUESTRA	ZONA	ESPESOR DE RECUBRIMIENTO (µm)				PROMEDIO (µm)
		1	2	3	4	
1	Lado exterior azul	14.2	14.6	14.4	14.7	14.5
	Lado interior blanco	12.3	12.8	14.3	14.7	13.5

* Código de autenticación | OXYJUT MYXUJ TBAI UEU

ING. SEBASTIAN LAZO OCHOA
CIP. 74238
Cabe del Laboratorio de Mecánica

3. Manual de instalación y mantenimiento de calaminon

CONSIDERACIONES GENERALES

La instalación y mantenimiento se deberá realizar por personal calificado, correspondiendo ésta tarea en gran medida a la experiencia del personal de montaje y a la adecuada supervisión de la misma.

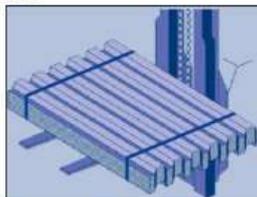
El presente manual plantea alcances generales e importantes a tomar en cuenta para el adecuado montaje de las planchas Calaminon.

La responsabilidad de la Empresa se limita al suministro de las planchas, su instalación se debe realizar conforme a los procedimientos previstos para este tipo de material.

La empresa no se responsabiliza por los daños o problemas ocasionados por el NO cumplimiento de las indicaciones vertidas en el presente manual.

TRANSPORTE Y MANIPULACION

Se han de tomar los cuidados necesarios para evitar daños en los bordes o la superficie de las planchas, para lo cual se indica que:



Se recomienda el embalaje de planchas con plástico y/o cartón para proteger el material durante el transporte y almacenamiento.

Las planchas deberán ser transportadas en largos no mayores a 12m debido a la dificultad en su manipulación, se recomienda largos máximos de 8 a 10 metros.

Las planchas deberán ser transportadas sobre plataformas o travesaños de madera recubiertos con poliestireno con el fin de minimizar los riesgos de daños. Se debe cuidar que flejes, precintos, maderas, clavos salientes, o bordes no produzcan abrasiones sobre las chapas, en ningún caso se debe arrastrar una chapa sobre la otra, ni sobre el piso. Asimismo se debe evitar la flexión o torsión de las chapas, para lo cual se deberán mover en conjunto con el fin de lograr una mayor rigidez.

De ser posible es recomendable planificar la recepción en obra coincidente con el montaje.

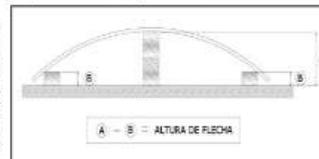
ALMACENAMIENTO

Si no se usan de forma inmediata se deben almacenar en un lugar seco y limpio, bajo techo y no a la intemperie. La humedad de condensación que queda entre las chapas apiladas no consigue evaporarse y al igual que en otros tipos de chapas metálicas pueden producir un ataque superficial que modifica su aspecto estético en sólo 24 horas, por tal motivo se debe dejar espacio entre la cubierta y las planchas para permitir la circulación del aire.



En el caso de estibarse horizontalmente se debe respetar una pendiente mínima de 5% y tendrán que ser separadas del piso con tacos de madera de 150 mm. en la zona de menor altura (tener en cuenta los posibles niveles de inundación). Estos tacos de madera deberán ser protegidos con una capa de EPS (tecnopor) antes del apilamiento de las planchas de ALUZINC para evitar que los tacos, debido al peso de las planchas apiladas, dejen marcas en la plancha inferior, en contacto con los tacos. Además estos tacos no deberán tener ninguna punta saliente que pueda dañar las planchas.

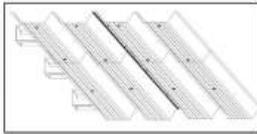
Para el caso del Calaminon Curvo, estos se deben apilar con un soporte de tacos en la parte central y un taco en cada extremo; los tacos de los extremos deberán ser del mismo tamaño. La diferencia de alturas entre los tacos centrales y los tacos de los extremos debe ser la flecha proporcionada para la producción de la plancha; evitando de esta manera que las planchas pierdan su forma original por su propio peso, además se debe estibar las chapas en pilas de poca altura.



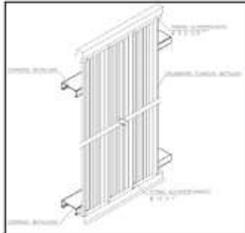
Asimismo se recomienda la inspección del lugar de almacenamiento con regularidad para asegurarse que el agua no esté en contacto con las planchas. Si el agua tuviera contacto con las planchas, antes de 24 horas habría que rehacer la ruma de planchas, secándolas totalmente una por una.

INSTALACION

VERIFICAR EL ESPACIAMIENTO entre viguetas (techo) y/o correas (muro) así como la linealidad de las mismas asegurando de esta manera que las planchas se encuentren con la luz libre entre apoyos que indican los planos de montaje.



No se deberá apoyar las planchas sobre estructuras que presenten puntos o bordes agudos que puedan impedir el deslizamiento entre plancha y la estructura, ya que conllevará a perforarla.



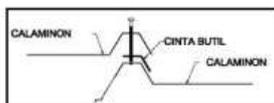
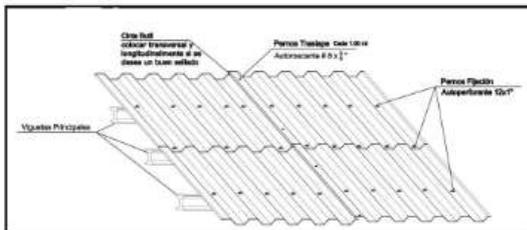
Para el manejo de las planchas e izaje de las mismas, se deberá tener un **CUIDADO ESPECIAL**, ya que podrían provocar daños en las planchas. Estas deberán transportarse durante la habilitación de las mismas, con el número de personas adecuado, observando que no se produzcan esfuerzos ni deflexiones excesivas. Se debe tener presente que en condiciones de **FUERTES VIENTOS** esta recomendación es **MUY IMPORTANTE**.

Para el izaje de las planchas, se deberá proteger los extremos de las mismas.

Se deberá realizar el izaje con tres líneas de control, dos superiores que controlarán la subida y una línea inferior que evitará que la plancha se golpee con la estructura de la nave. Esta recomendación es también muy importante para el caso de fuertes vientos.

Las planchas se colocaran desde la parte más baja de la pendiente en dirección hacia la parte más alta, siempre considerando el traslape que se deja entre uniones de plancha, recomendamos un traslape entre 20 a 50 cm (esto depende de varios factores, entre ellos las condiciones ambientales del lugar donde serán instaladas, el porcentaje de pendiente proyectado, etc.)

No olvidar retirar el filme de protección de las planchas antes del montaje de las mismas.



Es **MUY IMPORTANTE** el uso de **ATORNILLADORA** para fijar los pernos en las planchas. El uso de taladro implica no poder controlar el torque ni el momento de "pare" al instalar el perno. Esto provoca que el perno pueda estar sobre-ajustado (daño inevitable de la arandela de neopreno y puntos de filtración de agua) o no ajustado correctamente (puntos de filtración).

Se recomienda como medida de protección adicional contra la corrosión, el uso de pintura epóxica a las zonas en las cuales se haya realizado algún corte a la plancha.

RECOMENDACIONES Y MANTENIMIENTO

El **ALUZINC** tiene menos resistencia en medios alcalinos y no debería usarse en estos casos. No puede usarse el Aluzinc en medios con un PH superior a 8; por ejemplo no se puede utilizar el producto en instalaciones de crianza de animales por su ambiente cargado de amonio.

ESTRUCTURAS DE APOYO

Las estructuras que se pueden utilizar son las metálicas, de concreto o de madera; si se utiliza estructuras de madera asegúrese que estas estén secas y cepilladas. Si se utiliza estructura metálica verifique que la cara de contacto con la plancha este correctamente pintada y si se utilizara estructuras de concreto deberá considerarse el respectivo aislamiento evitando de esta manera el contacto directo con la plancha y a su vez un posible deterioro de la misma.

Verifique que la separación entre vigas, viguetas no supere el máximo admisible y que estas se encuentren alineadas. La luz máxima entre apoyos no debe ser mayor a la que indique la tabla de cada modelo de plancha de Aluzinc.

El ancho de la superficie de apoyo (viga o vigueta) debe ser 5 cm como mín. Liso y paralelo a la plancha para evitar el apoyo de arista.

El voladizo mín. Debe ser de 15 cm., el máximo de 60 cm a 1.2 m dependiendo del espesor de la plancha. Los traslapes deben tener un mínimo de 20 cm. De unión de plancha con plancha.

FIJACION

Los elementos de fijación a usar con las planchas CALAMINON en exteriores han de tener una resistencia a la corrosión al menos equivalente a la vida útil estimada de las planchas. En caso contrario, estos deberán ser aislados de la intemperie con silicona o capuchones de plástico. Para la fijación a la estructura utilizar **PERNOS AUTOPERFORANTES N° 12 CON ARANDELAS DE NEOPRENE** colocados en los valles del perfil; coincidiendo con la ubicación de viga o viguetas. Si la estructura esta hecha de fierro corrugado se utilizaran los **PERNOS TIPO "J"** anclados a la parte alta del valle de la plancha.

En los traslapes de se utilizara **PERNOS AUTOROSCANTES N° 8 CON ARANDELAS DE NEOPRENE** cada 0.75m.

En todos los casos los arandelas deberán ser de neopreno, cubiertas con una arandela metálica que evite su degradación por exposición a los rayos ultravioletas. Una segunda opción es colocar arandelas de EPDM, también cubiertas.

Recomendamos evitar el contacto con **ACIDOS ACETICOS O AMINAS, COBRE, PLOMO, y sus aleaciones; SALES Y HORMIGON HUMEDO.** El contacto directo con tuberías de cobre o cubrejuntas de plomo situados en tejados plantearía problemas así como también lo haría la caída de agua de tuberías de cobre.

Es recomendable lavar los techos con abundante agua 02 veces al año.

Antes de las épocas de lluvia, hacer una limpieza exhaustiva de techo para evitar que la suciedad obstaculice las canaletas y demás medios de drenaje.

Es esencial efectuar una periódica inspección y mantenimiento respectivo a las estructuras para evitar que la corrosión de esta ataque a las planchas.

En caso de que aparezcan indicios de oxidación en las planchas de Aluzinc de Calaminon se debiera lijar con lija de agua, seguidamente limpiar toda la escoria o residuo; luego aplicar zincromato epoxico de 6 mils de espesor y finalmente realizar el acabado con pintura epoxica de poliuretano de 2 mils de espesor del mismo color que la plancha de aluzinc..

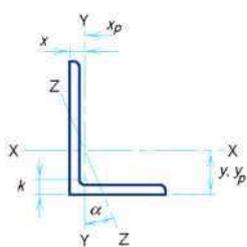
Calaminon, plantea seguir cada una de las recomendaciones previamente señaladas, esto asegurará que la apariencia, el color y las características propias del material perduren y le logre una adecuada utilización, instalación y mantenimiento de las planchas de Calaminon.

Cualquier duda en particular, sirvase comunicarse con el Área de Ingeniería de Estructuras Industriales EGA S.A.

ÁREA DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAS INDUSTRIALES EGA
Av. San Juan de Lurigancho N° 1245

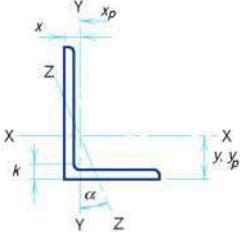
4. Proforma de costos consultados en la empresa Aceros Arequipa

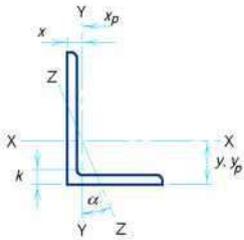
6. Propiedades geométricas de ángulos según AISC 2005

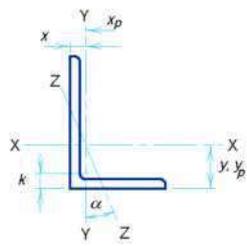


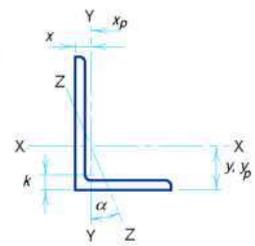
ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

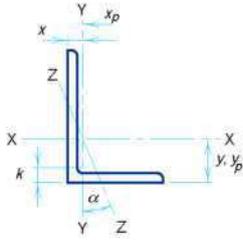
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.
L8x8x1 1/8	1 3/4	56.9	16.7	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05
1	1 5/8	51.0	15.0	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938
7/8	1 1/2	45.0	13.2	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827
3/4	1 3/8	38.9	11.4	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715
5/8	1 1/4	32.7	9.61	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601
9/16	1 1/16	29.6	8.68	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543
1/2	1 1/8	26.4	7.75	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484
L8x6x1	1 1/2	44.2	13.0	80.8	15.1	2.49	2.65	27.3	1.50
7/8	1 3/8	39.1	11.5	72.3	13.4	2.51	2.61	24.2	1.44
3/4	1 1/4	33.8	9.94	63.4	11.7	2.53	2.56	21.1	1.38
5/8	1 1/8	28.5	8.36	54.1	9.87	2.54	2.52	17.9	1.31
9/16	1 1/16	25.7	7.56	49.3	8.95	2.55	2.50	16.2	1.28
1/2	1	23.0	6.75	44.3	8.02	2.56	2.47	14.5	1.25
7/16	15/16	20.2	5.93	39.2	7.07	2.57	2.45	12.8	1.22
L8x4x1	1 1/2	37.4	11.0	69.6	14.1	2.52	3.05	24.3	2.50
7/8	1 3/8	33.1	9.73	62.5	12.5	2.53	3.00	21.6	2.44
3/4	1 1/4	28.7	8.44	54.9	10.9	2.55	2.95	18.9	2.38
5/8	1 1/8	24.2	7.11	46.9	9.21	2.57	2.91	16.0	2.31
9/16	1 1/16	21.9	6.43	42.8	8.35	2.58	2.88	14.5	2.28
1/2	1	19.6	5.75	38.5	7.49	2.59	2.86	13.0	2.25
7/16	15/16	17.2	5.06	34.1	6.60	2.60	2.83	11.5	2.22
L7x4x3/4	1 1/4	26.2	7.69	37.8	8.42	2.22	2.51	14.8	1.88
5/8	1 1/8	22.1	6.48	32.4	7.14	2.24	2.46	12.6	1.81
1/2	1	17.9	5.25	26.7	5.81	2.25	2.42	10.3	1.75
7/16	15/16	15.7	4.62	23.7	5.13	2.26	2.39	9.09	1.72
3/8	7/8	13.6	3.98	20.6	4.44	2.27	2.37	7.87	1.69

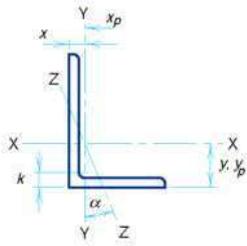
<p style="text-align: center;">ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> 								
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x_p</i>	<i>r</i>	Tan α
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.	
L8x8x1 ¹ / ₈	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05	1.56	1.000
1	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938	1.56	1.000
7 / ₈	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827	1.57	1.000
3 / ₄	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715	1.58	1.000
5 / ₈	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601	1.58	1.000
9 / ₁₆	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543	1.59	1.000
1 / ₂	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484	1.59	1.000
L8x6x1	38.8	8.92	1.73	1.65	16.2	0.813	1.28	0.543
7 / ₈	34.9	7.94	1.74	1.61	14.4	0.718	1.28	0.547
3 / ₄	30.7	6.92	1.76	1.56	12.5	0.621	1.29	0.551
5 / ₈	26.3	5.88	1.77	1.52	10.5	0.522	1.29	0.554
9 / ₁₆	24.0	5.34	1.78	1.50	9.52	0.472	1.30	0.556
1 / ₂	21.7	4.79	1.79	1.47	8.51	0.422	1.30	0.558
7 / ₁₆	19.3	4.23	1.80	1.45	7.50	0.371	1.31	0.560
L8x4x1	11.6	3.94	1.03	1.05	7.72	0.688	0.846	0.247
7 / ₈	10.5	3.51	1.04	0.999	6.77	0.608	0.848	0.253
3 / ₄	9.36	3.07	1.05	0.953	5.81	0.527	0.852	0.258
5 / ₈	8.10	2.62	1.07	0.905	4.86	0.444	0.857	0.262
9 / ₁₆	7.43	2.38	1.07	0.882	4.38	0.402	0.861	0.265
1 / ₂	6.74	2.15	1.08	0.859	3.90	0.359	0.865	0.267
7 / ₁₆	6.02	1.90	1.09	0.835	3.42	0.316	0.869	0.269
L7x4x3 ³ / ₄	9.05	3.03	1.09	1.01	5.65	0.549	0.860	0.324
5 / ₈	7.84	2.58	1.10	0.963	4.74	0.463	0.865	0.329
1 / ₂	6.53	2.12	1.11	0.917	3.83	0.375	0.872	0.335
7 / ₁₆	5.83	1.88	1.12	0.893	3.37	0.330	0.875	0.337
3 / ₈	5.10	1.63	1.13	0.870	2.90	0.285	0.880	0.340

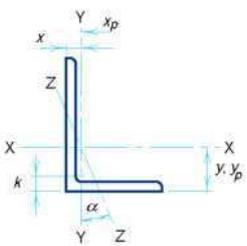
									
ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.
L6x6x1	1½	37.4	11.0	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917
7/8	1¾	33.1	9.73	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811
¾	1¼	28.7	8.44	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703
5/8	1⅛	24.2	7.11	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592
9/16	1⅙	21.9	6.43	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536
½	1	19.6	5.75	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479
7/16	15/16	17.2	5.06	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422
3/8	7/8	14.9	4.36	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363
5/16	13/16	12.4	3.65	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304
L6x4x7/8	13/8	27.2	7.98	27.7	7.15	1.86	2.12	12.7	1.44
¾	1¼	23.6	6.94	24.5	6.25	1.88	2.08	11.2	1.38
5/8	1⅛	20.0	5.86	21.1	5.31	1.90	2.03	9.51	1.31
9/16	1⅙	18.1	5.31	19.3	4.83	1.90	2.01	8.66	1.28
½	1	16.2	4.75	17.4	4.33	1.91	1.99	7.78	1.25
7/16	15/16	14.3	4.18	15.5	3.83	1.92	1.96	6.88	1.22
3/8	7/8	12.3	3.61	13.5	3.32	1.93	1.94	5.97	1.19
5/16	13/16	10.3	3.03	11.4	2.79	1.94	1.92	5.03	1.16
L6x3½x1/2	1	15.3	4.50	16.6	4.24	1.92	2.08	7.50	1.50
3/8	7/8	11.7	3.42	12.9	3.24	1.94	2.04	5.76	1.44
5/16	13/16	9.80	2.87	10.9	2.73	1.95	2.01	4.85	1.41
L5x5x7/8	13/8	27.2	7.98	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798
¾	1¼	23.6	6.94	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694
5/8	1⅛	20.0	5.86	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586
½	1	16.2	4.75	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475
7/16	15/16	14.3	4.18	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418
3/8	7/8	12.3	3.61	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361
5/16	13/16	10.3	3.03	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303

<p style="text-align: center;">ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> 									
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z		
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x_p</i>	<i>r</i>	Tan α	
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.		
L6x6x1	7/8	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917	1.17	1.000
	3/4	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811	1.17	1.000
	5/8	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703	1.17	1.000
	9/16	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592	1.18	1.000
	1/2	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536	1.18	1.000
	7/16	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479	1.18	1.000
	3/8	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422	1.19	1.000
	5/16	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363	1.19	1.000
	5/16	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304	1.20	1.000
L6x4x7/8	7/8	9.75	3.39	1.11	1.12	6.31	0.665	0.857	0.421
	3/4	8.68	2.97	1.12	1.08	5.47	0.578	0.860	0.428
	5/8	7.52	2.54	1.13	1.03	4.62	0.488	0.864	0.435
	9/16	6.91	2.31	1.14	1.01	4.19	0.442	0.866	0.438
	1/2	6.27	2.08	1.15	0.987	3.75	0.396	0.870	0.440
	7/16	5.60	1.85	1.16	0.964	3.30	0.349	0.873	0.443
	3/8	4.90	1.60	1.17	0.941	2.85	0.301	0.877	0.446
	5/16	4.18	1.35	1.17	0.918	2.40	0.252	0.882	0.448
	L6x3 1/2x 1/2	1/2	4.25	1.59	0.972	0.833	2.91	0.375	0.759
3/8		3.34	1.23	0.988	0.787	2.20	0.285	0.767	0.350
5/16		2.85	1.04	0.996	0.763	1.85	0.239	0.772	0.352
L5x5x7/8	7/8	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798	0.973	1.000
	3/4	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694	0.975	1.000
	5/8	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586	0.978	1.000
	1/2	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475	0.983	1.000
	7/16	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418	0.986	1.000
	3/8	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361	0.990	1.000
	5/16	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303	0.994	1.000

<p style="text-align: center;">ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> 								
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x_p</i>	<i>r</i>	Tan α
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.	
L5x3 ¹ / ₂ x ³ / ₄	5.55	2.22	0.977	0.996	4.10	0.581	0.748	0.464
5/8	4.83	1.90	0.991	0.951	3.47	0.492	0.751	0.472
1/2	4.05	1.56	1.01	0.906	2.83	0.400	0.755	0.479
3/8	3.18	1.21	1.02	0.861	2.16	0.305	0.762	0.486
5/16	2.72	1.02	1.03	0.838	1.82	0.256	0.766	0.489
1/4	2.23	0.830	1.04	0.814	1.47	0.206	0.770	0.492
L5x3x ¹ / ₂	2.58	1.15	0.829	0.750	2.11	0.375	0.648	0.357
7/16	2.32	1.02	0.837	0.727	1.86	0.331	0.651	0.361
3/8	2.04	0.888	0.845	0.704	1.60	0.286	0.654	0.364
5/16	1.75	0.753	0.853	0.681	1.35	0.240	0.658	0.368
1/4	1.44	0.614	0.861	0.657	1.09	0.194	0.663	0.371
L4x4x ³ / ₄	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680	0.778	1.000
5/8	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576	0.779	1.000
1/2	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469	0.782	1.000
7/16	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414	0.785	1.000
3/8	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357	0.788	1.000
5/16	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300	0.791	1.000
1/4	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242	0.795	1.000
L4x3 ¹ / ₂ x ¹ / ₂	3.79	1.52	1.04	1.00	2.73	0.438	0.722	0.750
3/8	2.95	1.16	1.06	0.955	2.11	0.334	0.727	0.755
5/16	2.55	0.994	1.07	0.932	1.78	0.281	0.730	0.757
1/4	2.09	0.808	1.07	0.909	1.44	0.227	0.734	0.759

<div style="text-align: center;">  <p>ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> </div>									
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in.	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.
L4x3x5/8	1 1/16	13.6	3.98	6.03	2.30	1.23	1.37	4.12	0.813
	1/2	11.1	3.25	5.05	1.89	1.25	1.33	3.41	0.750
	7/16	9.80	2.87	4.52	1.68	1.25	1.30	3.03	0.719
	3/8	8.50	2.48	3.96	1.46	1.26	1.28	2.64	0.688
	5/16	7.20	2.09	3.38	1.23	1.27	1.26	2.23	0.656
	1/4	5.80	1.69	2.77	1.00	1.28	1.24	1.82	0.625
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	7/8	11.1	3.25	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464
	13/16	9.80	2.87	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410
	3/4	8.50	2.48	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355
	5/16	7.20	2.09	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299
	1/4	5.80	1.69	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241
L3 1/2 x 3 x 1/2	15/16	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.13	2.63	0.500
	3/8	7.90	2.30	2.72	1.13	1.09	1.08	2.04	0.438
	5/16	6.60	1.93	2.33	0.954	1.10	1.06	1.73	0.406
	1/4	5.40	1.56	1.91	0.776	1.11	1.04	1.41	0.375
L3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	15/16	9.40	2.75	3.24	1.41	1.09	1.20	2.53	0.750
	3/8	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.16	1.97	0.688
	1/4	4.90	1.44	1.80	0.755	1.12	1.11	1.36	0.625
L3 x 3 x 1/2	13/16	9.40	2.75	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458
	7/16	8.30	2.43	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406
	3/8	7.20	2.11	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352
	5/16	6.10	1.78	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296
	1/4	4.90	1.44	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240
	3/16	3.71	1.09	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182

<p style="text-align: center;">ANGLES Equal legs and unequal legs Properties for designing</p> 								
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x_p</i>	<i>r</i>	Tan α
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.	
L4x3x ⁵ / ₈	2.87	1.35	0.849	0.871	2.48	0.498	0.637	0.534
	1/2	2.42	1.12	0.864	0.827	2.03	0.406	0.543
	7/16	2.18	0.992	0.871	0.804	1.79	0.359	0.547
	3/8	1.92	0.866	0.879	0.782	1.56	0.311	0.551
	5/16	1.65	0.734	0.887	0.759	1.31	0.261	0.554
	1/4	1.36	0.599	0.896	0.736	1.06	0.211	0.558
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464	0.683	1.000
	7/16	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410	1.000
	3/8	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355	1.000
	5/16	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299	1.000
	1/4	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241	1.000
L3 1/2 x 3 x 1/2	2.33	1.10	0.881	0.875	1.98	0.429	0.621	0.714
	3/8	1.85	0.851	0.897	0.830	1.53	0.328	0.721
	5/16	1.58	0.722	0.905	0.808	1.30	0.276	0.724
	1/4	1.30	0.589	0.914	0.785	1.05	0.223	0.727
L3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	1.36	0.760	0.704	0.705	1.40	0.393	0.534	0.486
	3/8	1.09	0.592	0.719	0.660	1.07	0.301	0.496
	1/4	0.777	0.412	0.735	0.614	0.735	0.205	0.506
L3 x 3 x 1/2	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458	0.584	1.000
	7/16	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406	1.000
	3/8	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352	1.000
	5/16	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296	1.000
	1/4	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240	1.000
3/16	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182	0.596	1.000

									
Size and Thickness		k	Weight per ft	Area	Axis X-X				
in.	in.				lb	in. ²	I	S	r
in.	in.	lb	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.
L3x2 ¹ / ₂ x ¹ / ₂	⁷ / ₈	8.50	2.50	2.08	1.04	0.913	1.000	1.88	0.500
	³ / ₄	6.60	1.92	1.66	0.810	0.928	0.956	1.47	0.438
	⁵ / ₁₆	5.60	1.62	1.42	0.688	0.937	0.933	1.25	0.406
	¹ / ₄	4.50	1.31	1.17	0.561	0.945	0.911	1.02	0.375
	³ / ₁₆	3.39	0.996	0.907	0.430	0.954	0.888	0.781	0.344
L3x2x ¹ / ₂	¹³ / ₁₆	7.70	2.25	1.92	1.00	0.924	1.08	1.78	0.750
	¹¹ / ₁₆	5.90	1.73	1.53	0.781	0.940	1.04	1.40	0.688
	⁵ / ₈	5.00	1.46	1.32	0.664	0.948	1.02	1.19	0.656
	¹ / ₄	4.10	1.19	1.09	0.542	0.957	0.993	0.973	0.625
	³ / ₁₆	3.07	0.902	0.842	0.415	0.966	0.970	0.746	0.594
L2 ¹ / ₂ x2 ¹ / ₂ x ¹ / ₂	¹³ / ₁₆	7.70	2.25	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450
	¹¹ / ₁₆	5.90	1.73	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347
	⁵ / ₈	5.00	1.46	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293
	¹ / ₄	4.10	1.19	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238
	³ / ₁₆	3.07	0.902	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180
L2 ¹ / ₂ x2x ³ / ₈	¹¹ / ₁₆	5.30	1.55	0.912	0.547	0.768	0.831	0.986	0.438
	⁵ / ₈	4.50	1.31	0.788	0.466	0.776	0.809	0.843	0.406
	¹ / ₄	3.62	1.06	0.654	0.381	0.784	0.787	0.691	0.375
	³ / ₁₆	2.75	0.809	0.509	0.293	0.793	0.764	0.532	0.344
L2x2x ³ / ₈	¹¹ / ₁₆	4.70	1.36	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340
	⁵ / ₈	3.92	1.15	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288
	¹ / ₄	3.19	0.938	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234
	³ / ₁₆	2.44	0.715	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179
	¹ / ₈	1.65	0.484	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121

BIBLIOGRAFÍA

- ZAPATA BAGLIETO, LUIS F. (1997) “DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO”. LIMA, PERÚ
- ORTEGA GARCÍA JUAN E. (1985) “MANUAL DE ESTRUCTURAS DE ACERO. CAPECO”. LIMA, PERÚ
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (1998) “SAP2000 DESIGN MANUALS. COMPUTERS AND STRUCTURES”, INC. BERKLEY, CALIFORNIA, USA.
- JACK C. MCCORMAC. (MÉXICO, 1996) “DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. MÉTODO LRFD”
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). “MANUAL PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO POR EL MÉTODO LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN (LRFD)
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, 2012 EDICIONES ICG, PERÚ.
- SRIRAMULU, VINNAKOTA. (2006), “ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPORTAMIENTO LRFD” 1ERA EDICIÓN
- “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO” – MÉXICO 2008
- “CÓDIGO MODELOS DE CONSTRUCCIÓN PARA CARGAS DE VIENTO” - ASSOCIATION OF CARIBBEAN STATES © 2003
- STERLING KINNEY, J. (EDITORIAL CONTINENTAL 1960) “ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS”. MEXICO

- VASILY A. KISELIOV. (EDITORIAL MIR – MOSCU 1989) “, MECÁNICA DE CONSTRUCCIÓN”
- WILLIAM T. SEGUI. (INTERNATIONAL THOMSON EDITORES – UNIVERSIDAD DE MEMPHIS 1990) “DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD”

TESIS

- CRUZ, ALBERTO. (2012) “ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL MÉTODO LRFD”. UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
- CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA, PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN, CARLOS LEONARDO HERNÁNDEZ CASTILLO (2014) “ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL MÉTODO LRFD” - UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
- JESÚS ANTONIO LÓPEZ PERALES (2003) “MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL CÁLCULO DE ARCOS. VALIDACIÓN EN ESTRUCTURAS AGROINDUSTRIALES DE ACERO” - UNIVERSIDAD DE CASTILLA – LA MANCHA

- CESAR FELIX QUINTO PALOMARES (HUANCAYO 2012) “DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO DEL TECHO PARABÓLICO DEL COLISEO POLIDEPORTIVO CIUDAD UNIVERSITARIA DE PATURPAMPA – UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA” - UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERÚ
- FÉLIX JAVIER CORREA VIGO (2003) “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN AUDITORIO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS” – UNIVERSIDAD DE PIURA
- OSEAR GERARDO VILLASEÑOR RUIZ (1990) “FABRICACIÓN Y MONTAJE DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA” – INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA CONSTRUCCIÓN
- GREGORIO GARCIA LOPEZ DE LA OSA (2009) “ORIGEN Y EVOLUCIÓN DE LA CERCHA” – UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
- SANTIAGO PAUL, ESTEVEZ ACOSTA (2008) “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA METÁLICA PARA DOS CANCHAS DE ECUAVOLEY”- ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL DE QUITO ECUADOR
- JUAN ISMAEL TUMIALAN LADERA (1999) “MODELADO Y DISEÑO DE UN ARCO PARABOLICO DE 45M DE LUZ MEDIANTE EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS” - UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA LIMA - PERU

MANUALES, ARTÍCULOS DE INVESTIGACIÓN Y REVISTAS

- “DETALLES CONSTRUCTIVOS CUBIERTAS CURVADAS AUTOPORTANTES” – INCOPERFIL

- “MANUAL DE DISEÑO DE COBERTURAS METÁLICAS”, BECAM (URUGUAY)
- “MANUAL DE CUBIERTAS”, ACESCO - COLOMBIA (2012). 2DA EDICIÓN
- PORTERO RICOL, ADA ESTHER, MACHADO JARDO, RICARDO, MAZÓN, DAYMEL, “LAS CUBIERTAS, ¿CUBREN? PARTE I”. ARQUITECTURA Y URBANISMO, VOL. XXXI, NÚM. 2, 2010, PP. 34-41, INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO JOSÉ ANTONIO ECHEVERRÍA CIUDAD DE LA HABANA, CUBA
- GONZÁLEZ MEZA, EDWIN, ANAYA DÍAZ, JESÚS; “TRANSFORMACIONES TIPOLOGICAS Y CONSTRUCTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES EN MÉXICO. EL PALACIO DE LOS DEPORTES PARA LA XIX OLIMPIADA”. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID, ETSAM, DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA ARQUITECTÓNICAS, ESPAÑA.
- SUÁREZ CORRALES, XENIA ISBEL; CORVO PÉREZ, FRANCISCO EDUARDO; VILLAR LÓPEZ, RENÉ VALENTINO; MARRERO, RIGOBERTO; “RESISTENCIA AL CLIMA TROPICAL DE ACEROS GALVANIZADOS CON Y SIN RECUBRIMIENTO”; INGENIERÍA INVESTIGACIÓN Y TECNOLOGÍA, VOLUMEN XV (NÚMERO 1); LABORATORIO DE ENSAYOS DE TROPICALIZACIÓN CENTRO DE SERVICIOS TECNOLÓGICOS LA HABANA, CUBA
- “HISTORIA DE LOS TECHOS DE ACERO O ARCOTECHOS” – ARCUSMÉXICO 2014
- HERNÁNDEZ-SALOMÓN, MARBELIS, RIZO-AGUILERA, LOURDES MAGALIS, FRÓMETA-SALAS, ZENaida PAULETTE, “RECOMENDACIONES DE DISEÑO CON ENFOQUE MEDIOAMBIENTAL PARA CUBIERTAS

LIGERAS EN EDIFICACIONES DEL CENTRO HISTÓRICO DE SANTIAGO DE CUBA”. CENTRO DE INFORMACIÓN Y GESTIÓN TECNOLÓGICA DE SANTIAGO DE CUBA. SANTIAGO DE CUBA, CUBA

- MANSUR GARDA, JUAN CARLOS. (2017). “HABITAR LA CIUDAD”. REVISTA DE FILOSOFÍA OPEN INSIGHT, 8(14), 9-24.
- BRAÑAS MANUEL MARTIN, TORRES ALBERT IMA, “ANÁLISIS TÉRMICO DE DOS TIPOS DE TECHO USADOS EN LAS VIVIENDAS RURALES AMAZÓNICAS”, INSTITUTO DE INVESTIGACION DE LA AMAZONIA PERUANA, VOL. 23.
- LÓPEZ CÉSAR ISAAC, “LA APORTACIÓN ESTRUCTURAL DEL CRYSTAL PALACE DE LA EXPOSICIÓN UNIVERSAL DE LONDRES 1851. UNA AMPLIACIÓN DEL ENFOQUE HISTÓRICO TRADICIONAL”, UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA (2014)
- “CATALOGO DE PRODUCTOS Y SERVICIOS” ACEROS AREQUIPA S.A
- “ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA COBERTURA AUTOSOPORTADA” – INCOPERFIL
- “HOJA TECNICA” - ARCOTECHO

PÁGINAS WEB

- <http://www.apimet.com/es/>
- www.arcotechoperu.com
- www.gruposymac.com
- www.calaminon.com
- www.arcus.pe
- www.arcus-global.com
- www.kingmaxtecho.com
- www.cubiertasautoportantes.com
- www.metalurgicavera.com.py

PLANOS

- I. LAMINA UB 01 : Ubicación y Localización
- II. LAMINA EC 01 : Arquitectura de Estructura Portante de Celosía
- III. LAMINA EC 02 : Cortes de Estructura Portante de Celosía
- IV. LAMINA DET 01: Planta de Sistema Portante de Celosía
- V. LAMINA DET 02: Detalles Sistema Portante De Celosía
- VI. LAMINA DET 03: Detalles Sistema Portante De Celosía
- VII. LAMINA EA 01 : Arquitectura de Estructura Autoportante
- VIII. LAMINA EA 02 : Cortes de Estructura Autoportante
- IX. LAMINA DET 01: Planta de Sistema Autoportante
- X. LAMINA DET 02: Detalles Sistema Autoportante
- XI. LAMINA DET 03: Detalles Sistema Autoportante