



**DEPARTAMENTO DE CIENCIA DE LA ENERGÍA Y
MECÁNICA**

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

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

**TEMA: VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE UNA
ESTRUCTURA**

AUTOR: ORTIZ ESTUPIÑÁN, BRUNO GERARDO

DIRECTOR: ING. JOSÉ PÉREZ

CODIRECTOR: ING. FERNANDO OLMEDO

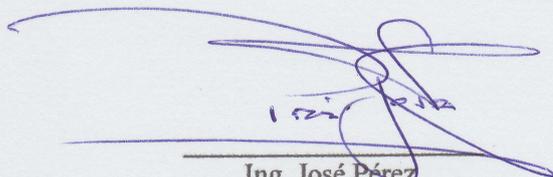
SANGOLQUÍ

2015

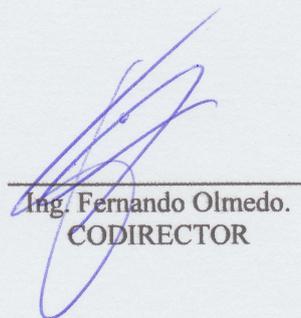
CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto "VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA", fue realizado en su totalidad por el señor Bruno Gerardo Ortiz Estupiñán como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Sangolquí, mayo 2015



Ing. José Pérez.
DIRECTOR

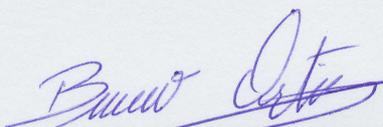


Ing. Fernando Olmedo.
CODIRECTOR

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo Bruno Gerardo Ortiz Estupiñán con cédula de ciudadanía 171551126-5 certifico que el tema de tesis "VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA" es de mi total autoría.

Sangolquí, mayo 2015



Sr. Bruno Gerardo Ortiz Estupiñán.

AUTORIZACIÓN

Yo Bruno Gerardo Ortiz Estupiñán con cédula de ciudadanía 171551126-5 autorizo a la biblioteca virtual de la UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS para que publique mi tema de tesis "VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA".

Sangolquí, mayo 2015



Sr. Bruno Gerardo Ortiz Estupiñán.

DEDICATORIA

Porque les debo todo, porque no me han pedido nada, porque nada me lo han negado, mi padre Gerado Ortiz y mi madre Bruna Estupiñán esto, lo que soy y seré es para ustedes y sin duda quedaré en deuda pues es infinito lo que me han entregado, su confianza, apoyo y cariño, y un impecable ejemplo de como debe ser una persona de bien, el mismo que seguiré al pie de la letra, por lo cual les agradezco con todo mi corazón.

Bruno Ortiz

AGRADECIMIENTO

Este proyecto no se podría haber realizado sin el apoyo de mis padres Gerardo y Bruna, de mis hermanas Isabel y Verónica, y toda mi hermosa familia que estuvo día a día pendiente y atenta del mismo, gracias.

Gracias a Marcelo Semblantes por su ánimo, paciencia, tiempo y generosidad al compartir sus conocimientos para conmigo sin ningún tipo de recelo y reparo.

Gracias a Cristian Marçayata por su diligencia, atención, tiempo y empeño en este proyecto que pudo culminarse mediante su ayuda.

Agradezco a la empresa SEDEMI S.C.C. por su apoyo, a Esteban Proaño por respaldar y aceptar compartir el trabajo de la empresa obtenida con mucho esfuerzo a través de los años.

Agradezco a Carlos Aguilar y a Felipe Narváez, amigos que acotaron en este proyecto mediante sus conocimientos, y que no tuvieron reparo en compartirlos.

Finalmente agradezco al señor Ingeniero José Pérez, el cual cuando fue mi profesor me animó y motivó a culminar esta hermosa carrera y el mismo que al ser el director de este proyecto fue diligente, cooperativo y de gran ayuda.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xvi
ÍNDICE DE TABLAS	xviii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxii
RESUMEN.....	xxviii
ABSTRACT.....	xxix
CAPITULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCION	1
1.1.1. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2.1. ALCANCE DEL PROYECTO	2
1.3. ANTECEDENTES.....	4
1.4. OBJETIVOS.....	7
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	7
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	7
CAPITULO 2.....	9
MARCO TEÓRICO.....	9
2.1 TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA	9
2.1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE TRANSMISION ELÉCTRICA	9
2.1.2 GEOMETRÍAS DE ESTRUCTURAS RETICULADAS MÁS COMÚNES	12
2.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE TORRES AUTOSOPORTADAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	13

2.1.4 PARTES DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOSPORTADA DE PATAS.....	13
2.1.4.1 Cabeza	14
2.1.4.1.1 Cúpula	14
2.1.4.1.2 Cruceta	15
2.1.4.2 Cuerpo	15
2.1.4.2.1 Extensión de cuerpo	15
2.1.4.3 Patas	15
2.1.4.3.1 Extensión de patas.....	16
2.1.4.4 Stubs.....	16
2.1.4.4.1 Clets	16
2.1.4.5 Botas de cimentación	16
2.1.4.6 APA	16
2.1.5 PARTES DE UNA TORRE SEGÚN SU DISPOSICIÓN.....	17
2.1.5.1 Columnas.....	17
2.1.5.2 Diagonales.....	17
2.1.5.3 Cierres	17
2.1.5.4 Elementos Redundantes	18
2.1.6 TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA SEGÚN SU FUNCIÓN	18
2.1.6.1 Torre de suspensión.....	18
2.1.6.2 Torre Angular o de Anclaje.....	19
2.1.6.3 Torre de remate o terminal	20
2.1.7 ACCESORIOS Y ELEMENTOS INSTALADOS EN LAS TORRES ELÉCTRICAS.....	21
2.1.7.1 Conductores.....	22
2.1.7.2 Aisladores.....	22
2.1.7.2.1 Amortiguador	23
2.1.7.3 Cable de Guardia.....	23
2.1.7.4 Escalantes	23
2.1.7.5 Antiescalante	24

2.2	DETERMINACIÓN DE CONDICIONES Y CARGAS EN TORRES DE TRANSMISIÓN DE 138KV DE DOBLE CIRCUITO SEGÚN INECEL ...	24
2.2.1	INTRODUCCIÓN	24
2.2.2	SOLICITACIONES DE CARGA	25
2.2.2.1	Cargas verticales	25
2.2.2.2	Sobrecarga vertical	25
2.2.2.3	Cargas de Viento	25
2.2.2.4	Efecto ángulo.....	26
2.2.2.5	Sobrecarga longitudinal.....	26
2.2.2.6	Desequilibrio longitudinal.....	26
2.2.2.7	Remate.....	26
2.2.2.8	Montaje de la estructura	26
2.2.2.9	Factores de sobrecarga	27
2.3	PARÁMETROS A EVALUARSE EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA TORRE SEGÚN NORMA AISC	27
2.4	MATERIAL Y CARÁCTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN SEGÚN ASCE 10-97	28
2.4.1	MATERIAL PARA PERFILES Y PLACAS PERMITIDOS	28
2.4.2	TAMAÑOS MÍNIMOS	28
2.4.3	LÍMITES DE ESBELTEZ	28
2.4.4	TIPO DE PERNOS Y ROSCAS PARA ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN.....	29
2.4.4.1	Pretensión en Pernos	29
2.5	JUNTAS EMPERNADAS SEGÚN NORMA AISC ORIENTADA A UNA ESTRUCTURA DE TRANSMISIÓN	30
2.5.1	TAMAÑO Y USO DE AGUJEROS.....	31
2.5.2	ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE AGUJEROS.....	31
2.5.3	MÍNIMA DISTANCIA A BORDE	31
2.5.4	ESPACIAMIENTO MÁXIMO Y DISTANCIA A BORDE.....	31
2.5.5	ELEMENTOS AFECTADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN	31

2.5.6	PLACAS DE CONEXIÓN	32
2.6	CIMENTACIONES DE PATA PARA TORRES AUTOSOPORTADAS ...	32
2.6.1	INTRODUCCIÓN	32
2.6.2	TIPOS DE ZAPATAS	33
2.6.2.1	Zapatas aisladas.....	33
2.6.2.2	Zapatas combinadas	34
2.7	CONDICIONES DE GALVANIZADO EN CALIENTE SEGÚN LA NORMA ASTM-A123.....	35
2.7.1	INTRODUCCIÓN	35
2.7.1.1	Desengrase	36
2.7.1.2	Decapado o desoxidado.....	36
2.7.1.3	Mordentado (o Fluxado).....	36
2.7.1.4	Baño de Zinc	36
2.7.2	ALCANCE Y CARACTERISTICAS DEL RECUBRIMIENTO	37
2.7.3	MATERIALES Y MANUFACTURA.....	37
2.7.4	MUESTREO (SAMPLING)	38
2.7.5	PARÁMETROS DE PRUEBA O MEDICIÓN	38
2.8	ESPECIFICACIONES DE PRUEBAS PARA TORRES ELECTRICAS SEGÚN LA NORMA ASCE 10-97.....	38
2.8.1	INTRODUCCIÓN	38
2.8.2	MATERIAL	39
2.8.3	FABRICACIÓN.....	39
2.8.4	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES.....	39
2.8.5	ENSAMBLAJE Y ERECCIÓN	39
2.8.6	CARGAS DE PRUEBA.....	40
2.8.7	APLICACIÓN DE CARGAS	40
2.8.8	PROCEDIMIENTO DE CARGA	40
2.8.9	MEDIDA DE CARGAS	40
2.8.10	DEFLEXIONES.....	41
2.8.11	FALLAS.....	41
2.9	BANCO DE PRUEBAS PARA TORRE ELÉCTRICA DE ESCALA REAL	42

2.9.1	INTRODUCCIÓN	42
2.9.2	BANCO DE PRUEBAS PARA ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	42
2.9.2.1	Banco de pruebas para torres en Kanchipuram-India	43
2.9.3	BANCO DE PRUEBAS DE LA EMPRESA SEDEMI S.C.C.....	44
2.9.3.1	Características y funcionamiento del banco de pruebas existente	45
2.9.3.2	Elementos del banco de pruebas para torres de transmisión eléctrica de la empresa SEDEMI S.C.C.....	46
	CAPITULO 3.....	52
	DISEÑO DE TORRE DE SUSPENSIÓN SP2.....	52
3.1	CRITERIOS DE DISEÑO	52
3.1.1	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL CLIENTE	52
3.1.2	DIMENSIONES SELECCIONADAS POR EL DISEÑADOR	54
3.1.2.1	Dimensiones celosías	55
3.1.2.1.1	Cabeza.....	55
3.1.2.1.2	Cuerpo.....	56
3.1.2.1.3	Patas	57
3.1.2.1.4	Extensión de Patas	57
3.1.3	PROYECCIÓN 3D DE TORRE DE SUSPENSIÓN SP2.....	57
3.1.4	ANÁLISIS DEL ÁRBOL DE CARGAS PROPUESTO POR LA EEQ (EMPRESA ELECTRICA QUITO)	59
3.1.4.1	CASO 1	60
3.1.4.2	CASO 2	60
3.1.4.3	CASO 3	61
3.1.4.4	CASO 4	62
3.1.4.5	CASO 5	63
3.1.4.6	CASO 6	64
3.1.5	APLICACIÓN DE CARGAS EN SAP2000	65
3.1.5.1	Viento.....	65
3.1.5.2	Cargas puntuales	66
3.1.5.3	Reacciones en la base.....	67

3.1.6	ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN LA TORRE SP2+3	68
3.1.7	PERFILES DE DISEÑO	69
3.2	CÁLCULO MANUAL DE MIEMBROS ESTRUCTURALES Y VERIFICACIÓN DE CONEXIONES Y ACCESORIOS DE TORRE SP2+3	69
3.2.1	ANÁLISIS DE PERFILES CRÍTICOS DE ACUERDO A LA NORMA AISC.....	70
3.2.1.1	Columnas.....	70
3.2.1.2	Diagonales.....	76
3.2.1.3	Horizontales	78
3.2.1.4	Crucetas.....	80
3.2.1.5	Redundantes	82
3.2.2	CONEXIONES CON DOBLE PERNO	83
3.2.3	VERIFICACIÓN DE JUNTAS EMPERNADAS MÁS CRÍTICAS TORRE SP2+3	85
3.2.3.1	Placas sometidas a aplastamiento y corte.....	85
3.2.3.2	Verificación del número de pernos en las conexiones de montantes de la Torre SP2+3	91
3.2.3.3	Placa excéntrica sometida a corte y aplastamiento	93
3.2.3.3.1	Placas dispuestas al inicio de patas Tramo 2 Nodos 41, 42, 43 y 44.....	93
3.2.3.3.2	Placas que sujetan extensión de patas Tramo 1 Nodos 49, 51, 52, 53, 54, 55, 56 y 57.....	98
3.2.4	VERIFICACIÓN DE CLETS DE STUBS TORRE SP2+3.....	104
3.2.4.1	Verificación de número de clets por cada Stub.....	105
3.2.4.2	Longitud del Stub	106
3.2.4.3	Análisis de pernos para sujetar clets al stub	106
3.2.4.4	Disposición de clets en stubs.....	107
3.2.5	VERIFICACIÓN DE PATAS CON PLACA BASE PARA SUJETAR TORRE DE SUSPENSIÓN AL BANCO DE PRUEBA.....	107
3.2.5.1	Análisis de soldadura de placa base	108
3.2.5.2	Verificación de espesor de placa.....	113

3.2.5.3	Análisis de pernos para sujetar placas base.....	114
3.3	SIMULACIÓN.....	116
3.3.1	DEFINICIÓN DE PERFILES.....	116
3.3.2	RESULTADOS Y VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE TORRE SP2+3.....	117
3.3.2.1	Deformación.....	117
3.3.2.2	Relación Demanda/Capacidad de la cara más esforzada de la torre SP2+3	119
3.3.3	PARÁMETROS MANEJADOS EN TEKLA PARA LA ELABORACION DE PLANOS DE CONSTRUCCION Y ENSAMBLAJE.....	121
	CAPITULO 4.....	125
	BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE.....	125
4.1	DISEÑO DE ENSAYO EN BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE	125
4.2	DISPOSICIÓN DE EQUIPOS DE MEDICIÓN, CARGA Y SUJECIÓN EN BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE.....	128
4.3	ACCESORIOS NECESARIOS PARA ELABORAR EL ENSAYO	134
4.4	VERIFICACIÓN ELEMENTOS DE BANCO DE PRUEBAS	139
4.4.1	CONJUNTO DE ELEMENTOS BAJO CARGAS MÁS CRÍTICAS.....	140
4.4.1.1	Parámetros de simulación en Inventor 2014	140
4.4.1.2	Resultado de la simulación de tensión	142
4.4.1.2.1	Asiento	144
4.4.1.3	Viga HEM 500	145
4.4.1.4	Grapa de sujeción	148
4.4.1.5	Anclas de sujeción.....	148
4.4.1.6	Torres guías de carga.....	149
4.4.1.6.1	Torre guía de carga longitudinal	149
4.4.1.6.2	Torre guía de carga transversal	151
	CAPITULO 5.....	152
	ETAPAS DE PRODUCCIÓN, MONTAJE Y COSTOS	152
5.1	ETAPAS DE PRODUCCIÓN	152
5.1.1	FABRICACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ENTREGA	152
5.1.1.1	Planos de fabricación	152

5.1.1.2	Maquinaria utilizada en la producción de la torre SP2+3	154
5.1.1.3	Clasificación de elementos y entrega	156
5.2	MONTAJE DE CAMPO.....	156
5.2.1	PARÁMETROS DE MONTAJE TORRE A PRUEBA	156
5.2.2	PLANOS DE MONTAJE	156
5.2.3	PROCESO DE MONTAJE.....	157
5.3	ANÁLISIS DE COSTO DE LA TORRE	161
5.3.1	ELEMENTOS DE COSTO DE PRODUCCIÓN	161
5.3.1.1	Materia prima	161
5.3.1.2	Mano de obra.....	162
5.3.1.3	Gastos indirectos de fabricación	162
5.3.2	UNIDADES PRODUCIDAS, HORAS MÁQUINA Y HORAS HOMBRE.....	162
	CAPITULO 6.....	167
	ANÁLISIS DE RESULTADOS	167
6.1	PROCEDIMIENTO GENERAL DE PRUEBA	167
6.1.1	CONFIGURACIÓN DE LA ESTACIÓN DE PRUEBA	167
6.1.2	MONTAJE DEL PROTOTIPO DE LA TORRE.....	167
6.1.3	INSPECCIÓN DE MATERIALES Y GEOMETRÍA DEL PROTOTIPO DE TORRE ENSAMBLADA.....	168
6.1.4	APLICACIÓN DE LAS CARGAS.....	168
6.1.5	REGISTRO DE LAS DEFLEXIONES MEDIDAS	168
6.1.6	COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS RESULTADOS CALCULADOS.....	168
6.2	DATOS OBTENIDOS POR MEDIO DEL BANCO DE PRUEBAS.....	169
6.3	DATOS TEÓRICOS OBTENIDOS A TRAVÉS DEL PROGRAMA SAP2000 V14.2.0.....	170
6.4	COMPARACIÓN DE DATOS DEL ENSAYO CON DATOS TEÓRICOS	171
6.4.1	COMPARACIÓN DESPLAMIENTO EN MODELO SIMULADO EN SAP2000 CONSIDERANDO VIENTO Y NO CONSIDERÁNDOLO.....	171

6.4.2	COMPARACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL MODELO DEL ENSAYO CON RESPECTO AL MODELO SIMULADO EN SAP2000 SIN CONSIDERAR VIENTO EN AMBOS	173
6.5	INSPECCIÓN DE ELEMENTOS DE TORRE SP2+3 PARA PRUEBA...	177
6.5.1	CORRECCIÓN DE ELEMENTOS EN PERIODO DE ENSAMBLAJE ...	178
6.5.1.1	Elementos mal fabricados en taller	178
6.5.1.2	Elementos mal dibujados en etapa de ingeniería	179
6.5.2	ELEMENTOS ANALIZADOS VISUALMENTE POSTERIOR AL ENSAYO.....	180
6.5.2.1	Inspección posterior al ensayo	181
6.5.2.2	Inspección de elementos posterior al desarmado de la torre.....	182
6.6	OPCIONES DE MEJORA DE ENSAYOS EN EL BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE	185
6.6.1	CONTROL DE DEFLEXIÓN EN TORRES GUÍA.....	185
6.6.2	APLICACIÓN DE CARGAS LONGITUDINALES EN LÍNEAS INDIVIDUALES	186
6.6.3	REDUCIR LA CAPACIDAD DE CIRCUITOS DE ENSAYO.....	186
6.7	ANÁLISIS DE COSTO DEL ENSAYO	187
6.7.1	COSTO DE PRODUCCIÓN Y MONTAJE.....	187
6.7.2	COSTO TOTAL DE ACCESORIOS PARA PRUEBA.....	190
6.7.3	COSTO TOTAL DE ENSAYO	191
	CAPITULO 7.....	192
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	192
7.1	CONCLUSIONES	192
7.2	RECOMENDACIONES	193
	BIBLIOGRAFIA	195

ÍNDICE DE ANEXOS

- ANEXO 1. DIMENSIÓN NOMINAL DE AGUJEROS AISC
- ANEXO 2. DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DESDE CENTRO DE AGUJERO AISC
- ANEXO 3. TABLA 1 NORMA ASTM A123
- ANEXO 4. TABLA 2 NORMA ASTM A123
- ANEXO 5. PAUTAS PARA ENSAYO DE ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA
DE ACUERDO A LA NORMA ASCE 10-97
- ANEXO 6. PLANO UBICACIÓN BANCO DE PRUEBAS SEDEMI S.C.C.
- ANEXO 7. PLANOS DE CIMENTACIONES DE BANCO DE PRUEBAS DE LA EMPRESA
SEDEMI S.C.C.
- ANEXO 8. ESQUEMAS DE TORRES GUÍA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
RESPECTIVAMENTE
- ANEXO 9. PLANOS DE ELEMENTOS DE SUJECIÓN PARA TORRE EN EL BANCO DE
PRUEBAS DE LA EMPRESA SEDEMI S.C.C.
- ANEXO 10. CARACTERÍSTICAS Y PARÁMETROS DE ESTRUCTURA PRESENTADA
POR LA EEQ
- ANEXO 11. ESQUEMAS DE APLICACIÓN DE CARGAS PUNTUALES EN TORRE SP2+3
- ANEXO 12. ESQUEMAS DE REACCIONES DE CARGAS AXIALES EN TORRE SP2+3
- ANEXO 13. DENOMINACIÓN DE ELEMENTOS DE TORRE SP2+3
- ANEXO 14. CARGAS DE CASOS CRÍTICOS EN ELEMENTOS DE TORRE SP2+3 DE
ACUERDO A CLASIFICACIÓN DE ANEXO 13
- ANEXO 15. CLASIFICACIÓN DE NODOS QUE LLEVAN PLACAS DE TORRE SP2+3
- ANEXO 16. CARGAS DE CASOS CRÍTICOS DE LOS ELEMENTOS QUE SE UNEN CON
PLACAS EN TORRE SP2+3 DE ACUERDO AL ANEXO 15
- ANEXO 17. ESQUEMAS DE RESULTADOS DE DEFORMACIONES EN TORRE SP2+3
- ANEXO 18. ESQUEMAS DE RESULTADOS DE D/C DE TORRE SP2+3
- ANEXO 19. TABLA DE RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN EN SAP 2000 V14 TORRE
SP2+3
- ANEXO 20. ESQUEMA FINAL DE TORRE SP2+3, PARA SERVICIO Y PARA BANCO DE
PRUEBAS

ANEXO 21. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE CARGAS EN TORRE GUÍA DE CARGA LONGITUDINAL, CONFIGURACIÓN, REACCIONES AXIALES Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS EN SAP2000

ANEXO 22. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE CARGAS EN TORRE GUÍA DE CARGA TRANSVERSAL, CONFIGURACIÓN, REACCIONES Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS EN SAP2000

ANEXO 23. PLANOS DE FABRICACIÓN DE TORRE SP2 +3 PARA SERVICIO Y PARA ENSAYO

ANEXO 24. PACKING LIST DE TORRE SP2+3 Y CERTIFICADOS

ANEXO 25. PLANOS DE MONTAJE DE TORRE SP2+3 PARA ENSAYO

ANEXO 26. CARTA DE CONFORMIDAD SEDEMI S.C.C.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros de calificación para la adjudicación del proyecto ‘‘Suministro de Estructuras Metálicas de Acero Galvanizado para la Línea de Derivación Tababela - El Quinche’’	6
Tabla 2. Tipo de estructuras de acero galvanizado solicitado por la EEQ en la licitación código LICBS-EEQ-GGS14-2012.....	6
Tabla 3. Ventajas y desventajas de las estructuras reticuladas	13
Tabla 4. Factores de sobrecarga según solicitud de carga.....	27
Tabla 5. Material para perfiles y placas según norma ASCE 10-97.....	28
Tabla 6. Límites de esbeltez y partes de la torre a las que se aplica.....	28
Tabla 7. Características Perno ASTM A394 T0.....	29
Tabla 8. Fuerzas mínimas de corte en zona roscada y no roscada de pernos A394 T0.....	29
Tabla 9. Número de hilos por pulgada estandarizado para roscas UNC.....	30
Tabla 10. Parámetros geométricos limitantes por parte del cliente.....	53
Tabla 11. Dimensiones seleccionadas por diseñador	54
Tabla 12. Carga lineal distribuida en los perfiles de la torre.....	65
Tabla 13. Reacciones en base de patas de Torre SP2+3	67
Tabla 14. Perfiles disponibles para torre SP2+3	69
Tabla 15. Hoja de cálculo diagonal más crítica en compresión.....	76
Tabla 16. Hoja de cálculo diagonal más crítica en tensión.....	77
Tabla 17. Hoja de cálculo horizontal más crítica en compresión	78
Tabla 18. Hoja de cálculo horizontal más crítica en tensión.....	79
Tabla 19. Hoja de cálculo cruceta más crítica en compresión	80
Tabla 20. Hoja de cálculo cruceta más crítica en tensión	81
Tabla 21. Hoja de cálculo redundante más crítico en compresión.....	82
Tabla 22. Hoja de cálculo redundante más crítico en tensión.....	83
Tabla 23. Hoja de datos de entrada	91
Tabla 24. Verificación de número de pernos utilizados.....	92
Tabla 25. Verificación de pernos que se pudo haber utilizado	92
Tabla 26. Coordenas para hallar c.g. de grupo de pernos en placa SP2-P27	95

Tabla 27. Fuerza de corte resultante sobre placa SP2-P27	98
Tabla 28. Coordenadas para hallar c.g. de grupo de pernos de placa SP2-P30	101
Tabla 29. Fuerza de corte resultante sobre placa SP2-P30	103
Tabla 30. Hoja de cálculo para determinar c.g. de perfiles estructurales sobre P.B.	109
Tabla 31. Hoja de cálculo para determinar c.g. de grupo de líneas de soldadura ..	109
Tabla 32. Momento polar del grupo de líneas de soldadura	111
Tabla 33. Deformaciones en el Nodo 153, punta de la Cúpula.....	118
Tabla 34. Porcentaje de deformación de Torre SP2+3	118
Tabla 35. Objetivo general y configuración.....	141
Tabla 36. Configuración de malla.....	141
Tabla 37. Materiales.....	141
Tabla 38. Magnitudes de carga aplicados en Inventor 2014	142
Tabla 39. Reacciones en viga HEM 500	147
Tabla 40. Características máquina perforadora y punzonadora de ángulos	154
Tabla 41. Características de cortadora de plasma	155
Tabla 42. Características de cuba de galvanización.....	155
Tabla 43. Número de piezas producidas y tiempo empleado en las mismas	163
Tabla 44. Total Horas-Máquina	163
Tabla 45. Total Horas-Hombre	164
Tabla 46. Total horas trabajadas	164
Tabla 47. Costo unitario de materia prima directa	164
Tabla 48. Costo unitario de materia prima indirecta.....	164
Tabla 49. Costo unitario de maquinaria	165
Tabla 50. Costo unitario de mano de obra directa.....	165
Tabla 51. Costo unitario de mano de obra indirecta	166
Tabla 52. Costo unitario total de producción	166
Tabla 53. Costo total de producción	166
Tabla 54. Resultados obtenidos del ensayo, condiciones de carga CASO 1	169
Tabla 55. Resultados obtenidos del ensayo, condiciones de carga CASO 6	169
Tabla 56. Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000 sin considerar viento, condiciones de carga CASO 1	170

Tabla 57. Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000 sin considerar viento, condiciones de carga CASO 6.....	170
Tabla 58. Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000, considerando viento, condiciones de carga CASO 1.....	171
Tabla 59. Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000, considerando viento, condiciones de carga CASO 6.....	172
Tabla 60. Porcentaje de variación entre desplazamiento de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 1.....	172
Tabla 61. Porcentaje de variación entre desplazamiento transversal de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 6	172
Tabla 62. Porcentaje de variación entre desplazamiento longitudinal de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 6	173
Tabla 63. Porcentaje de variación entre desplazamiento de ensayo con respecto a simulación sin viento, condición de carga CASO 1	174
Tabla 64. Porcentaje de variación entre desplazamiento transversal de ensayo con respecto a simulación sin viento, condiciones de carga CASO 6....	175
Tabla 65. Porcentaje de variación entre desplazamiento longitudinal de ensayo con respecto a simulación sin viento, condiciones de carga CASO 6....	176
Tabla 66. Número de piezas producidas y tiempo empleado en las mismas	187
Tabla 67. Total Horas-Máquina	188
Tabla 68. Total Horas-Hombre	188
Tabla 69. Total horas trabajadas	188
Tabla 70. Costo unitario de materia prima directa	188
Tabla 71. Costo unitario de materia prima indirecta.....	189
Tabla 72. Costo unitario de maquinaria	189
Tabla 73. Costo unitario de mano de obra directa.....	189
Tabla 74. Costo unitario de mano de obra indirecta	190
Tabla 75. Costo unitario total de producción y ensamblaje	190
Tabla 76. Costo total de producción y ensamblaje	190
Tabla 77. Accesorios para prueba	191

Tabla 78. Costo total de ensayo 191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Subestación eléctrica Tababela, capacidad de 33 MVA.....	4
Figura 2. Trayecto de la línea de transmisión de 138kV, de doble circuito de Tababela-El Quinche.....	5
Figura 3. Esquemas de las torres especificadas por la EEQ y sus alcances angulares.	7
Figura 4. Torres de transmisión eléctrica más comunes en el medio; (a) torre autoportada; (b) torre atirantada.	10
Figura 5. Tipos de estructuras de transmisión eléctrica autoportadas y atirantadas.	11
Figura 6. Sistemas de arriotramiento; (a) disposición Z o armadura tipo Pratt; (b) armadura tipo Warren y (c) armadura tipo Delta.	12
Figura 7. Partes de una torre de transmisión eléctrica autoportada de patas.	14
Figura 8. Torre y sus componentes denominados por sus características en conjunto.....	17
Figura 9. Función y ubicación de cada tipo de torre en una línea de transmisión eléctrica	18
Figura 10. Torres eléctricas autoportadas de suspensión	19
Figura 11. Torre angular de doble circuito	20
Figura 12. Torre terminal de doble circuito	21
Figura 13. Cable ACSR común.	22
Figura 14. Torre autoportada de suspensión de doble circuito con cadenas de aislantes dispuestas en V	22
Figura 15. Amortiguador para conductores de líneas de transmisión.....	23
Figura 16. Esquema de dimensiones de interés en un vano.....	24
Figura 17. Cimentaciones comunes en Torres de transmisión.....	33
Figura 18. Cimentación tipo zapata.	34
Figura 19. Tipos de zapatas aisladas.....	34
Figura 20. Esquema de zapatas combinadas.....	35
Figura 21. Esquema del proceso de galvanizado.	35
Figura 22. División de regiones en una muestra a medirse	38

Figura 23. Banco de pruebas para torres Kanchipuram-India, perteneciente a L&T.	43
Figura 24. Banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C.	44
Figura 25. Esquema de Banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C.	45
Figura 26. Cimentación para cables de carga y soporte. (a) cimentación de carga transversal y soporte; (b) cimentación de carga longitudinal y soporte.	46
Figura 27. Cimentación principal para torre a prueba.	47
Figura 28. Torres guía de carga en banco de pruebas de SEDEMI S.C.C.	48
Figura 29. Vigas HEM 500.	49
Figura 30. Asiento para pata de torre a prueba.	49
Figura 31. Ancla o grapa de sujeción para viga HEM 500.	50
Figura 32. Dados de anclaje para cables de carga y soporte.	50
Figura 33. Pernosancla cortos y largos.	51
Figura 34. Parámetros dimensionales de la Torre SP2.	52
Figura 35. Dimensiones seleccionadas por Diseñador para Torre SP2+3	55
Figura 36. Celosía cabeza de torre SP2.	56
Figura 37. Celosía cuerpo torre SP2	56
Figura 38. Celosía patas torre SP2+3.	57
Figura 39. Celosía de extensión de patas torre SP2+3.	57
Figura 40. Proyección 3D de Torre SP2+3.	58
Figura 41. Esquema de Antitorsos parte baja de la torre SP2+3 y celosía interna de Patas.	58
Figura 42. Esquema cierres con antitorsos de cabeza de la torre SP2+3.	59
Figura 43. CASO 1 de cargas para torre SP2.	60
Figura 44. CASO 2 de cargas para torre SP2.	61
Figura 45. CASO 3 de cargas sobre torre SP2.	62
Figura 46. CASO 4 de cargas de la torre SP2.	63
Figura 47. CASO 5 de cargas de la torre SP2.	64
Figura 48. CASO 6 de cargas de la Torre SP2	65
Figura 49. Viento sobre la estructura; (a) viento en eje X; (b) viento en eje Y.	66
Figura 50. Puntos de aplicación de cargas puntuales.	66

Figura 51. Nombre de nodos de patas Torre SP2+3	67
Figura 52. Nomenclatura de parámetros de sección de un perfil tipo "L" o ángulo.	70
Figura 53. Detalle de elemento 390-2 para torre SP2+3.....	71
Figura 54. Detalle del elemento 394-2 de la torre SP2+3.....	73
Figura 55. Perfiles que se conectan por medio de dos pernos en sus extremos representados con línea entrecortada.....	84
Figura 56. Placa de conexión de montante más crítico; las dimensiones se encuentran en milímetros.	85
Figura 57. Vista transversal de conexión doble placa.....	88
Figura 58. Sección de corte en placa de conexión	88
Figura 59. Placa excéntrica dispuesta en nodos 41, 42, 43 y 44; las dimensiones se encuentran en milímetros	93
Figura 60. Fuerzas aplicadas en placa SP2-P27.....	94
Figura 61. Placa SP2-P27; (a) ubicación de c.g. y excentricidades; (b) D.C.L. de fuerzas en placa	96
Figura 62. Distancias horizontales y verticales de c.g. hacia agujeros	96
Figura 63. Placa excéntrica dispuesta en nodos 49, 51, 52, 53, 54, 55, 56 y 57; las dimensiones se encuentran en milímetros.....	98
Figura 64. Fuerzas aplicadas en placa SP2-P30.....	100
Figura 65. Placa SP2-P30; (a) ubicación de c.g. y excentricidades; (b) D.C.L. de fuerzas en placa	101
Figura 66. Distancias horizontales y verticales de c.g. hacia agujeros	102
Figura 67. Parámetros de cálculo de conectores a corte o clets.....	104
Figura 68. Disposición de clets en stubs.....	107
Figura 69. Vista seccionada superior de placa base y características generales	108
Figura 70. Designación de elementos al punto de referencia A.....	108
Figura 71. Detalle de propiedades geométricas de soldadura y elementos estructurales.....	110
Figura 72. Inercias de líneas	110
Figura 73. Vista lateral de pata de torre a prueba	113
Figura 74. Distancias referenciales para cálculo de accion de palanca en placa base.....	114

Figura 75. Ubicación de perfiles aplicados en Torre SP2+3	116
Figura 76. Punto de máxima deformación Torre SP2+3 CASO 1 de carga	117
Figura 77. Relación Demanda/Capacidad de Torre SP2+3	119
Figura 78. Verificación de funcionamiento por simulación de la Torre SP2+3	120
Figura 79. Modelamiento de torre SP2+3 en TEKLA	121
Figura 80. Conexión placa doble entre columnas de torre SP2+3 generado en TEKLA	122
Figura 81. Parámetro de distancia entre perfiles unidos a tope, y chaflanes de placa interior en conexión de doble placa para torre SP23+3 generado en TEKLA.....	123
Figura 82. Conexión tipo empalme en perfil estructural tipo ángulo simple; (a) número de placas y material de las mismas; (b) configuración de grupo de pernos y composición de éstos	124
Figura 83. Esquema de configuración de banco de pruebas para ensayo en torre SP2+3, vista isométrica.	125
Figura 84. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista lateral longitudinal.....	126
Figura 85. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista lateral transversal.....	127
Figura 86. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista superior	128
Figura 87. Punto referencial de medida de desplazamiento de torre SP2+3; (a) prueba real; (b) modelo SAP2000	129
Figura 88. Disposición de equipos de carga y medición transversal	130
Figura 89. Disposición de equipos de carga y medición longitudinal	131
Figura 90. Disposición de equipos de carga y medición vertical.....	132
Figura 91. Anclaje de cables de carga verticales en crucetas	133
Figura 92. Anclaje de cable de carga vertical en cúpula.....	133
Figura 93. Esquema de configuración de cables de anclaje en cimentación principal.....	134
Figura 94. Cable para aplicación de carga en torre a prueba.	135
Figura 95. Tecles de carga de capacidad 3000 kg.....	135
Figura 96. Tensores de 3 toneladas de capacidad tipo Ojo-Gancho	136

Figura 97. Dinamómetro de 16kN de capacidad.....	136
Figura 98. Dinamómetro de 40kN de capacidad.....	136
Figura 99. Dinamómetro digital de 5 toneladas de capacidad.....	137
Figura 100. Polea de torre guía de diámetro 7’’ y capacidad 6 toneladas	137
Figura 101. Poleas arreglo longitudinal diámetro 3’’ y capacidad 2 toneladas	138
Figura 102. Polea de anclaje diámetro 4 ½’’ y capacidad 4 toneladas	138
Figura 103. Grilletes y U de montaje respectivamente.....	138
Figura 104. Guardacabo.....	139
Figura 105. Elementos de banco de pruebas simulados en Inventor 2014.	139
Figura 106. Porción del banco de pruebas simulado en Inventor 2014	140
Figura 107. Aplicación de cargas en modelo de simulación en inventor 2014; (a) carga de gravedad: (b)carga sobre perfil y (c) carga sobre rigidizadores	142
Figura 108. Tasa de convergencia de solución en análisis de tensiones del modelo	143
Figura 109. Tensión de Von Mises sobre porción de banco de pruebas más crítico con mallado visible.....	143
Figura 110. Sector más crítico en Asiento	144
Figura 111. Tensión de Von Mises máxima en viga HEM 500.....	145
Figura 112. Desplazamiento máximo en viga HEM 500.....	146
Figura 113. D.C.L. Viga HEM 500	147
Figura 114. Tensión de Von Mises máxima en Grapa de sujeción.....	148
Figura 115. Anclas de sujeción largas; (a) esfuerzo crítico en ancla de sujeción y (b) desplazamiento máximo en ancla de sujeción	149
Figura 116. Verificación de resistencia de la torre guía de carga longitudinal.....	150
Figura 117. Verificación de la resistencia de la torre guía de carga transversal.....	151
Figura 118. Planos de fabricación pieza SP2-106	153
Figura 119. Convención de cortes en planos de fabricación y montaje.....	153
Figura 120. Fijación de las bases para la torre que se va a someter a prueba.....	157
Figura 121. Clasificación de elementos, placas y pernería; (a) tramos clasificados; (b) montantes con pernos.....	158
Figura 122. Preensamblaje de tramos inferiores de la torre a prueba	158

Figura 123. Elementos de montaje.....	160
Figura 124. Motor de elevación	161
Figura 125. Gráfica de resultados de desplazamiento Ensayo vs. Simulación sin viento, CASO 1	174
Figura 126. Gráfica de resultados de desplazamiento transversal Ensayo vs. Simulación sin viento CASO 6.....	175
Figura 127. Gráfica resultado desplazamiento longitudinal Ensayo vs. Simulación sin viento, CASO 6.....	177
Figura 128. Montante SP2-97	178
Figura 129. Antiescalante SP2-A1	178
Figura 130. Celosía SP2-71	179
Figura 131. Placa SP2-P14	179
Figura 132. Placa SP2-P22	179
Figura 133. Montante SP2-33	180
Figura 134. Celosía SP2-57; (a) despunte incorrecto y (b) despunte corregido	180
Figura 135. Inspección de placa más crítica en Torre SP2+3; (a) extracción de muestras; (b) superficie marcada por del perno; y (c) inspección de borde de agujero.	181
Figura 136. Clasificación elementos de Tramo 7; (a) Tramo 7 y (b) celosía y antitorsos Tramo 7, señalados elementos deformados	182
Figura 137. Celosía SP2-7; (a) y (c) vista de flejamiento del elemento; (b) y (d) agujero intermedio donde inicia la flexión del perfil	183
Figura 138. Placas de interés desmontadas y pernería; (a) Placas interiores y principales; (b) Placa interior de unión más crítica a compresión y (c) pernos de acuerdo a condición de desmontaje	184

RESUMEN

El presente proyecto analiza el procedimiento de ensayo de una torre autoportada de suspensión pesada para transmisión eléctrica en escala real. El prototipo fue sometido a los casos de carga más críticos de diseño en el banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C. mediante un arreglo de poleas, solución que se planteó por primera vez para dicho banco. En el ensayo se buscó determinar el desplazamiento máximo que tiene el prototipo con el fin de compararlo con el obtenido en el modelo teórico desarrollado con el programa SAP2000 V14 y, de esta manera, determinar si la rigidez de la estructura fue la esperada de acuerdo con los requisitos y especificaciones del cliente, la E.E.Q. (Empresa Eléctrica Quito). Este trabajo comprende la evaluación y explicación del diseño e ingeniería y el proceso de fabricación y montaje del ensayo.

PALABRAS CLAVE:

- **ESTRUCTURA METÁLICA**
- **BANCO DE PRUEBAS**
- **ENSAYO**
- **RIGIDEZ**

ABSTRACT

The present project analyzes the procedure of testing a self-supported heavy suspension tower for electric transmission in real scale. The prototype was submitted to the most critical design case loads for the testbed of SEDEMI.S.C.C. by means of a pulleys arrangement, solution that arises for the first time for such testbed. The test determined the maximum displacement of the prototype to compare it with the one obtained by the theoretical model developed with the software SAP2000 V14. In this way, it was determined if the rigidity of the structure was the expected according to the requirements and specifications of the client, E.E.Q. (Empresa Electrica Quito). This study comprises the evaluation and explanation of the design and engineering and the manufacturing process and assembly of the test.

KEY WORDS:

- **METALLIC STRUCTURE**
- **TESTBED**
- **TEST**
- **RIGIDITY**

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El diseño de una torre de suspensión involucra el conocimiento de las normas que rigen las condiciones de cada uno de los componentes que conforman la torre propiamente, pero principalmente la destreza y habilidad del diseñador encargado del proyecto, ya que este debe evaluar los factores involucrados en la operación de la torre y de esta manera determinar la configuración de la torre más apta para soportar estas condiciones, las cuales son variables y difíciles de concebir puesto que son caóticas y difícilmente mesurables, son estas el proceso de ensamblaje de la estructura, el viento sobre la estructura, el proceso de tensado en los cables al cargar la torre, así como casos especiales de rotura de cables conductores, sobrecarga de la línea de transmisión, factores térmicos, etc.

1.1.1. JUSTIFICACIÓN

Diseñar una torre de transmisión requiere de mucha deducción y experiencia en el campo del diseño, puesto que cada línea de transmisión eléctrica guarda características únicas e irrepetibles en sus estructuras debido a sus solicitaciones de carga y sus condiciones exteriores, es por eso que el diseño de una estructura de transmisión eléctrica solo puede aplicarse en la línea para la que fue diseñada.

En este proyecto se detallará el proceso de preparación de la torre para la aplicación de cargas en el banco de pruebas, procedimiento de montaje, procedimiento de carga y toma de datos. Al existir escasos bancos de prueba para torres de transmisión en el país, este procedimiento y de hecho esta actividad resulta ser un caso muy especial ya que la información sobre bancos de pruebas resulta ser muy limitada, por esto también representa interés para la empresa analizar a detalle el procedimiento que involucra un proceso de prueba en una torre eléctrica de escala 1:1, de esta manera la empresa contará con un método confiable para realizar pruebas en dicho banco y certificar a sus clientes que sus procedimientos cuentan con respaldo garantizado.

Los proyectos de diseño eléctrico no suelen comprobarse por medio de bancos usualmente en el país debido al costo que esto implica, por lo cual es una oportunidad única y enriquecedora tanto para el diseño de torres en el futuro, como para el diseñador, dado que un modelo teórico aplicado a la realidad siempre presenta incertidumbre, puesto que existen factores que al diseñador se le escapan de las manos, como son el proceso de producción y montaje, y por medio de esta prueba a escala real, se podrá concluir las variables más influyentes en el éxito o fracaso de la funcionalidad de la torre, en lo que respecta no sólo al diseño, sino a la producción y montaje de la torre a ensayarse.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El presente proyecto requiere simular de manera real las cargas a las que se someterá una torre de suspensión, dicha torre posee más de 30 metros por lo cual hablamos de un experimento de gran escala en el cual los parámetros tanto de diseño como de ejecución de construcción, ensamblaje y ensayo deben ser meticulosos para obtener resultados útiles del diseño expuesto en dicha torre y al final verificar la rigidez de la misma, por medio de los datos obtenidos a través de banco y la inspección de los elementos que pudieron deformarse en el transcurso del ensayo.

1.2.1. ALCANCE DEL PROYECTO

El presente proyecto involucra el uso de las normas AISC, ASCE 10-97 y ASTM-A123, con el fin de diseñar una torre de suspensión sujeta a cargas especificadas para el trazado que debe cubrir, dentro del cual se involucran factores como el tipo de suelo y la velocidad del viento para el desarrollo del diseño, dicho diseño debe darse de tal manera que el peso de la torre no resulte demasiado alto, puesto que esto económicamente, no es conveniente; ya que la torre a diseñarse esta dentro de la capacidad del banco de pruebas con el que se cuenta, y dado que es la torre más numerosa en lo que corresponde a la línea de transmisión con un número total de 17 torres de este tipo ha sido la torre seleccionada por parte del cliente para el ensayo.

En el proceso de diseño se estudiará el árbol de cargas provisto por la Empresa Eléctrica Quito, en el cual se especifican las condiciones de diseño que la torre debe

cumplir, así como las cargas y casos críticos que pueden ocurrir una vez la torre se encuentre en funcionamiento. Por medio de estos parámetros se analizará la geometría para la torre, tomando en cuenta las recomendaciones de las características dimensionales señaladas en las normas ASCE 10-97 y AISC para los elementos que conforman la torre de transmisión.

Una vez aplicadas las cargas en el modelo simulado, por medio de las reacciones más críticas en la estructura se procederá a realizar el cálculo manual de miembros tipo de acuerdo a los perfiles estructurales que la empresa tiene disponibles, posterior a esto se analizarán las conexiones más críticas con las que contará la estructura. Con la geometría y los perfiles definidos se procederá a simular la torre a través del programa SAP2000 V14, en el cual observaremos el comportamiento de la torre, dicha simulación se la realizará bajo las condiciones de la norma AISC, ya que el cliente así lo solicita.

Por medio de los datos obtenidos a través de la simulación se verificará el tipo de placa base para fijar la torre al banco de pruebas haciendo un análisis de la zona más crítica de la misma.

Una vez desarrollado el diseño de la torre, uniones y placa base se procederá a analizar los planos de taller y de montaje, para de este modo verificar que el respectivo ensamblaje de la torre a ensayarse en el banco de pruebas se dé de la mejor manera. La torre ensamblada se somete a las cargas para las que fue diseñada a diferentes porcentajes de la carga total durante el tiempo definido por la norma ASCE 10-97, dicho banco se utilizó con un equipo de medición nuevo, adquirido recientemente por la empresa SEDEMI S.C.C.; a través de los resultados que arroja el banco de pruebas basado en las especificaciones de la norma ASCE 10-97, se verificará tanto el diseño de la torre como el procedimiento de fabricación, montaje y ensayo, siendo estos puntos de interés para la empresa SEDEMI S.C.C.

Finalmente se realizará una comparación de los datos arrojados por el banco con respecto a los obtenidos por el programa con el fin de tener una idea del margen de error que existe en lo que respecta al modelo teórico del real en lo que se refiere a la deformación, y se señalarán pautas que pueden mejorar la eficacia del banco para ensayos en el futuro.

1.3. ANTECEDENTES

La EEQ (Empresa Eléctrica Quito) en miras a satisfacer las necesidades energéticas de los habitantes del Distrito Metropolitano, planteó y, posteriormente emprendió el Plan de Expansión 2010-2015, dentro del cual se implementó una Subestación de 33MVA, en Tababela en el año 2011, ver Figura 1; dicha estación pretende atender la demanda de energía eléctrica del sector de Pifo, Yaruquí, Tababela y temporalmente, del Quinche.



Figura 1. Subestación eléctrica Tababela, capacidad de 33 MVA.
Fuente: (compraspublicas, 2012).

Con el fin de distribuir energía desde el sector de Tababela hasta el Quinche se requiere la construcción de una línea de transmisión de doble circuito de 138kV, la cual partiría desde la subestación de Tababela hasta la subestación del sector del barrio La Esperanza ubicado en el límite parroquial entre El Quinche y Ascázubi.

La longitud de la línea de transmisión será de aproximadamente 18km y se prevé tenga una vida útil de 50 años, el trazado se muestra en la Figura 2.

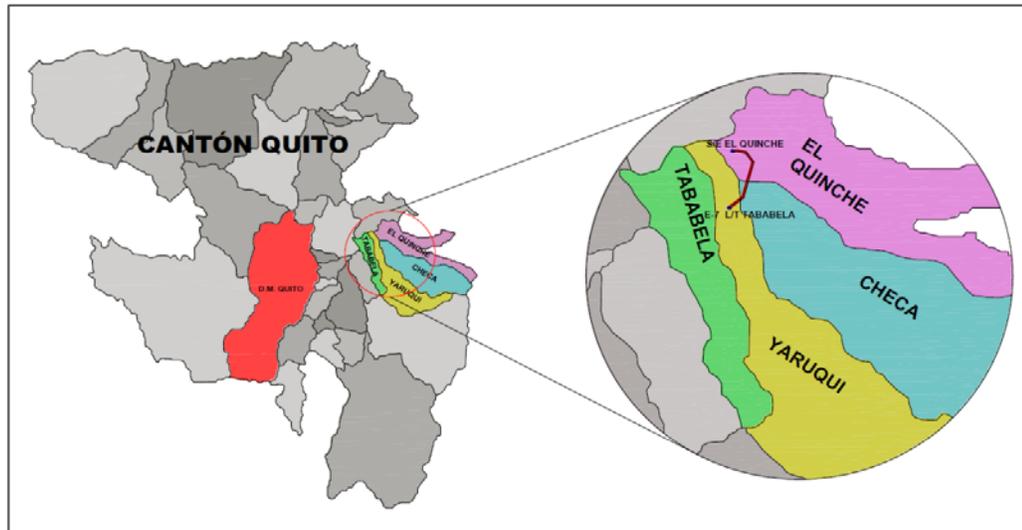


Figura 2. Trayecto de la línea de transmisión de 138kV, de doble circuito de Tababela-El Quinche.

Fuente: (ECUADOR CONELEC, 2008).

Para desarrollar la línea de transmisión con el trazado indicado son necesarias las estructuras encargadas de soportar los conductores, las mismas que según las solicitudes de trabajo, suelo, condiciones ambientales, etc., deben ser estables y a la vez lo más livianas posible para que tanto el costo como el beneficio sea el más óptimo, dado que aproximadamente la estructura de un proyecto de transmisión eléctrica representa entre el 30%-40% del costo total.

La validación de una torre de transmisión eléctrica se la debe realizar por medio de un banco de pruebas de tamaño real, así lo señala la norma ASCE 10-97 bajo la cual se diseñan este tipo de torres las mismas que conforman las denominadas líneas de transmisión.

Para lograr aplicar las cargas de diseño en una torre de tamaño real se requiere de una infraestructura que provea las condiciones reales bajo las cuales una torre va a funcionar, de tal manera que reproduzca las reacciones a base de las cuales se diseñó.

El día 21 de Noviembre del año 2012 a través de la página web compraspublicas.gob.ec la EEQ convocó una licitación para el desarrollo del ‘‘Suministro de Estructuras Metálicas de Acero Galvanizado para la Línea de Derivación Tababela - El Quinche’’. En dicha licitación se ponderó las propuestas según lo indicado en el Tabla 1, dicho proceso posee el código LICBS-EEQ-GGS14-2012.

Tabla 1.

Parámetros de calificación para la adjudicación del proyecto ‘‘Suministro de Estructuras Metálicas de Acero Galvanizado para la Línea de Derivación Tababela - El Quinche’’

Oferta Económica	Oferta Económica	50%
Ponderación Variable Producción Nacional Otros	Producción Nacional -Otros	10%
Otros Parámetros de Calificación	Otros	20%
Experiencia Específica	Experiencia Específica	20%
TOTAL		100%

Fuente: (compraspublicas, 2012).

La E.E.Q. señala a dichas estructuras de soporte con las características, nomenclatura y cantidades indicadas en el Tabla 2.

Tabla 2.

Tipo de estructuras de acero galvanizado solicitado por la EEQ en la licitación código LICBS-EEQ-GGS14-2012

ITEM	SUMINISTRO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ACERO GALVANIZADO PARA LA LÍNEA TABLÓN - EL INGA	CANTIDAD
1.1	ESTRUCTURA METÁLICA DE ACERO GALVANIZADO DE SUSPENSIÓN LIVIANA TIPO: SL2 ÁNGULO: 0° - 1° VANO MÁXIMO: 450m	7
1.2	ESTRUCTURA METÁLICA DE ACERO GALVANIZADO DE SUSPENSIÓN PESADA TIPO: SP2 ÁNGULO: 0° - 6° VANO MÁXIMO: 950m	12
1.3	ESTRUCTURA METÁLICA DE ACERO GALVANIZADO DE SUSPENSIÓN PESADA + 3 TIPO: SP2 +3 ÁNGULO: 0° - 6° VANO MÁXIMO: 950m	5
1.4	ESTRUCTURA METÁLICA DE ACERO GALVANIZADO PARA ANCLAJE TIPO: AL2 ÁNGULO: 0° - 12° VANO MÁXIMO: 950m	12
1.5	ESTRUCTURA METÁLICA DE ACERO GALVANIZADO PARA ANCLAJE Y REMATE TIPO: AR2 ÁNGULO: 0° - 90° VANO MÁXIMO: 950m	8

Fuente: (compraspublicas, 2012).

En la Figura 3 se muestra de manera rápida como es la configuración de las torres según lo especificado por la EEQ.

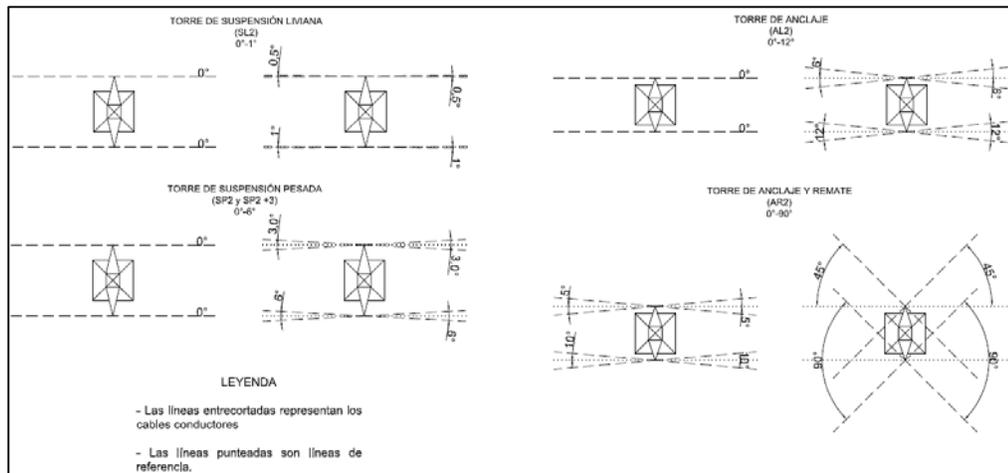


Figura 3. Esquemas de las torres especificadas por la EEQ y sus alcances angulares.

El día 7 de Enero de 2013 el proyecto fue adjudicado a la empresa SEDEMI S.C.C., dado que la misma obtuvo la mejor puntuación de entre los participantes, después de la revisión de los planos y diseños preliminares, se acordó por medio del contrato, realizar una prueba de la torre denominada SP2 +3 (Suspensión Pesada, el número junto a las letras se refiere a la cantidad de circuitos y el +3 señala la longitud de la extensión de patas en metros), dado que esta será la más numerosa de las torres a producirse y que puede acoplarse al banco de pruebas de la empresa, las extensiones de patas acotan mayor cuidado en lo que se refiere al manejo de cargas de la torre una vez que esté funcionando.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Verificar el diseño de una torre eléctrica autosoportada de suspensión para una línea de 138kV mediante un banco de pruebas de escala real.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar la geometría más adecuada para una torre de suspensión que cumpla los requerimientos del cliente.

- Seleccionar los elementos capaces de conformar la torre de suspensión según las condiciones que plantea el cliente.
- Verificar el número y tipo de conexiones principales necesarias en la torre.
- Verificar la placa base que sujetará la torre al banco de pruebas mediante su sector más crítico.
- Por medio del programa SAP2000 V14 simular las condiciones sobre las cuales funcionaría la torre de suspensión.
- Verificar los elementos que conforman el banco de pruebas mediante las condiciones a las que se someterían en la realización del ensayo de la torre solicitada.
- Obtener por medio de la simulación de la torre los datos de deformación teórica permisibles que sufrirá la torre para los casos seleccionados para la prueba en el banco.
- Analizar el procedimiento de prueba de la torre solicitada.
- Comparar los datos teóricos obtenidos por medio de la simulación, con los arrojados por el banco de pruebas existente de escala 1:1.
- Plantear opciones de mejoras económicas al banco de pruebas existente.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

Las torres de transmisión eléctrica se las idealiza como un conjunto de barras o elementos finitos de sección constante, material elástico homogéneo e isótropo, nodos y apoyos.

Su función consiste en soportar los cables conductores de energía, además del denominado hilo de guardia encargado de proteger los cables conductores de condiciones climáticas que involucran descargas eléctricas de alta intensidad.

2.1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE TRANSMISION ELÉCTRICA

Las torres utilizadas en nuestro país son las denominadas torres autosoportadas, estas se sujetan y fijan al piso por medio de su base conformada por elementos metálicos similares a los que componen toda la torre en su extensión, sin embargo es pertinente mencionar también a otro tipo de torres, denominadas torres atirantadas, las cuales se fijan al piso además de por su base, a través de cables, ver Figura 4.

Estas requieren de gran espacio para anclar los cables de soporte por lo cual el espacio es el principal limitante para su uso.

En cuanto a los postes, estos son los más utilizados en zonas urbanas más no en líneas de gran capacidad ya que poseen una capacidad mucho menor para soportar cargas; cuando están hechas de concreto su flexibilidad es muy baja y cuando se conforman de metal, si bien su flexibilidad mejora, su manufactura tiende a ser igual de costosa o aún mayor que la de las torres autosoportadas.

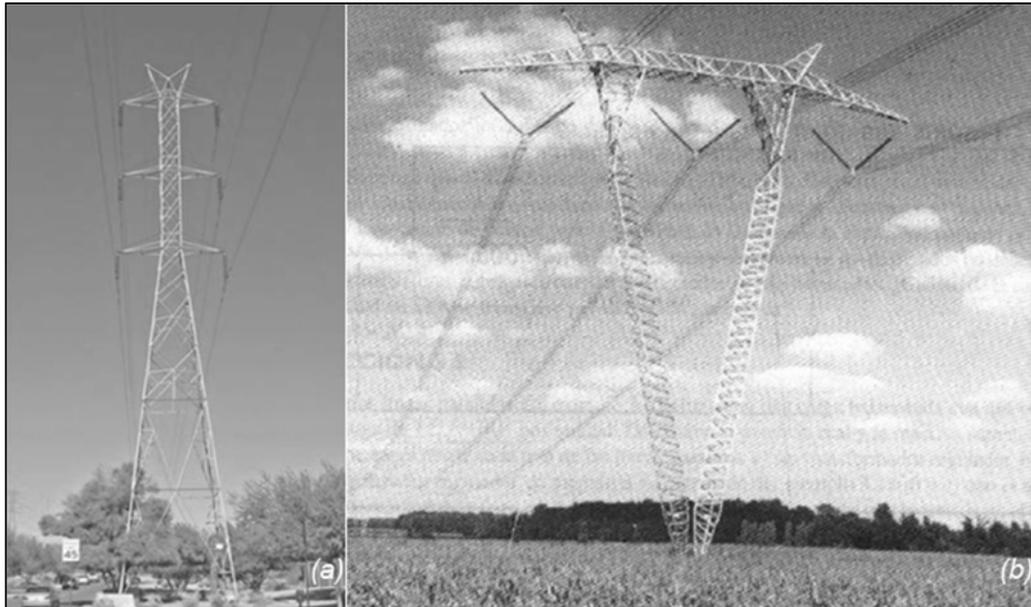


Figura 4. Torres de transmisión eléctrica más comunes en el medio; (a) torre autoportada; (b) torre atirantada.

Fuente: (Grigsby, 2012) y (Glover & Sarma, 2003).

Existen estructuras de transmisión eléctrica que van desde los tipos poste siendo estas las más simples, hasta disposiciones complejas como son las tipo V u horizontales como la que se indica en la Figura 4 (b).

Los tipos de estructuras de transmisión se indican en la Figura 5, en dicha figura se puede divisar que los puntos de apoyo de las torres atirantadas son de menores dimensiones siendo esta una ventaja que poseen este tipo de torres sobre las autoportadas en cuanto a dimensiones de cimentación, sin embargo como se señaló antes, para extender los cables de soporte el uso de espacio de suelo es considerablemente mayor con respecto al resto de tipos de estructuras de transmisión eléctrica..

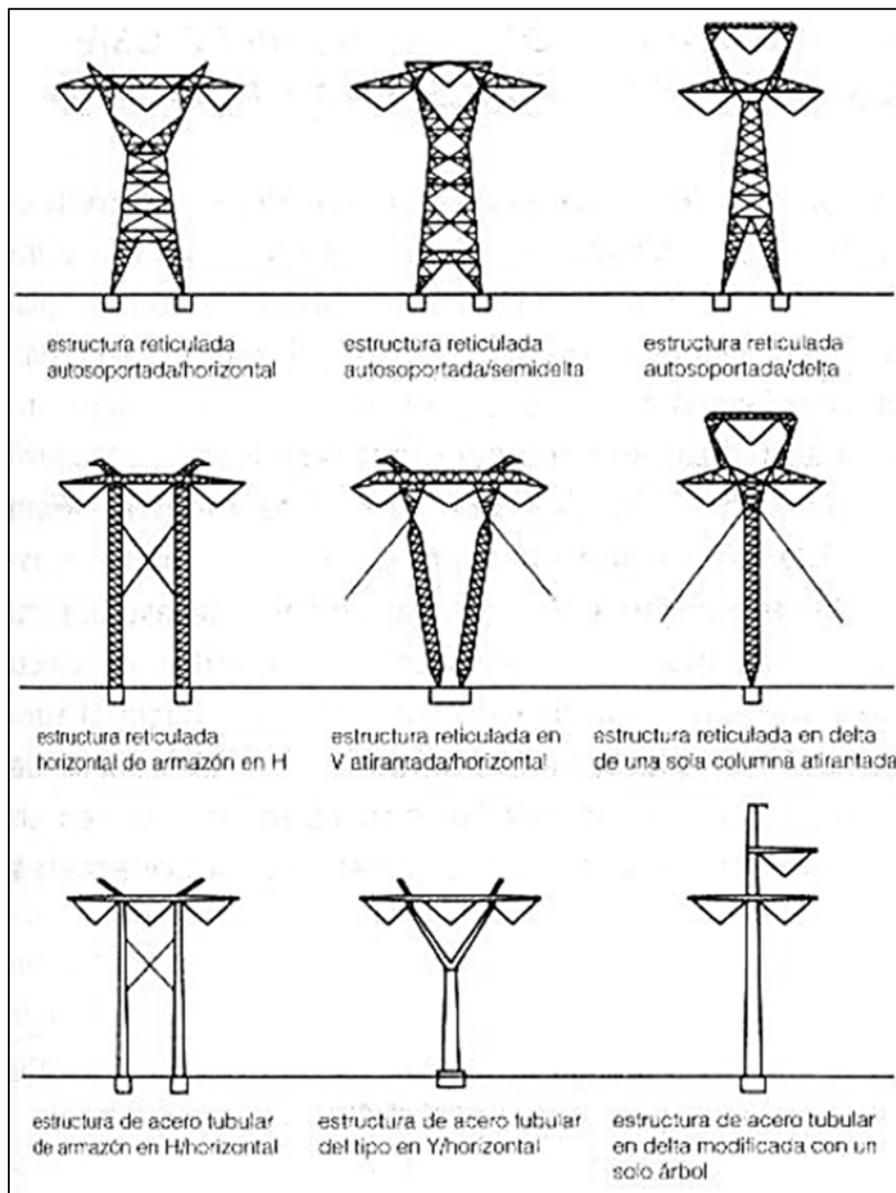


Figura 5. Tipos de estructuras de transmisión eléctrica autosoportadas y atirantadas.

Fuente: (Glover & Sarma, 2003)

Los tipos de estructuras de transmisión eléctrica se seleccionan ya sea por cuestiones de practicidad o demanda del cliente.

En el caso de líneas de transmisión remotas, es decir lejos de vías de acceso y de zonas urbanizadas, la selección de estructuras reticuladas, como torres autosoportadas resultan ser la selección más idónea, ya que el uso de suelo y el aspecto de la estructura no son limitantes, y su costo es mucho más bajo que los postes metálicos además de su capacidad para soportar vanos más extensos.

Es necesario señalar dos parámetros que poseen las líneas de transmisión con respecto a sus estructuras de soporte.

Vano: es la distancia que separa a una estructura de transmisión de la subsecuente a ésta.

Ángulo de línea: es el valor del ángulo que describe el cable conductor que llega y sale de una estructura de soporte, tomando como vértice el punto en el cual se sujeta el cable a la estructura.

2.1.2 GEOMETRÍAS DE ESTRUCTURAS RETICULADAS MÁS COMÚNES

En las estructuras reticuladas destinadas a soportar las cargas originadas por los cables de conducción, usualmente se utilizan tres disposiciones geométricas, ver Figura 6.

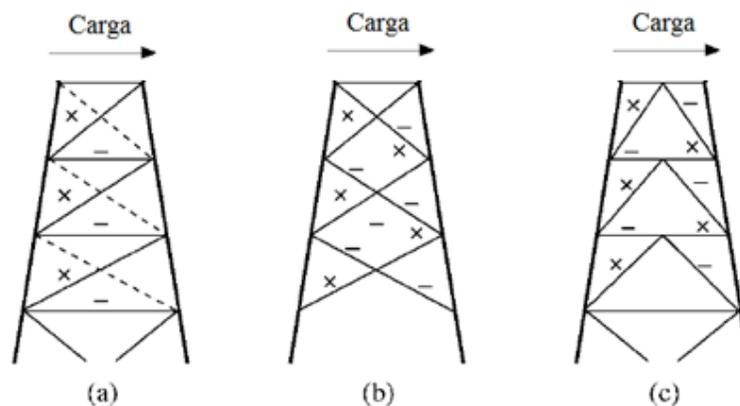


Figura 6. Sistemas de arriotramiento; (a) disposición Z o armadura tipo Pratt; (b) armadura tipo Warren y (c) armadura tipo Delta.

Fuente: (Fang, Roy, & Kramer, 1999)

La disposición en Z (Pratt) se constituye con la finalidad de que todos los elementos inclinados funcionen a tracción, mientras que los elementos horizontales lo hacen a compresión. En cuanto a la disposición tipo Warren y Delta todos los elementos de celosía funcionan tanto a tracción como a compresión. La disposición Z resulta ser económicamente rentable para estructuras que no se ven sometidas a cargas altas, en cuanto que las estructuras con armaduras tipo Warren y Delta son más factibles en estructuras sometidas a cargas altas.

2.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE TORRES AUTOSOPORTADAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

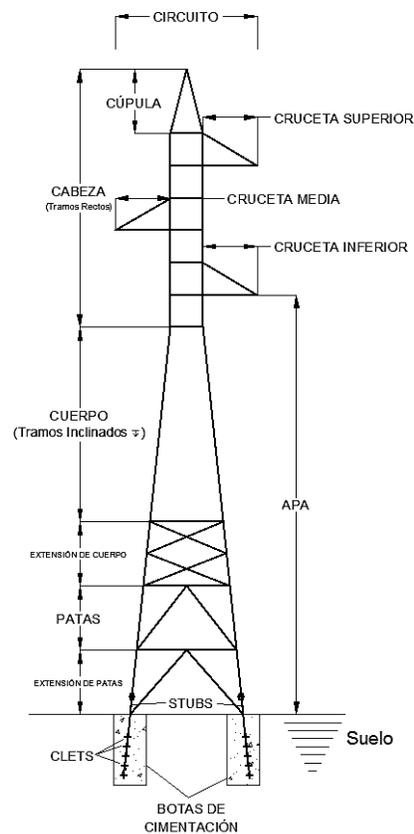
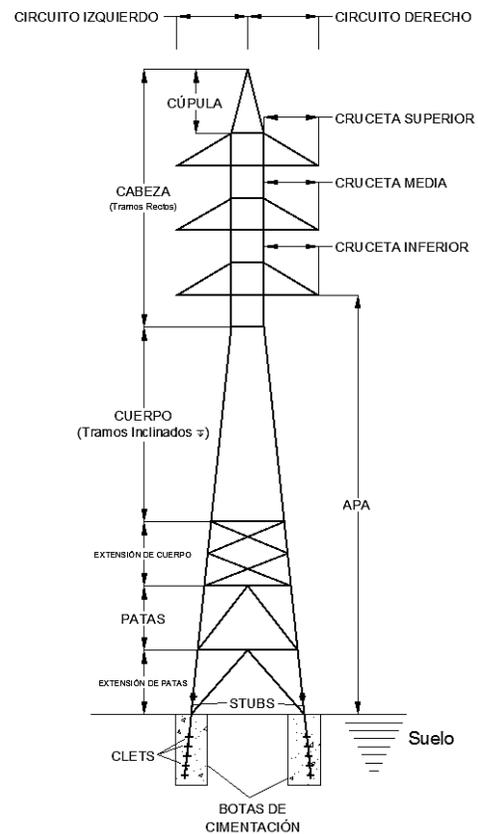
A breves rasgos se exponen los pros y contras de seleccionar torres reticuladas como las estructuras principales para un proyecto de transmisión eléctrica.

Tabla 3.
Ventajas y desventajas de las estructuras reticuladas

No.	VENTAJAS	DESVENTAJAS
1	Son estructuras ligeras	El tiempo de diseño e ingeniería es considerable
2	Se pueden erigir sin necesidad de equipo pesado o caminos de acceso	Se componen de varios elementos tanto estructurales como de conexión
3	Se pueden actualizar fácilmente	Los procesos anticorrosivos incrementan el valor de las estructuras
4	No requieren de mucha superficie de cimentación para fijarse	La velocidad y proceso de montaje depende esencialmente de la experiencia de los ensambladores

2.1.4 PARTES DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOSPORTADA DE PATAS

Las partes esenciales que una torre posee se detallan en el esquema a continuación, ver Figura 7.

PARTES BÁSICAS DE UNA TORRE
SIMPLE CIRCUITOPARTES BÁSICAS DE UNA TORRE
DOBLE CIRCUITO**Figura 7.** Partes de una torre de transmisión eléctrica autosoportada de patas.

Como se observa en el esquema una torre de simple circuito varía con respecto a una de doble circuito solamente en el número de crucetas que posee; a continuación se detalla la función de cada parte de la torre.

2.1.4.1 Cabeza

La conforman la cúpula, las crucetas o brazos y los tramos rectos de la torre. En este componente de la torre se realizará la transmisión de cargas provenientes de los enlaces hacia el resto del cuerpo bajo el tramo recto.

2.1.4.1.1 Cúpula

La punta de la torre se denomina cúpula, a esta se sujetan los denominados cables de guardia, encargados de proteger los cables de conducción ubicados por debajo del

nivel de ésta, además del cable de guardia se suelen sujetar cables de fibra óptica, destinados a la transmisión de datos.

2.1.4.1.2 Cruceta

También denominada brazo, es la encargada de sujetar los cables conductores de energía, a estos se les coloca accesorios denominados cadenas de aislantes y a continuación los cables conductores, transmitiendo así la carga originada por la tensión y peso de los cables al resto de la estructura.

2.1.4.2 Cuerpo

Comprende la estructura por debajo de la cabeza, suelen construirse en su mayoría por tramos inclinados de tal manera que desde la parte baja, la sección cuadrada de la apertura de patas hasta la sección cuadrada de la cabeza, dichas secciones se van reduciendo conforme se asciende desde el suelo hasta la cabeza.

Este está compuesto por celosía dispuesta según las exigencias a las cuales la torre se someterá.

2.1.4.2.1 Extensión de cuerpo

En ciertos casos es necesario elevar la altura de los cables conductores en ciertas ubicaciones puntuales de la trayectoria de la línea, para ello se fabrican las denominadas extensiones de cuerpo las cuales se acoplan al cuerpo y a su vez llevan los acoples necesarios para ubicar las patas de la torre.

2.1.4.3 Patas

Las patas son las encargadas de transmitir las cargas originadas en la parte superior de la torre a los apoyos, son la sección más robusta de la torre en cuanto a sus elementos principales, y por ende son un punto de mucho cuidado en el diseño de las mismas.

2.1.4.3.1 Extensión de patas

Estas se desarrollan en ocasiones en las que la línea requiere sortear obstáculos en su trayecto, o en los que a causa del terreno no se puede mantener una altura segura de la línea con respecto al suelo.

2.1.4.4 Stubs

Se denomina así a los perfiles embebidos en la cimentación, se conectan a la estructura por medio de las patas. Las magnitudes más altas de carga que soporta la estructura ocurren a través de estos por lo cual su diseño se realiza por medio de las cargas críticas a las que se somete la estructura en sí.

2.1.4.4.1 Clets

Se conforma de perfiles tipo ángulo, “L”, sujetos a los stubs a través de pernos, su finalidad es la de transmitir las reacciones que experimenta la torre hacia la cimentación, estos se disponen de manera distribuida a lo largo del stub para distribuir la carga uniformemente en la cimentación.

2.1.4.5 Botas de cimentación

Este tipo de cimentación tiene como fin fijar los stubs al suelo y soportar las cargas de la estructura transmitidas a estos, para que a su vez conduzcan las cargas a la tierra, además se diseñan para evitar el volcamiento de la estructura a causa de la inestabilidad del suelo y las reacciones existentes en la torre, estos parámetros definirán la sollicitación de ocupación de espacio necesario para que la cimentación sea eficiente.

2.1.4.6 APA

Altura en el Punto de Amarre, es una dimensión referencial tanto para el diseñador de la línea, como para el diseñador de la estructura, ya que es un parámetro que hace que la estructura concuerde con la altura solicitada para instalar el cable conductor y para que dicho cable se suspenda sobre el suelo a una distancia segura de este.

2.1.5 PARTES DE UNA TORRE SEGÚN SU DISPOSICIÓN

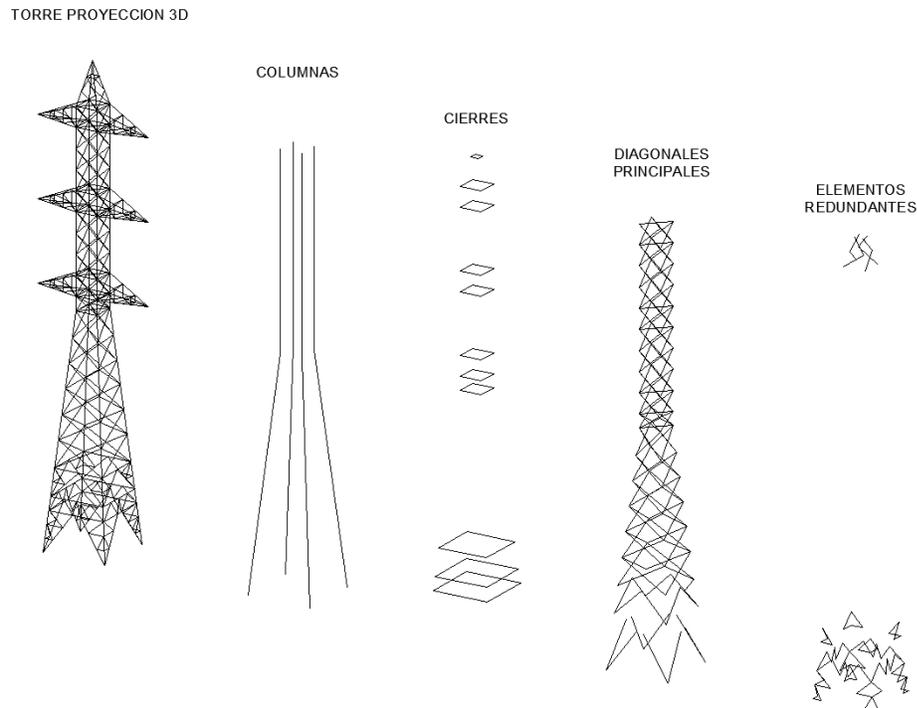


Figura 8. Torre y sus componentes denominados por sus características en conjunto

2.1.5.1 Columnas

Las columnas son los perfiles de soporte principal, suelen ser los perfiles más robustos además de servir de cuerpos de conexión para otros elementos estructurales de soporte.

2.1.5.2 Diagonales

A todos los elementos inclinados de manera pronunciada se los llama diagonales, su finalidad es la de distribuir y transformar las cargas que panean a los montantes, en cargas de compresión y tracción.

2.1.5.3 Cierres

Son los elementos dispuestos de manera horizontal, paralela al suelo, se encargan de delimitar el pandeo de los elementos de soporte principales, montantes.

2.1.5.4 Elementos Redundantes

Se utilizan para corto pandear elementos largos, para de esta manera poder utilizar perfiles largos de menores dimensiones, es decir, menor peso; estos elementos no reciben cargas de magnitudes considerables por lo cual no es necesario analizar su esbeltez a profundidad, sin embargo deben sujetarse a las recomendaciones de la norma ASCE10-97 en cuanto a los espesores mínimos de perfil que se pueden utilizar.

2.1.6 TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA SEGÚN SU FUNCIÓN

En una línea de transmisión eléctrica, dependiendo de sus condiciones existirán tres tipos de torres básicas para que la línea pueda trazarse de la manera requerida.

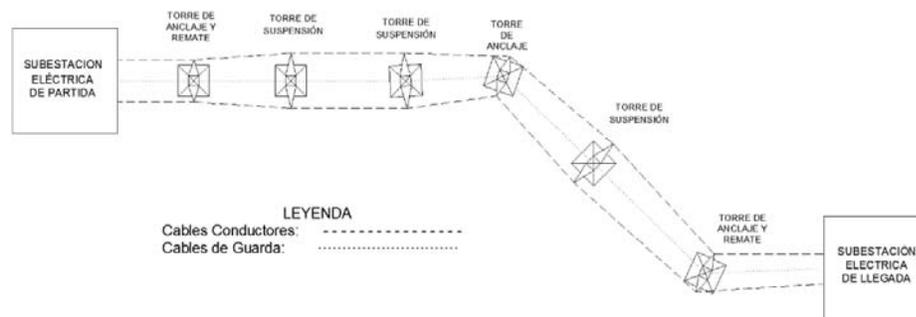


Figura 9. Función y ubicación de cada tipo de torre en una línea de transmisión eléctrica

2.1.6.1 Torre de suspensión

Estas poseen un ángulo de línea tangente o máximo de 7° por lo general. Dependiendo del trazado de la línea se diseñaran distintos tipos de estructuras de suspensión para optimizar el precio de la línea de transmisión, ya que si el terreno es plano con un solo tipo de estructura de suspensión basta para cumplir con el trazado, pero en el caso que el terreno sea irregular, es decir montañoso, pantanoso, con vegetación densa, etc. y la línea no pueda ser tendida de manera recta, será necesario diseñar otro tipo de estructura de suspensión principalmente por la variación de vanos que se dará para sortear obstáculos. Entonces se puede hacer una clasificación de la siguiente manera:

- Torres de Suspensión Liviana → ángulo de línea de 0° a 2° .
- Torres de Suspensión Pesada → ángulo de línea de 0° a 7° .



Figura 10. Torres eléctricas autoportadas de suspensión
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Las torres de suspensión usualmente comprenden entre el 80% y 90% de la totalidad de las estructuras de un proyecto de líneas de transmisión eléctrica, por ende son de mayor cuidado para el diseñador al momento de optimizar y reducir pesos del proyecto en general.

2.1.6.2 Torre Angular o de Anclaje

Las torres angulares o de anclaje son utilizadas para realizar cambios de curso en el trazado ya sea para evitar obstáculos como zonas urbanizadas, ríos o zonas de difícil acceso, estas se diseñan para soportar cargas torsionales moderadas y son más pesadas que las torres de suspensión, ver Figura 11.

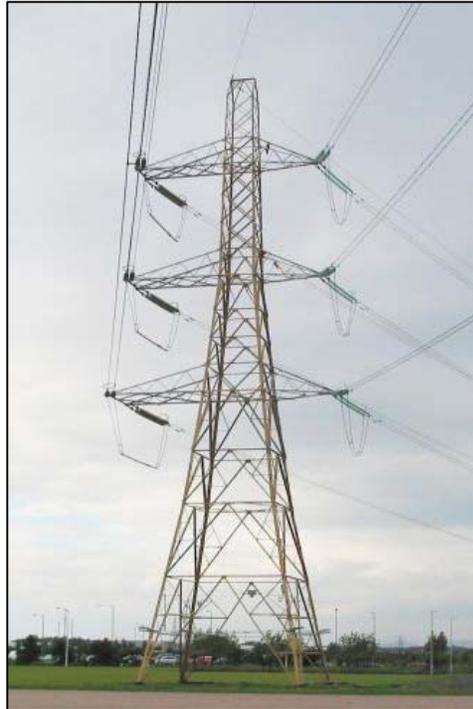


Figura 11. Torre angular de doble circuito
Fuente: (Qingdao Megatro, 2014)

Dentro de lo que es la línea de transmisión, los sitios de ubicación de las estructuras angulares se denominan puntos de intersección, ya que la estructura debe ubicarse de tal manera que la línea transversal de la torre biseque el ángulo formado por el cable conductor, esto con el fin de igualar las cargas longitudinales en los vanos contiguos. En líneas de transmisión donde los puntos de intersección abundan y varían mucho entre sí, suele ser más económico realizar el diseño de más de un tipo de estructura angular, es decir tanto para ángulos grandes como para ángulos relativamente pequeños, por lo cual se realiza una clasificación de la siguiente manera:

- Torres angulares livianas → ángulo de línea de 7° a 15°
- Torres angulares medianas → ángulo de línea de 15° a 30°
- Torres angulares pesadas → ángulo de línea de 30° a 60°

2.1.6.3 Torre de remate o terminal

Estas estructuras son las más robustas en las líneas de transmisión y principalmente suelen utilizarse al inicio y llegada de una línea de transmisión, además

cuando la línea debe permanecer en un trayecto recto muy largo, suelen ubicarse estructuras terminales cada 160 kilómetros aproximadamente, esto con el fin de aminorar las cargas longitudinales que deberán soportar las estructuras de suspensión. Se diseñan para soportar cargas de torsión, longitudinales y transversales mucho más altas comparadas con el resto de torres de la línea.

Se suelen aplicar además cuando la línea requiere realizar un cambio de dirección con un ángulo mayor a los 60° , ya que estas se diseñan incluso para soportar cargas transversales en un solo sentido.

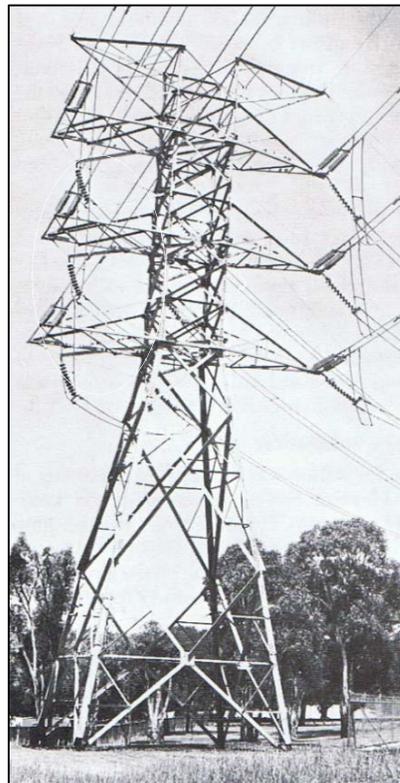


Figura 12. Torre terminal de doble circuito
Fuente: (Camberra's Engineering Heritage , 2008)

2.1.7 ACCESORIOS Y ELEMENTOS INSTALADOS EN LAS TORRES ELÉCTRICAS

La mayoría de accesorios a instalarse en una torre eléctrica tienen por finalidad brindar protección a la línea y otros además cumplen con la tarea general de la línea, transmitir energía.

2.1.7.1 Conductores

Los conductores más utilizados son de Aluminio Reforzado con Acero (ACSR, Aluminium Conductor Steel Reinforced) y se construyen por medio de capas de hilo de aluminio que rodean un núcleo central de hilos de acero, ver Figura 13.

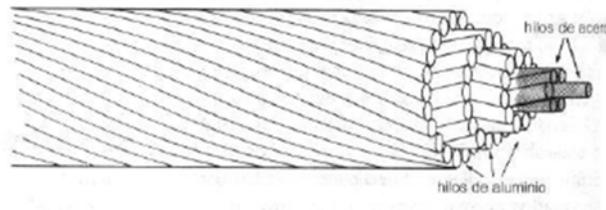


Figura 13. Cable ACSR común.
Fuente: (Glover & Sarma, 2003)

2.1.7.2 Aisladores

Las líneas de transmisión eléctrica por encima de los 69kV tienen aisladores de tipo suspensión, llamados también cadena de aislantes, los cuales son bastones generalmente de cerámica formados por discos espaciados de manera uniforme, la distancia entre los discos dependerá de la capacidad de la línea, a mayores voltajes, mayor será la distancia entre discos. Suelen disponerse en V para reducir o limitar las oscilaciones producidas por el viento sobre los conductores, ver Figura 14.

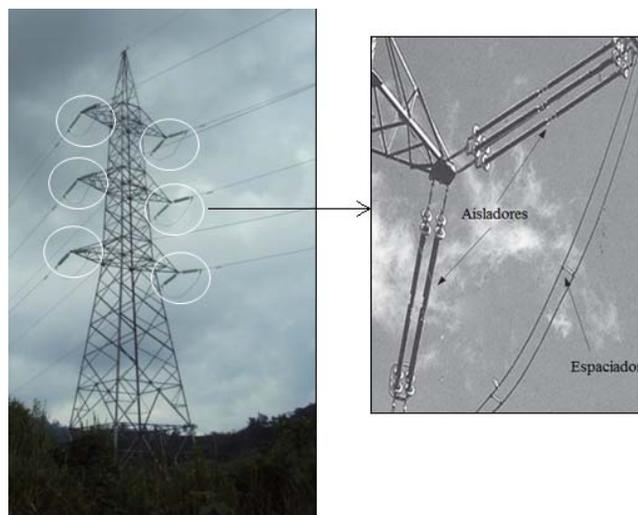


Figura 14. Torre autosoportada de suspensión de doble circuito con cadenas de aislantes dispuestas en V

Fuente: SEDEMI S.C.C. y (Grigsby, 2012)

2.1.7.2.1 Amortiguador

Denominado Stockbridge Damper se ubica próximo a los aisladores y en el cable conductor, no se instala en la torre pero es importante señalar su existencia, su finalidad es la de disipar la energía de oscilación de los cables conductores por medio de dos pesas simétricamente dispuestas, ver Figura 15.



Figura 15. Amortiguador para conductores de líneas de transmisión.

Fuente: (Grigsby, 2012)

2.1.7.3 Cable de Guardia

Se ubica en la cúpula de la torre de transmisión, para esta línea de transmisión específica se utilizarán cables de guardia del tipo cable de tierra con fibra óptica (OPWG optical fiber ground wire), compuestos por un cable de acero exterior, que en su núcleo posee hilos de fibra de vidrio para comunicación y transmisión de datos; en cada estructura se enlaza a tierra el cable de guardia para que en caso de recibir una descarga atmosférica, la sobrecarga se dirija al suelo y no existan daños en el enlace eléctrico ni las estructuras.

2.1.7.4 Escalantes

Son barras cortas roscadas en una punta, cuya finalidad es la de facilitar el ascenso a la torre eléctrica y hacer de este un proceso más seguro, se instalan en forma intercalada a manera de escalera una vez erigida la torre, por medio de estos es más sencillo realizar mejoras o mantenimiento de la estructura, se instalan por lo general en uno de los montantes de la torre.

2.1.7.5 Antiescalante

Son barras puntiagudas, ubicadas en la zona baja de la torre, con el fin de evitar que gente no equipada y no preparada ascienda a la torre eléctrica, es un accesorio de seguridad.

2.2 DETERMINACIÓN DE CONDICIONES Y CARGAS EN TORRES DE TRANSMISIÓN DE 138KV DE DOBLE CIRCUITO SEGÚN INECEL

2.2.1 INTRODUCCIÓN

En el proyecto y construcción de líneas de transmisión aérea es necesario, entre otros problemas, determinar las tensiones y flechas que alcanzarán los conductores, tanto en condiciones normales de funcionamiento como eventuales, ver Figura 16.

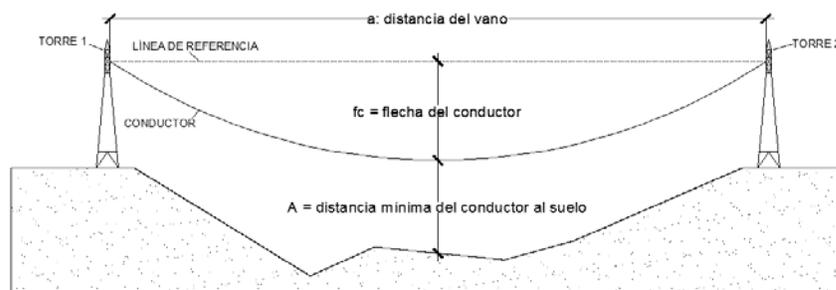


Figura 16. Esquema de dimensiones de interés en un vano.

Para el diseño de la línea Tababela - El Quinche la Empresa Eléctrica Quito señala que los factores a implementarse en el diseño de las estructuras son:

1. Cargas normales
2. Cargas debidas al viento
3. Cargas eventuales

Factores normalizados por el ex Instituto Ecuatoriano de Electrificación (INECEL). Estos análisis y determinación de cargas lo realizan ingenieros eléctricos en su mayoría.

2.2.2 SOLICITACIONES DE CARGA

2.2.2.1 Cargas verticales

Peso de la estructura: se considera el peso de la estructura más un peso de 100kg por obrero sobre la estructura, se contemplan cuatro obreros.

Peso por fase: se deberá considerar el peso del conductor, aisladores, accesorios, pesos adicionales, amortiguadores etc., aplicado en los puntos de suspensión o anclaje de la fase.

Cable de guardia: se considerará el peso del cable de guardia con sus accesorios de fijación y protección aplicados en los puntos de sujeción de este.

2.2.2.2 Sobrecarga vertical

Consistirá en cargas verticales iguales al peso de conductor por fase (cable conductor que se sujeta a los brazos o crucetas de la torre) y cable de guardia (cable sujeto a la cúpula de la torre), empleando el vano de peso correspondiente, aplicadas en los puntos de suspensión o anclaje de la fase, o igual al peso del cable de guardia aplicado en el punto de sujeción de éste.

Esta sobrecarga se deberá considerar aplicada a la estructura actuando de la siguiente manera en estructuras de doble circuito:

- Sobre dos conductores cualesquiera.
- Sobre un conductor y un cable de guardia cualesquiera.
- Sobre dos cables de guardia (si existe más de uno).

2.2.2.3 Cargas de Viento

Viento sobre la estructura, aisladores y otros elementos: la carga debida a la presión del viento, se considerará normal a la superficie afectada y actuando en su centro de gravedad.

Para las caras o superficies protegidas de la estructura se adoptará una presión del viento igual al 50% de la aplicada sobre la superficie directamente atacada.

2.2.2.4 Efecto ángulo

Se considerará que en cualquier estructura la línea tiene un ángulo mínimo de 1° , se calculará como fuerzas horizontales aplicadas en los puntos de suspensión o de anclaje de los conductores y en los puntos de sujeción de los cables de guardia respectivamente.

2.2.2.5 Sobrecarga longitudinal

Esta carga se producirá por efecto de conductores o cables de guardia cortados en un mismo vano adyacente a la estructura. Consistirá en fuerzas horizontales, en la dirección del vano, aplicadas en el punto de suspensión o anclaje de los conductores y en el punto de sujeción de los cables de guardia respectivamente.

2.2.2.6 Desequilibrio longitudinal

Se deberá calcular como fuerzas horizontales en la dirección del vano, actuando hacia un mismo vano adyacente a la estructura, aplicadas en los puntos de suspensión o anclaje de los conductores y en los puntos de sujeción de los cables de guardia respectivamente.

2.2.2.7 Remate

Deberá calcularse como fuerzas horizontales, actuando hacia un mismo vano adyacente a la estructura, correspondientes a la tracción simultánea de uno hasta el total de conductores y cables de guardia. Estas fuerzas se considerarán aplicadas en los puntos de anclaje de los conductores y cables de guardia.

2.2.2.8 Montaje de la estructura

El proyectista de la estructura deberá proporcionar las instrucciones de montaje para cada tipo de estructura y fijar el valor de las cargas que se produzcan, dado que al montar la estructura se originan cargas que no necesariamente existen durante el funcionamiento de la estructura como son cargas concentradas en un solo lado de la torre, cargas laterales en zonas inferiores, entre otros.

2.2.2.9 Factores de sobrecarga

El diseñador de la línea eléctrica determina los valores de las cargas para las estructuras de transmisión de acuerdo a las características de la línea, el terreno por el que atraviesa la línea y las condiciones ambientales del mismo, de acuerdo a eso determina combinaciones de carga de acuerdo a lo indicado en la sección 2.2.2 y a cada carga aplica los factores de la Tabla 4.

Tabla 4.

Factores de sobrecarga según solicitud de carga

Solicitud	Factor de sobrecarga
Cargas verticales	1.40
Sobrecarga vertical	1.20
Viento	1.50
Sobrecarga longitudinal	1.20
Desequilibrio longitudinal	1.20
Remate	1.40
Montaje	1.20

Fuente: (INECEL, 1976)

2.3 PARÁMETROS A EVALUARSE EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA TORRE SEGÚN NORMA AISC

En el presente proyecto se hará referencia a la norma AISC ya sea la versión 2005 o la 14va edición, simplemente como norma AISC, todas la tablas se tomarán sin embargo en referencia a la 14va edición de la norma, dado que entre ambas no existen mayores diferencias en cuanto a los temas a tratarse. Se evaluarán los elementos estructurales bajo las siguientes solicitudes:

- Diseño de miembros a tensión
- Diseño de miembros a compresión

2.4 MATERIAL Y CARÁCTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN SEGÚN ASCE 10-97

2.4.1 MATERIAL PARA PERFILES Y PLACAS PERMITIDOS

Tabla 5.

Material para perfiles y placas según norma ASCE 10-97.

Elementos	Material	Fy ksi (kg/cm ²)	Fu ksi (kg/cm ²)
Placas	ASTM A36-Acero Estructural	36 (2531.05)	57 (4007.5)
Perfiles	ASTM A572 Gr50 – Acero de calidad Estructural de baja aleación Columbio-Vanadio	50 (3515.34)	65 (4569.95)

Fuente: (ASCE 10-97, 1997)

2.4.2 TAMAÑOS MÍNIMOS

Los espesores mínimos para miembros serán de 1/8 in. (3 mm) y para placas de conexión 3/16 in. (5 mm).

2.4.3 LÍMITES DE ESBELTEZ

Tabla 6.

Límites de esbeltez y partes de la torre a las que se aplica.

Descripción	Límite de esbeltez	Partes de la torre en los que se aplica
Elementos de soporte principales a compresión	$L/r \leq 150$	Patas Columnas
Resto de elementos a compresión	$L/r \leq 200$	Celosía
Miembros secundarios y redundantes trabajando a compresión o tensión	$KL/r \leq 250$	Celosía Redundantes Brazos o crucetas
Resto de miembros trabajando a tensión	$300 \leq L/r \leq 500$	Celosía

Fuente: (ASCE 10-97, 1997).

Los límites de esbeltez presentados son similares a los manejados en la norma AISC con ligeras variantes, específicamente en los elementos denominados redundantes.

2.4.4 TIPO DE PERNOS Y ROSCAS PARA ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN

Las especificaciones exigidas por la ASCE 10-97 para el uso de pernos son ASTM A394 y para las tuercas es la A563.

Para el presente proyecto los pernos específicos utilizados son ASTM A394-T0, los pernos del tipo 0, corresponden a pernos galvanizados en caliente al acero bajo y medio carbón.

2.4.4.1 Pretensión en Pernos

Los pernos ASTM A394 requieren llegar a una tensión recomendada por el fabricante de los mismos para trabajar con su máxima eficiencia, esto lo provee el fabricante de los mismos; para este proyecto los pernos utilizados son American Screw, elaborados en Chile, dicha empresa provee las siguientes recomendaciones de pretensión en estos pernos:

Tabla 7.
Características Perno ASTM A394 T0.

Grado del Perno	Material	Diámetro Nominal	Carga de Prueba	Dureza Rockwell		Resistencia Mínima a Tensión
				Mín.	Máx.	
A394 T0	Acero de bajo o medio carbono	½” hasta 1”	55 (ksi)	B80	B 100	74 (ksi)

Fuente: (American Screw, 2014)

La ASTM A394 especifica valores de corte específicos para estos pernos, estos se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8.
Fuerzas mínimas de corte en zona roscada y no roscada de pernos A394 T0.

Diámetro Nominal (in)	Mínima carga (lbf)	
	Perno ASTM A394 Tipo 0	
	Corte simple a través de la rosca (lbf)	Corte simple a través del vástago (lbf)
½	6950	9000

Continúa→

$\frac{5}{8}$	11150	14100
$\frac{3}{4}$	16650	20250
$\frac{7}{8}$	23150	27600
1	30400	36050

Fuente: (ASTM, 1993)

Para el cálculo de tensión en la zona roscada se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.7854 \left(D - \left(\frac{0.9743}{N} \right) \right)^2$$

donde:

A_s = área de la zona roscada del perno (in²)

D = diámetro nominal (in).

N = hilos por pulgada (1/in).

De manera estandarizada en los pernos UNC el número de hilos por pulgada se define según el diámetro nominal del perno, ver Tabla 9.

Tabla 9.

Número de hilos por pulgada estandarizado para roscas UNC.

Diámetro Nominal (in)	Hilos por pulgada (1/in)
$\frac{1}{2}$	13
$\frac{5}{8}$	11
$\frac{3}{4}$	10
$\frac{7}{8}$	9
1	8
$1\frac{1}{4}$	7
2	4.5

Fuente: (Norton, 2006)

2.5 JUNTAS EMPERNADAS SEGÚN NORMA AISC ORIENTADA A UNA ESTRUCTURA DE TRANSMISIÓN

Las conexiones empernadas de las estructuras de transmisión son normalmente diseñadas como conexiones sometidas a aplastamiento. Se asume que los pernos que conectan un miembro llevan la carga en la conexión por igual.

2.5.1 TAMAÑO Y USO DE AGUJEROS

Los máximos tamaños de agujeros para pernos se dan en la Tabla J3.3 de la norma AISC, ANEXO 1.

2.5.2 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE AGUJEROS

La distancia entre centros de agujeros estándar, sobredimensionados o ranurados no serán menores a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal, d , del sujetador; una distancia de $3d$ es preferible.

2.5.3 MÍNIMA DISTANCIA A BORDE

La distancia del centro de un agujero estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no deberá ser menor a la especificada en la Tabla J3.4 del manual de la norma AISC, ANEXO 2.

2.5.4 ESPACIAMIENTO MÁXIMO Y DISTANCIA A BORDE

La máxima distancia desde el centro de cualquier perno al borde más cercano de cualquier parte en contacto deberá ser 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, pero no deberá exceder 150mm.

El espaciamiento longitudinal para sujetadores en miembros no sujetos a corrosión (se aplican miembros galvanizados) no excederá 24 veces el espesor de la parte más delgada o 305mm.

2.5.5 ELEMENTOS AFECTADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Los métodos a continuación enunciados se aplican a conexiones y a elementos de conexión, tales como placas y pernos.

- Resistencia de elementos a corte

- Resistencia al corte de bloque

2.5.6 PLACAS DE CONEXIÓN

Para las placas de conexión se utilizará acero ASTM A36, el espesor de las placas corresponderá al mismo espesor del elemento más grueso que unen, sin embargo el menor espesor que tendrán será 6mm; para la determinación de las dimensiones de las placas y sus respectivas perforaciones se cumplirán las especificaciones indicadas desde la sección 2.5.1 hasta la sección 2.5.4, las placas podrán ser obtenidas de planchas o de perfiles estructurales que cumplan las especificaciones de la norma AISC y ASCE 10-97.

2.6 CIMENTACIONES DE PATA PARA TORRES AUTOSOPORTADAS

2.6.1 INTRODUCCIÓN

Las finalidad de las cimentaciones es la de transmitir las cargas de la estructura que soportan, al suelo, por lo tanto dependen de las condiciones del suelo además de las cargas que requieren ser manejadas.

Mientras más cerca de la superficie del suelo una cimentación se encuentra, más económica ésta resulta, sin embargo, no es muy recomendable una cimentación de poca profundidad, ya que parámetros como, humedad en el suelo en ciertas épocas del año pueden variar su posición de construcción debido a las alteraciones que el agua causa en el suelo, además a mayores profundidades la cimentación puede apoyarse en suelo de mayor contribución a su soporte.

En lo referente a las torres autosoportadas de transmisión, las cimentaciones más utilizadas se denominan zapatas, en si la cimentación transmite las cargas compresivas de la estructura de transmisión al suelo, sin embargo debe valerse de otros dispositivos para evitar que la torre se levante de su posición en caso de fuerzas opuestas a la compresión, es decir para fuerzas de levantamiento son necesarios los denominados clebs, que funcionan como elementos de sujeción entre la estructura y la cimentación.

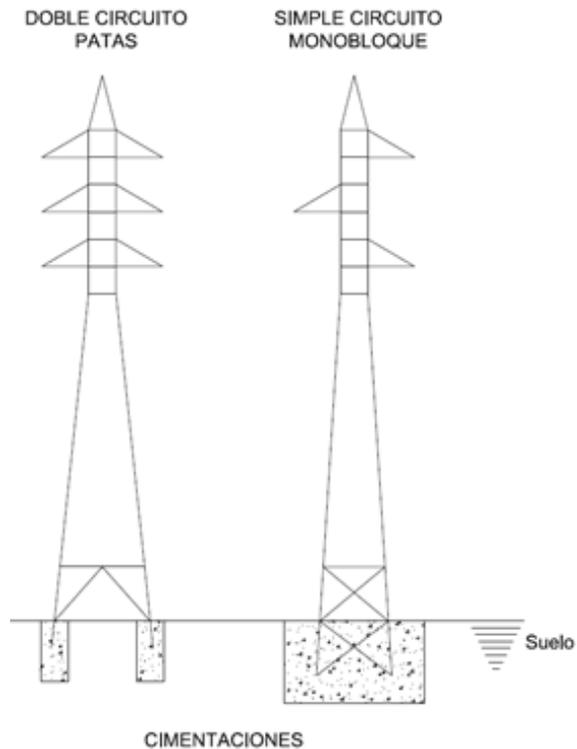


Figura 17. Cimentaciones comunes en Torres de transmisión.

2.6.2 TIPOS DE ZAPATAS

Tomando en cuenta que las cargas que una torre de transmisión maneja son relativamente bajas, los tipos de zapatas utilizadas se resumen a dos principalmente, siendo las zapatas aisladas las utilizadas para torres autoportadas, y las zapatas combinadas utilizadas en torres tipo monobloque.

2.6.2.1 Zapatas aisladas

Son usualmente cuadradas, ver Figura 18, o de formas poligonales rectangulares, circulares u octogonales, se diseñan para trabajar en conjunto en el caso de torres de transmisión, y no de manera individual como se pensaría. Se asume que la presión del suelo en la zapata se da de manera uniforme.

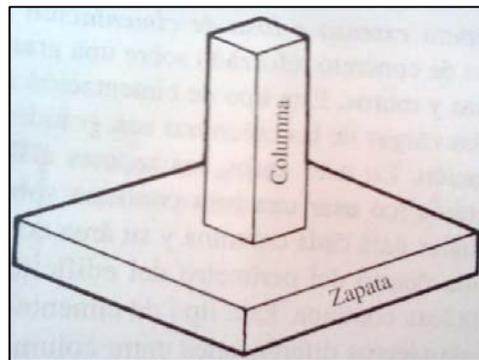


Figura 18. Cimentación tipo zapata.

Fuente: (McCormac, Diseño de CONCRETO REFORZADO, 2005)

Comúnmente la losa es de espesor constante, ver Figura 19 (a), pero en casos en los que la losa supera un espesor de 3' o 4', es más conveniente realizar una losa escalonada, ver Figura 19 (b), o las denominadas losas en declive, Figura 19 (c), aunque estas últimas son más costosas ya que deben ser realizadas en una sola colada para obtener una estructura monolítica libre de debilidades bajo esfuerzos horizontales.

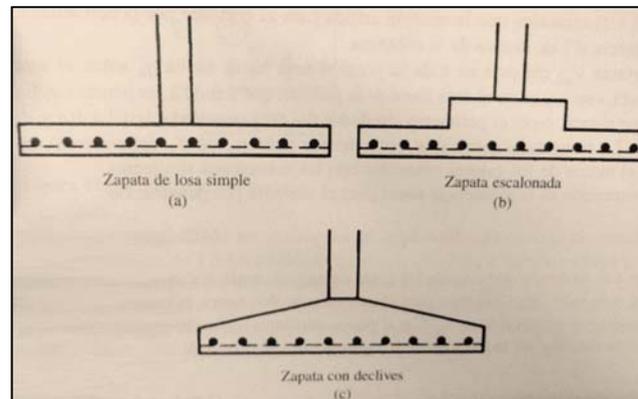


Figura 19. Tipos de zapatas aisladas.

Fuente: (McCormac, Diseño de CONCRETO REFORZADO, 2005)

2.6.2.2 Zapatas combinadas

Son utilizadas cuando la proximidad entre las columnas, patas de la torre, no son grandes o el cálculo previo de la cimentación de la torre arroja una dimensión de losa que necesariamente coincide con la cimentación contigua de la pata adyacente, ver Figura 20. En dichos casos se utilizan con mayor factibilidad las torres de tipo monobloque, ver Figura 17. En el caso de las cimentaciones tipo monobloque los stubs

para evitar el levantamiento de la estructura ya no son necesarios, puesto que las diagonales embebidas en el concreto cumplen el mismo papel.

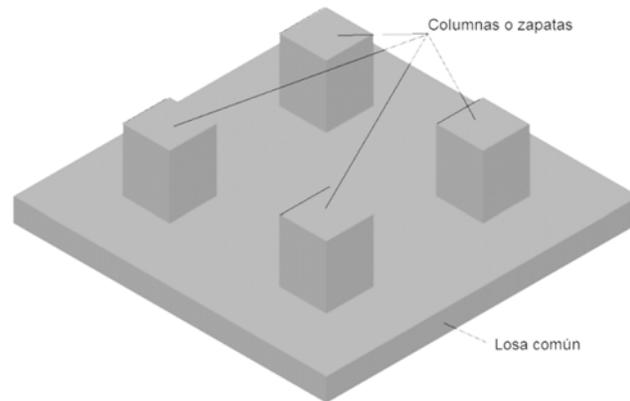


Figura 20. Esquema de zapatas combinadas

2.7 CONDICIONES DE GALVANIZADO EN CALIENTE SEGÚN LA NORMA ASTM-A123

2.7.1 INTRODUCCIÓN

El proceso de galvanizado en caliente tiene como finalidad aplicar una capa de zinc a elementos de hierro y acero con el fin de prevenir la corrosión en estos, dichos elementos son sumergidos en un baño de zinc fundido a una temperatura de entre 440-460°C.

En la Figura 21, se puede observar un esquema básico del proceso de galvanización en caliente.

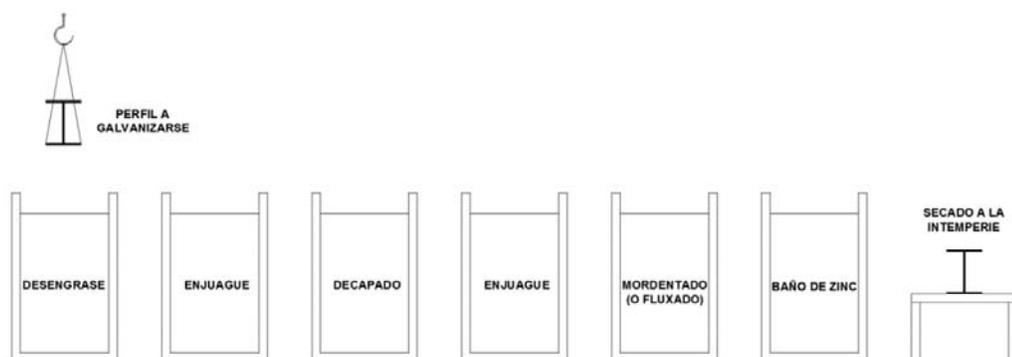


Figura 21. Esquema del proceso de galvanizado.

2.7.1.1 Desengrase

El proceso de desengrase limpia la superficie del elemento a galvanizarse, ya sea aceites, residuos del proceso de mecanizado o laminación, etc. En si el agente desengrasante comúnmente es alcalino con ciertos agentes tensoactivos, a temperaturas entre 20 y 80°C.

Existen además procesos de desengrase ácido; al utilizarse el baño de desengrase alcalino, es necesario un posterior lavado, enjuague, de los elementos en agua, para poder continuar con el proceso de decapado.

2.7.1.2 Decapado o desoxidado

En esta etapa se eliminan óxidos de hierro formados en la superficie del elemento a galvanizarse, por medio de la inmersión de este en ácidos, normalmente disoluciones acuosas de ácido clorhídrico (se utilizan también disoluciones de ácido sulfúrico diluido) con ciertos inhibidores de corrosión para evitar el ataque al acero de las piezas.

Esta etapa además suele utilizarse para remover la capa de zinc de elementos ya galvanizados, pero que presentan imperfecciones en el recubrimiento. Además suele utilizarse para remover el zinc de los útiles de transporte de los elementos a lo largo de cada uno de los tanques del proceso de galvanizado.

2.7.1.3 Mordentado (o Fluxado)

La etapa de Mordentado consiste en la inmersión de los elementos a galvanizarse en una disolución de sales de zinc y amonio ($ZnCl_2 / NH_4Cl$), esta puede estar fría o caliente entre 60 – 70 °C. Además de limpiarse la superficie de los elementos a galvanizarse, la disolución activa la superficie del acero o hierro para que este reaccione mejor con el zinc fundido.

2.7.1.4 Baño de Zinc

Una vez los elementos a galvanizarse, tienen su superficie preparada, son introducidas en un baño de zinc fundido a una temperatura de entre 440-460 °C, son específicamente a estas temperaturas que se originan reacciones de difusión entre el

zinc y la superficie del acero, dando lugar a distintas capas de aleaciones o compuestos intermetálicos de zinc-hierro recubiertas exteriormente por una capa de zinc puro al extraerse de la inmersión en el baño de zinc.

La galvanización en caliente por lo tanto da lugar a una estructura compleja de capas aleadas de gran dureza, resistentes a la abrasión y una capa exterior más blanda de zinc puro.

2.7.2 ALCANCE Y CARACTERISTICAS DEL RECUBRIMIENTO

- El espesor mínimo de lámina de acero que la norma ASTM A123 maneja es el de calibre 22 (0.0299 in) (0.76 mm).
- Se denomina material negro a aquel material no galvanizado o recubierto, no se refiere a su color o condición de su superficie.
- Hay una denominación para el grado de espesor de recubrimiento, ver Tabla 1 de la norma ASTM A123, ANEXO 3.
- A cada grado de espesor de recubrimiento le corresponde un valor de zinc depositado aproximado, ver Tabla 2 de la norma ASTM A123, ANEXO 4.

La Empresa Eléctrica Quito señala que el promedio de zinc depositado en las piezas galvanizadas debe ser de 450 g/m², correspondiente a un valor entre el grado 60-65 de recubrimiento según indica la norma ASTM A123 en la Tabla 2.

2.7.3 MATERIALES Y MANUFACTURA

- El acero o hierro a galvanizarse, su especificación, grado o designación y tipo y grado de contaminación de la superficie deberá ser proporcionada por el comprador que desea realizar el proceso previo a la ejecución del mismo.
- El material a galvanizarse debe ser certificado por el vendedor de ser apto para dicho proceso.
- La composición del baño de zinc deberá contener no menos de un valor promedio mínimo de 98.0% de peso en zinc.

2.7.4 MUESTREO (SAMPLING)

La norma ASTM A123 especifica que el número de muestras a tomarse por lote debe ser acordado entre el fabricante y el cliente, sin embargo se señala un número mínimo de muestras en caso de no tener clara una cantidad necesaria.

Cada muestra se debe tomar al azar, a cada muestra se la dividirá en tres regiones iguales, a cada una de estas se le aplicarán 5 medidas en localizaciones dispersas a lo largo de su superficie, ver Figura 22, cada una de estas medidas deberá cumplir con el grado de espesor mínimo promedio indicado en la Tabla 2 de la norma ASTM A123.

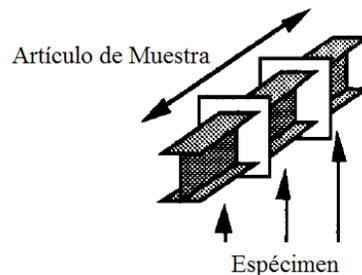


Figura 22. División de regiones en una muestra a medirse
Fuente: (ASTM, 2001)

2.7.5 PARÁMETROS DE PRUEBA O MEDICIÓN

Los parámetros que se medirán y evaluarán posterior al proceso de galvanizado son tres.

- Espesor del recubrimiento
- Adhesión del recubrimiento
- Fragilización del recubrimiento

2.8 ESPECIFICACIONES DE PRUEBAS PARA TORRES ELECTRICAS SEGÚN LA NORMA ASCE 10-97

2.8.1 INTRODUCCIÓN

El comprador especificará en el documento del contrato cuales estructuras o componentes específicos de una estructura serán sometidos a prueba. De acordar

realizar una prueba de la estructura o componentes de la estructura, dicho prototipo deberá tener las dimensiones iguales al de las estructuras en la línea de producción a realizarse, las pautas que la norma ASCE 10-97 señala para ensayos de estructuras de transmisión se encuentran en el ANEXO 5.

2.8.2 MATERIAL

El prototipo deberá ser hecho de un material representativo al material que será utilizado para la producción de las estructuras. Los reportes de taller de todos los elementos importantes en el prototipo, incluyendo un mínimo, los miembros diseñados solo para tensión y compresión con KL/r menor a 120.

2.8.3 FABRICACIÓN

La fabricación del prototipo será hecha de la misma manera que en la línea de producción.

2.8.4 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES

El comprador deberá especificar si algún método especial de medida de deformación es requerido para el prototipo a probarse.

2.8.5 ENSAMBLAJE Y ERECCIÓN

El método de ensamblaje será especificado por el comprador. Si el ajuste de pernos de los subensamblajes no está permitido por las especificaciones del constructor, el prototipo deberá ser ensamblado e izado con sus pernos ajustados a mano para posteriormente ser ajustados al torque indicado una vez estos se encuentren en su respectivo lugar de la estructura. Los puntos de izaje serán utilizados durante la erección como parte del procedimiento de prueba.

2.8.6 CARGAS DE PRUEBA

Las cargas de prueba que se aplicaran serán las mismas para las cuales se diseñó. Las especificaciones de la prueba dirán si la estructura se probará hasta la destrucción de la misma. Las cargas de viento sobre la estructura se aplicarán como cargas concentradas en sitios donde miembros esforzados se intersequen, de tal manera que la estructura pueda resistir. Las magnitudes y puntos de aplicación de todas las cargas se designarán por el ingeniero responsable y se aprobarán por el comprador.

2.8.7 APLICACIÓN DE CARGAS

Las líneas de carga deberán estar conectadas a los puntos de carga del prototipo de tal manera que simulen el estado de servicio lo más cercano posible a la realidad. Los equipos de conexión para la prueba deberán tener los mismos grados de libertad que lo tendrían los equipos de conexión de servicio de la estructura.

2.8.8 PROCEDIMIENTO DE CARGA

El número y secuencia de los casos de carga a probar serán especificados por el ingeniero responsable y posteriormente aprobados por el comprador.

Las cargas serán aplicadas en proporciones de 50, 75, 90, 95 y 100% de las cargas de diseño. Después de que cada incremento es aplicado habrá una ‘retención’ para permitir un tiempo destinado a la lectura de deflexiones y el chequeo del comportamiento y signos de esfuerzo en la estructura. Cuando se aplique la carga al 100% de cada caso seleccionado se mantendrá dicha carga por un tiempo de 5 minutos.

Las cargas serán removidas completamente entre casos de carga, así mismo la descarga se realizará de manera controlada para evitar el sobreesfuerzo de cualquier elemento.

2.8.9 MEDIDA DE CARGAS

Todas las cargas aplicadas deberán ser medidas en los puntos de conexión o anclaje al prototipo. Las cargas se medirán a través de un arreglo verificable de

dispositivos de esfuerzo o por medio de cargas muertas predeterminadas. Los dispositivos de medida de carga se utilizarán de acuerdo a las recomendaciones y calibración del fabricante antes y después de la prueba.

2.8.10 DEFLEXIONES

Las deflexiones de la estructura bajo carga se medirán y registrarán como especifique el ingeniero responsable. Las lecturas de las deflexiones se harán para las condiciones previas a las aplicaciones de las cargas y después de haber aplicado las cargas, así mismo durante cada retención de aplicación de carga.

Todas las deflexiones serán referenciadas a las lecturas comunes tomadas antes de la aplicación de las cargas de la primera prueba.

2.8.11 FALLAS

Cuando una falla estructural prematura ocurre, la causa de la falla, y las medidas de corrección necesarias, o la necesidad de realizar una prueba nueva serán determinadas por el ingeniero encargado del registro y por el comprador.

Si una nueva prueba es ordenada, los miembros que fallaron y los miembros afectados por el daño consecuente deberán ser reemplazados. El caso de carga que causa la falla deberá repetirse.

Después de completar la prueba, el prototipo se desmantelará y todos sus miembros se inspeccionarán. Las siguientes no se considerarán como fallas:

- (a) Arqueo residual de miembros diseñados solo para tensión;
- (b) Ovalización de no más de la mitad de los agujeros en una conexión; y
- (c) Deformación ligera de no más de la mitad de los pernos en una conexión.

2.9 BANCO DE PRUEBAS PARA TORRE ELÉCTRICA DE ESCALA REAL

2.9.1 INTRODUCCIÓN

Los bancos de pruebas para estructuras eléctricas son limitados, mundialmente existen contados bancos de alta magnitud para estructuras no solo autosoportadas, sino también tipo atirantadas y monopolo. Los sistemas que estas utilizan son de tecnología avanzada y debido al costo que los ensayos representan son utilizadas en proyectos eléctricos de gran escala.

Esencialmente un banco de pruebas para torres autosoportadas debe contar con los siguientes equipos:

- Una base de soporte para torres autosoportadas que resista cargas de compresión y cargas de tracción.
- Anclajes permanentes con una capacidad adecuada para tomar cargas de tensiones transversales, longitudinales y verticales aplicadas en la torre a probarse.
- Arreglos para aplicar distintos niveles de carga en la torre a probarse.
- Equipos de medición de deformación y fuerza.
- Un método de coordinación de aplicación de carga y medición, ya sea automatizado o manual.

2.9.2 BANCO DE PRUEBAS PARA ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

Los bancos de pruebas representan una inversión grande y necesaria para ciertos proyectos que debido a su magnitud requieren de garantía de diseño y construcción, por el mismo hecho que la inversión que representan es alta, la información sobre los mismos es limitada, las empresas que poseen bancos de pruebas para estructuras metálicas cuidan su inversión y se limitan a presentar el alcance que tienen.

A continuación se describirá brevemente el banco de pruebas para estructuras metálicas de mayor prestigio en esta actividad.

2.9.2.1 Banco de pruebas para torres en Kanchipuram-India

La India es el país que posee mayor cantidad de estaciones de pruebas para estructuras metálicas, la más famosa es la estación construida en el año 2009 perteneciente a la constructora L&T (Larsen & Toubro), ver Figura 23, dicho banco de pruebas además se utiliza para investigación.

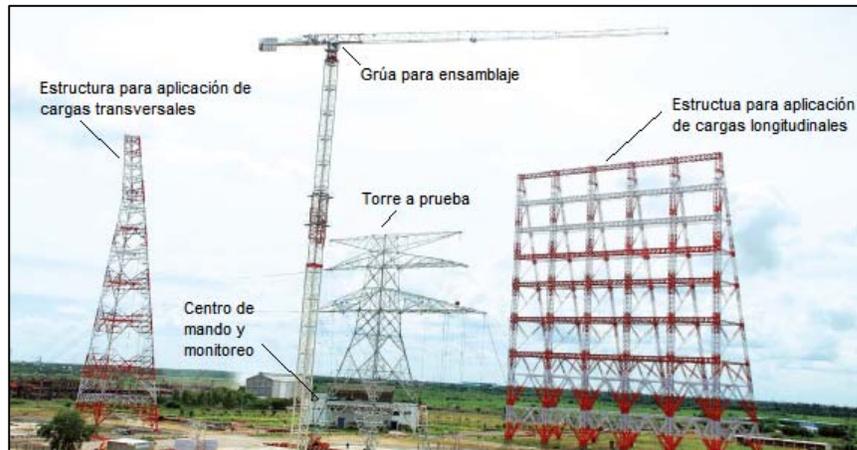


Figura 23. Banco de pruebas para torres Kanchipuram-India, perteneciente a L&T.
Fuente: L&T (Larsen & Toubro)

Entre las características de este banco están:

- Central de carga computarizada y sistema de monitoreo para emular la carga actual.
- Grúas eléctricamente operadas con velocidad dual variable para aplicación suave de cargas.
- Se pueden ensayar torres de hasta 1200kV con 95 metros de altura.
- Las torres se pueden cargar con hasta 1000 toneladas por pata y con una apertura de patas de hasta 35 metros.
- Momento de vuelco permisible – 70000 t-m
- Máxima propagación de brazo transversal – 70 m.
- Máxima carga de cable transversal – 100 t.
- Máxima carga de cable longitudinal – 100 t.
- Máxima carga de cable vertical – 60 t.
- Sistema de medida de carga – galgas extensiométricas tipo celda de carga.

- Medida de deformaciones por medio de teodolitos digitales.
- Montaje de torre mediante grúa de carga.

2.9.3 BANCO DE PRUEBAS DE LA EMPRESA SEDEMI S.C.C.

El banco de pruebas para torres de transmisión eléctrica autosoportadas de la empresa SEDEMI S.C.C., ver Figura 24, fue construido en el año 2010 de acuerdo a las necesidades de la misma por brindar a sus clientes garantía de que el proceso de construcción de las estructuras es correcto, su procedimiento de montaje no presenta impedimentos ya que las estructuras se diseñan de manera que en servicio soportan las cargas solicitadas.



Figura 24. Banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C.
Fuente: SEDEMI S.C.C.

2.9.3.1 Características y funcionamiento del banco de pruebas existente

Entre las características más relevantes del banco de pruebas con el que cuenta la empresa SEDEMI S.C.C. están que posee una capacidad de 400 t-m, la máxima carga que se puede aplicar en los puntos designados a recibir carga es de 3000 kgf, y la altura máxima de torre que se pueden ensayar en el mismo es de 37m aproximadamente, la máxima longitud de crucetas que se puede ensayar es de 3.5m, la máxima apertura de patas es de 8m y las cimentaciones de las torres guía soportan más de 100 t-m en cuanto al momento de vuelco. Planos de ubicación de banco de pruebas ANEXO 6.

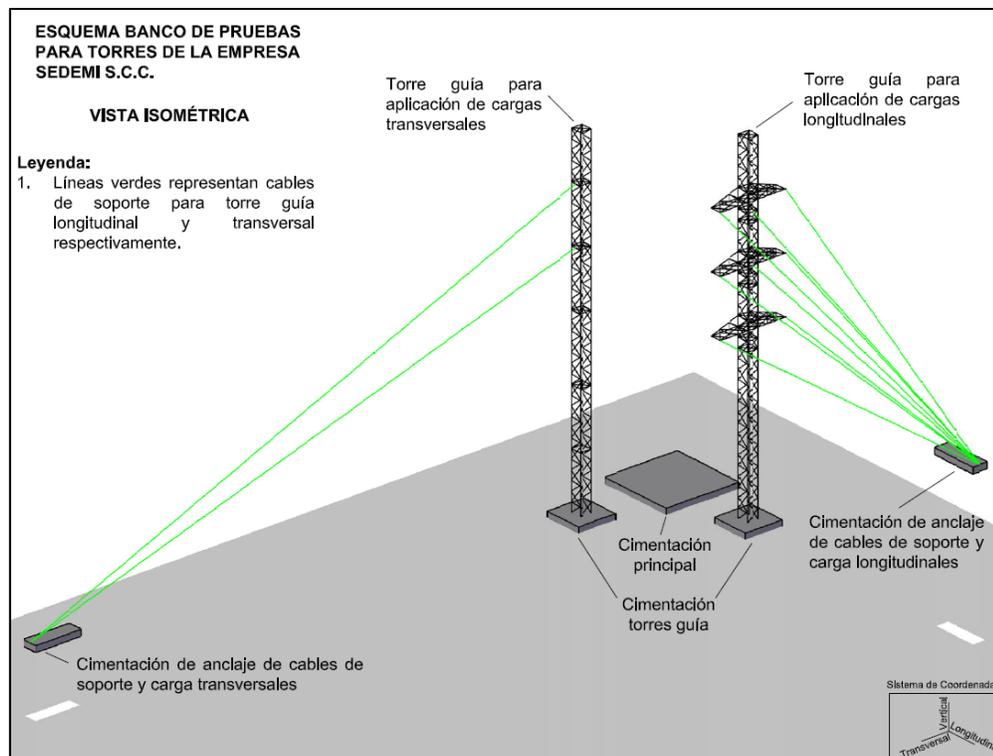


Figura 25. Esquema de Banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C.

La cimentación principal corresponde a la cimentación destinada a la estructura a prueba, las torres guías se encargan de dirigir los cables de carga para las sollicitaciones de funcionamiento de la torre a prueba, tal y como se muestra en la Figura 25, las cimentaciones de anclaje se encuentran sobre el nivel de la cimentación principal y la cimentación de las torres guía, los cables mostrados sirven de soporte a las torres guía, puesto que al cargar la torre a prueba estas tenderán a desplazarse hacia la misma, razón por la cual están sujetas por medio de cables para evitarlo y que así la carga

llegue en su totalidad únicamente a la torre que se está probando. Los cables de carga se conducen a través de las torres guía por medio de poleas.

2.9.3.2 Elementos del banco de pruebas para torres de transmisión eléctrica de la empresa SEDEMI S.C.C.

Cimentaciones

El banco de pruebas de la empresa SEDEMI S.C.C. cuenta con cinco cimentaciones, dos para anclaje de cables de carga y soporte de las torres guía, ver Figura 26, ambas cimentaciones tienen 1.50m X 5.00m, y poseen cinco canales igualmente espaciados entre sí a 1.00m para anclaje de dados de fijación de equipo de carga y soporte.



Figura 26. Cimentación para cables de carga y soporte. (a) cimentación de carga transversal y soporte; (b) cimentación de carga longitudinal y soporte.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

La cimentación principal para la torre a prueba, ver Figura 27, es de 8.00m X 8.00m, posee seis canales igualmente espaciado 1.30m entre sí para fijación de elementos de anclaje de equipo y vigas de apoyo para las patas de la torre a prueba.



Figura 27. Cimentación principal para torre a prueba.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Finalmente las dos cimentaciones restantes corresponden a las losas para las torres guía, siendo estas dos losas cuadradas de 4.00m X 4.00m dentro de las cuales se ubican zapatas aisladas, dado que las torres guía se fijan al piso por medio de placas base y pernos de anclaje. Planos de cimentaciones ANEXO 7.

Torres guía

El banco de pruebas posee dos torres guía de carga, dado que la finalidad de estas es dirigir las cargas en direcciones lo más parecidas posible al funcionamiento de la torre en servicio.

Ambas torres cumplen el papel de las estructuras para aplicación de carga longitudinal y transversal como se indica en la Sección 2.9.2.1.

La torre para aplicación de cargas longitudinales esta provista de crucetas, las mismas que son de 3.0m de longitud, tanto la torre guía para cargas longitudinales como transversales poseen una altura de 36.00m, ver Figura 28, los perfiles utilizados tanto en la torre guía para cargas longitudinales como transversales tienen las mismas características, mismas dimensiones y están galvanizadas.

Los cables de carga se transportan hacia la torre a prueba pasando antes por las torres guía a través de poleas, colocadas de tal forma que las cargas originadas estén distribuidas de manera igual en los elementos de las torres guía encargados de soportarlas. Esquemas de las torres guía ANEXO 8.

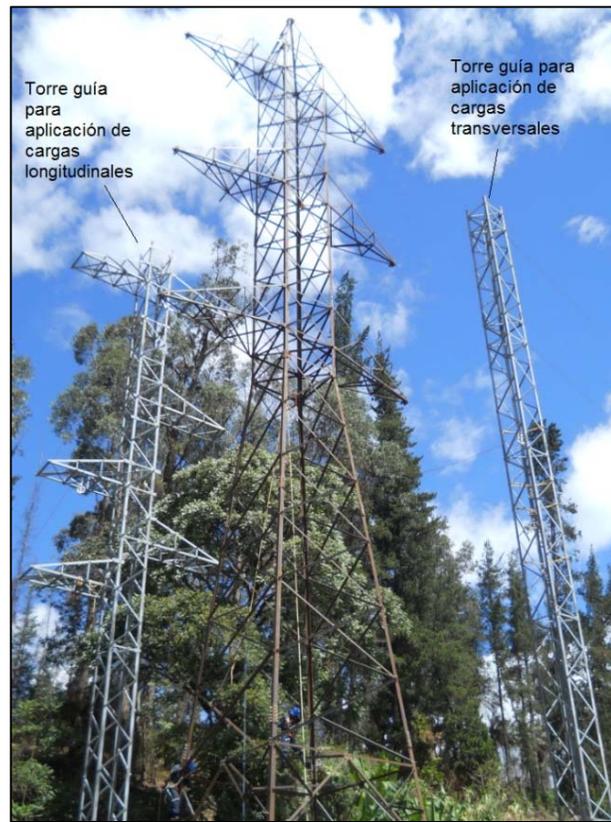


Figura 28. Torres guía de carga en banco de pruebas de SEDEMI S.C.C.
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Vigas HEM 500 Rigidizadas

El banco cuenta con cuatro vigas HEM 500 rigidizadas, fabricadas especialmente para este banco, estas vigas son rigidizadas por medio de placas de 8 milímetros de espesor cada 20 centímetros, su ala de es 40 centímetros de ancho y tiene una luz de cuatro metros, la altura de estas es de 50 centímetros, y el espesor de sus alas es de 25 milímetros. Toda el ala superior e inferior posee perforaciones de 34 milímetros con un espaciamiento uniforme de agujeros de 28 centímetros longitudinalmente entre sí, lo cual define las dimensiones de los asientos y por ende de las placas base utilizadas para fijar la torre a prueba a dichas vigas, posee dos almas de 18 milímetros de espesor, el material del cual se conforman estas vigas es Acero A36, la soldadura utilizada es GMAW y los filetes son de 8 milímetros, ver Figura 29. Planos de viga HEM 500 ANEXO 9.



Figura 29. Vigas HEM 500.
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Asientos

Los asientos conforman el enlace mediante el cual la pata de la torre se fija a las vigas HEM 500, éstas tienen dimensiones predefinidas tales que las placas base de las patas de la torre están limitadas a una dimensión predefinida. Dicho asiento tiene 40x30x13.6 centímetros, y todas las placas interiores poseen un filete de 8 milímetros GMAW, las perforaciones tanto abajo como arriba son de 34 milímetros y las distancias entre agujeros de la parte superior como la inferior son diferentes. Planos de asiento ANEXO 9.



Figura 30. Asiento para pata de torre a prueba.
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Grapas y anclas de sujeción

En el banco de pruebas en cuestión hay dos tipos de anclas de sujeción, los más grandes son hechos específicamente para sujetar las vigas HEM 500 por lo que se los

llama también grapas, los dados propiamente dichos tienen 62.4 centímetros de longitud, 25 centímetros de alto, sus alas son de 2.5 centímetros de espesor y poseen rigidizadores de 12 milímetros cada 9 centímetros aproximadamente, excepto los rigidizadores en los extremos, ver Figura 31, las grapas se sujetarán al lugar deseado a través de dos pernos ancla largos. Plano grapa ANEXO 9.



Figura 31. Ancla o grapa de sujeción para viga HEM 500.
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Las anclas de sujeción más pequeñas se utilizan para fijar cables de carga y soporte, están compuestas por placas A36 de espesores de 12mm y 25mm con agujeros para sujetar cables y grilletes, dichos dados se complementan con los pernos ancla por medio de los cuales se fijarán en el lugar deseado, ver Figura 32. Plano ancla ANEXO 9.



Figura 32. Dados de anclaje para cables de carga y soporte
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Pernosancla

Se cuentan con dos tipos de pernosancla en el banco de pruebas, ambos están dotados de ejes roscados UNC y el eje del cual se conforman es AISI 705 de 2", sujetos por medio de soldadura a dados similares a las anclas de la Figura 32, con variaciones menores, el eje soldado posee cuatro rigidizadores dispuestos a 90°, ver Figura 33. Planos pernoancla corto y largo, ANEXO 9.



Figura 33. Pernosancla cortos y largos.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

CAPITULO 3

DISEÑO DE TORRE DE SUSPENSIÓN SP2

3.1 CRITERIOS DE DISEÑO

La Empresa Eléctrica Quito, propone una estructura con las características y parámetros presentados en el ANEXO 10, y a continuación descritos.

3.1.1 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL CLIENTE

La configuración de la estructura SP2+3 se muestra en la Figura 34.

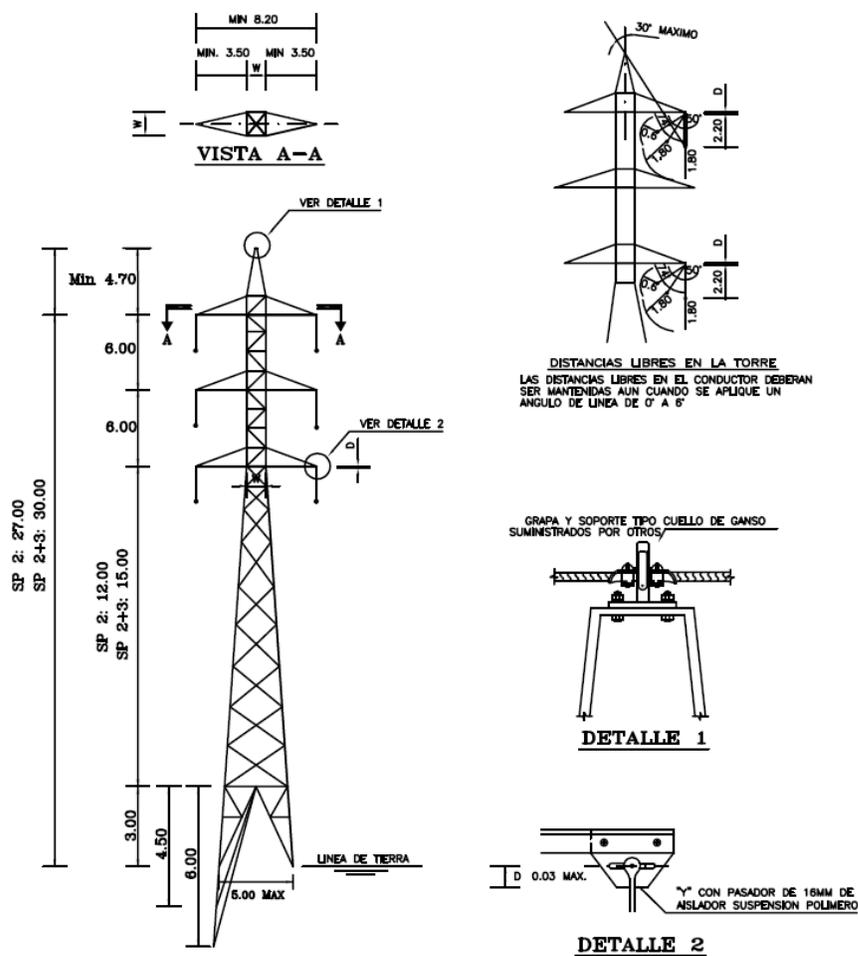


Figura 34. Parámetros dimensionales de la Torre SP2.

Fuente: (compraspublicas, 2012)

Todas las dimensiones están en metros a menos que se indique lo contrario, se aprecia que existen dimensiones fijas, también hay dimensiones mínimas y máximas, la dimensión del ancho de la sección recta, denominada ‘‘W’’, será seleccionada por el diseñador.

Lo que corresponde al Detalle 1 y Detalle 2, no concierne a este proyecto dado que es equipo de sujeción para cables y esto lo provee la empresa encargada del tendido de la línea.

Se exige además que la estructura sea adecuada para fundación en concreto. Tenemos entonces como datos geométricos por parte del cliente:

Tabla 10.
Parámetros geométricos limitantes por parte del cliente

Dimensiones de componentes de Torre SP2+3	Dimensión (m)
Altura Total SP2+3	30.00 aprox. (depende de altura de Cúpula)
Distancia vertical entre Crucetas	6.00
Cuerpo SP2+3	15.00
Extensión de patas	3.00
APA SP2+3	18.00
Altura Cúpula	4.70 mínimo
Longitud Cruceta	3.50 mínimo
Distancia horizontal entre Crucetas	8.20 mínimo
Distancia entre Patas	5.00 máximo

Fuente: (compraspublicas, 2012)

Se observa que el cuerpo de la torre está esquematizado como una celosía en forma de X, a manera de doble panel o sistema Warren, ya que en este tipo de geometría se utiliza un perno para enlazar los elementos que se intersecan, actuando tal y como se muestra en la Figura 6 (b).

En la sección de la cabeza tenemos un sistema de Z, ver Figura 6 (a), o celosía simple, esta opción resulta ser económica y liviana, pero dado que existen casos de carga severos, los cuales se transmitirán como tensión y compresión a los montantes, este tipo de geometría no es recomendada, ya que para contrarrestar los esfuerzos deberemos emplear perfiles robustos que incrementarán el peso, y por ende el precio de la estructura.

Se propone entonces que la geometría de la cabeza sea similar a la del cuerpo, con celosías en disposición X, esto permite que las cargas hacia los montantes lleguen de

manera más distribuida a través de perfiles no tan robustos, disminuyendo así el peso total de la torre.

3.1.2 DIMENSIONES SELECCIONADAS POR EL DISEÑADOR

La experiencia del diseñador es decisiva en esta etapa, dado que principalmente entre la sección en la que los montantes dejan de ser inclinados y pasan a ser rectos, y la base de la torre, debe haber una relación geométrica tal que las cargas axiales se distribuyan desde arriba hacia abajo de la manera más uniforme posible, para que todos los elementos de la torre trabajen de igual manera y no hayan concentraciones de esfuerzos en elementos específicos.

Tabla 11.
Dimensiones seleccionadas por diseñador

Nomenclatura	Descripción	Dimensión (m)
D.H.E.C.	Distancia Horizontal entre Crucetas	8.65
L.C.	Longitud Cruceta	3.50
W	Ancho Sección Recta	1.65
A.Cú.	Altura Cúpula	3.20
A.Cr.	Altura Cruceta	1.50
D.M.C.	Distancia Mínima Cruceta-Cúpula	4.70
D.V.C.	Distancia Vertical Cruceta	6.00
C	Cuerpo	12.00
P	Patas SP2+0	3.00
E.D.P.	Extensión de Patas +3	3.00
D.E.P.	Distancia entre Patas	4.927
A. T.	Altura Total de Torre	34.705

Se aprecia que la dimensión de la Distancia entre Patas posee apreciación milímetros, esto se da como resultado de la necesidad de iterar dicha distancia hasta que las cargas se distribuyan de manera uniforme; el Ancho Sección Recta es un parámetro que permanecerá constante y será referencial para el diseñador, es más sencillo seleccionar esta dimensión como una constante, ya que en esta sección deben seleccionarse dimensiones no muy angostas debido a la complicación que el ensamblaje podría tener, así como la facilidad de mantenimiento que debe brindar el diseño de la torre. Las dimensiones principales se muestran en la Figura 35.

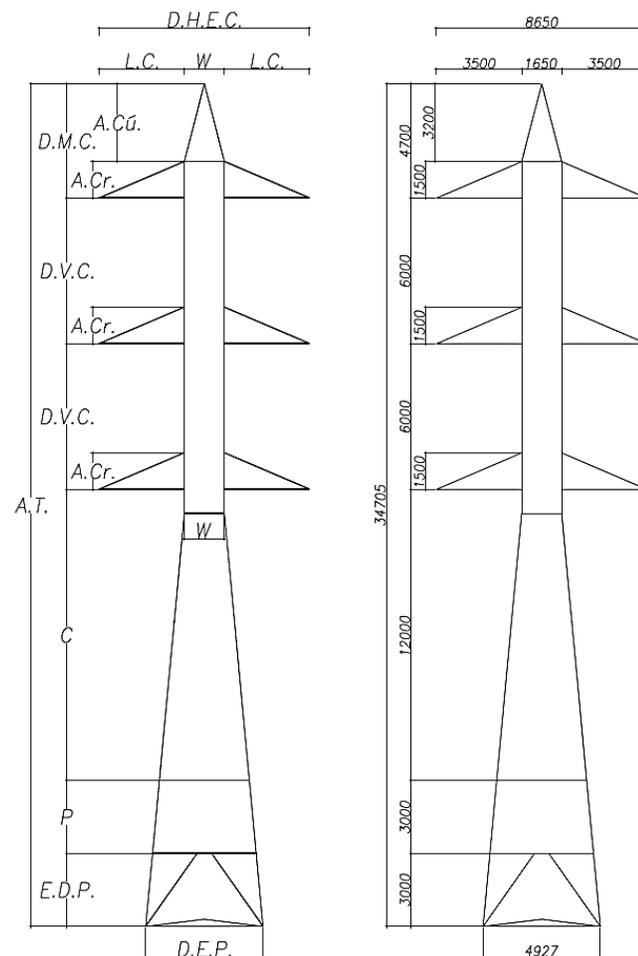


Figura 35. Dimensiones seleccionadas por Diseñador para Torre SP2+3

3.1.2.1 Dimensiones celosías

3.1.2.1.1 Cabeza

La celosía de la sección recta, que corresponde a la de la cabeza, se la hizo tipo Warren gracias a las dimensiones dadas por el cliente, fue posible hacer una celosía muy uniforme con medidas que facilitarán el proceso de manufactura. El ángulo máximo indicado por el cliente se sobrepasa por 2°, sin embargo el cliente aprueba el diseño ya que dicho ángulo se puede corregir mediante el uso de aisladores de mayor longitud, dado que el ángulo sobrepasado no es considerablemente grande.

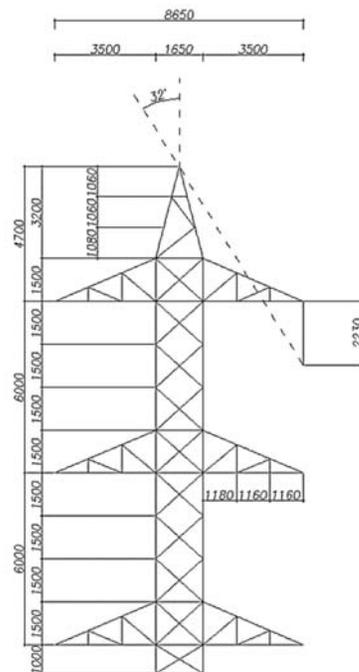


Figura 36. Celosía cabeza de torre SP2

3.1.2.1.2 Cuerpo

El cuerpo, Figura 37, se lo diseño de tal manera que no hay cierres intermedios, solamente la celosía tipo Warren, separada por dimensiones cerradas, éstas al ser distancias considerables tendrán que estar formadas por elementos resistentes al pandeo una vez que se seleccionen los perfiles más idóneos para conformarla.

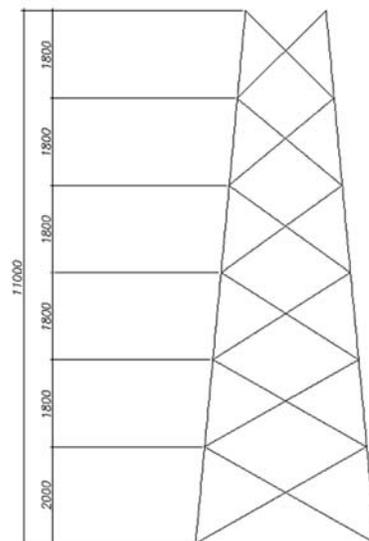


Figura 37. Celosía cuerpo torre SP2

3.1.2.1.3 Patas

La sección de las patas en la Torre SP2+3, Figura 38, está constituida por un triángulo con una altura de 2 metros, y una sección de transición de 1 metro, ésta posee una geometría peculiar, esto es debido a que no todas las torres requieren extensión de patas y como una medida de ahorro económico, la producción en serie de las torres debe ser lo más versátil posible, por lo cual al ser necesaria la extensión de patas de 3 metros, las patas originales deberán convertirse en parte del cuerpo utilizando la menor cantidad posible de elementos individuales para esto, por lo cual se aprovechan las perforaciones originales de las patas para adecuar una geometría resistente y de aporte al resto del cuerpo de la torre.



Figura 38. Celosía patas torre SP2+3

3.1.2.1.4 Extensión de Patas

Las patas al ser elementos largos, requieren una celosía que cortopandé la flexión de las mismas, por lo cual se las ha dividido en tres partes iguales por medio de elementos redundantes, tal y como se muestra en la Figura 39.

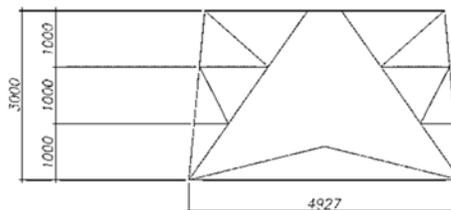


Figura 39. Celosía de extensión de patas torre SP2+3

3.1.3 PROYECCIÓN 3D DE TORRE DE SUSPENSIÓN SP2

Por medio de AutoCad se realiza un arreglo polar de las caras de la torre, y los elementos como crucetas y cúpula son dibujados tal y como se los especifica en los parámetros entregados por el cliente, ver Figura 40.

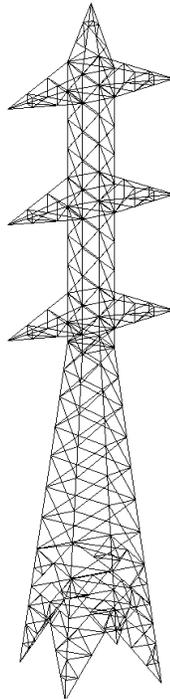


Figura 40. Proyección 3D de Torre SP2+3

En la Figura 41 y Figura 42 se muestran detalles de la proyección 3D, se hace énfasis en los antitorsosres puesto que estos elementos evitan que la torre torsione de manera inestable al ser cargada, sin estos elementos la torre oscilaría de manera descontrolada.

Por medio de la proyección 3D es posible exportar dicha proyección al programa SAP 2000, el cual además de calcular las cargas que soportará cada elementos, nos permite simular los casos específicos de carga señalados por el cliente.

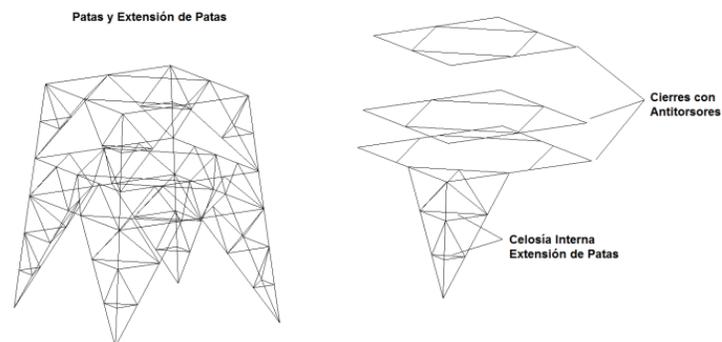


Figura 41. Esquema de Antitorsosres parte baja de la torre SP2+3 y celosía interna de Patas.

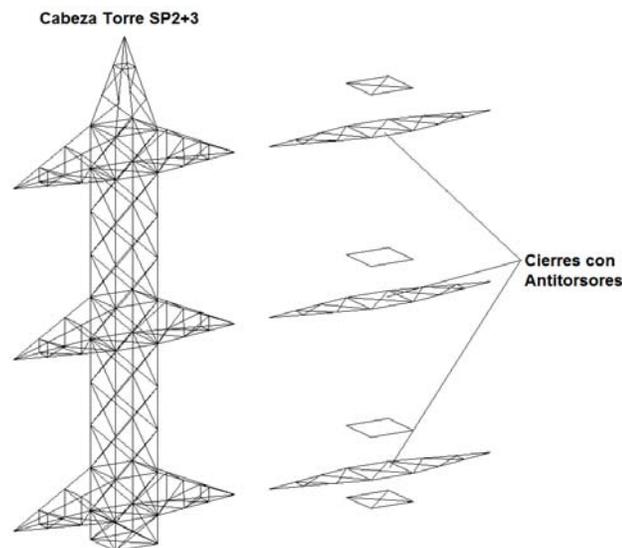


Figura 42. Esquema cierres con antitorsos de cabeza de la torre SP2+3.

Los antitorsos junto con la celosía de corta longitud de las patas y del cuerpo, se toman como elementos redundantes, los cuales no requieren atención rigurosa, dada las bajas cargas que éstos soportan.

3.1.4 ANÁLISIS DEL ÁRBOL DE CARGAS PROPUESTO POR LA EEQ (EMPRESA ELECTRICA QUITO)

Para el diseño de la torre SP2, el diseñador de la línea ha creado seis casos de carga específicos, los cuales recrean condiciones críticas extremas bajo las cuales se podría encontrar la estructura en algún momento en condiciones de servicio.

Para los gráficos presentados en cada caso, se señalan las siguientes indicaciones:

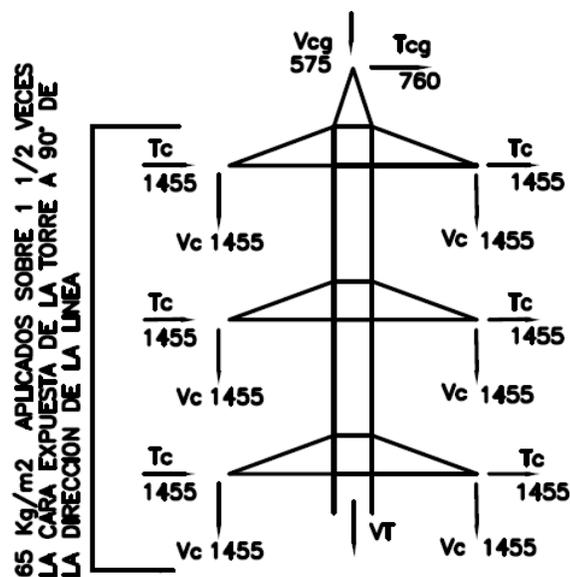
- La torre será diseñada, considerando todos los casos de carga aquí indicados.
- Las cargas longitudinales deberán ser aplicadas en dirección perpendicular al eje central de la cruceta.
- Todas las cargas longitudinales y transversales serán aplicadas como se presentan o en dirección opuesta.
- Todas las cargas son finales e incluyen los factores de seguridad (O.L.F. Over Load Factor; Factor de sobrecarga).
- $V_t = (\text{PESO MUERTO DE LA TORRE} + 100\text{Kg}) \times (\text{O.L.F.})$, siendo O.L.F. = 1.4

- Todas las cargas están en kilogramos (kg).

3.1.4.1 CASO 1

De acuerdo a la Figura 43 el CASO 1 corresponde al de Carga Vertical y Transversal, compuesta por cargas verticales producidas por el peso de los cables de guardia y conducción, así mismo las cargas transversales ocasionadas por el viento en la torre y en los cables de guardia y conducción.

Se tiene para este caso una carga 65 kg/m^2 del viento el cual se lo aplicará con un factor de 1.5 en una sola cara de la torre, la cara expuesta a 90° con respecto a la dirección de la línea, el factor indicado considera el viento que actúa en la cara opuesta a la cara expuesta.



CASO 1

CARGA VERTICAL Y TRANSVERSAL

Figura 43. CASO 1 de cargas para torre SP2.

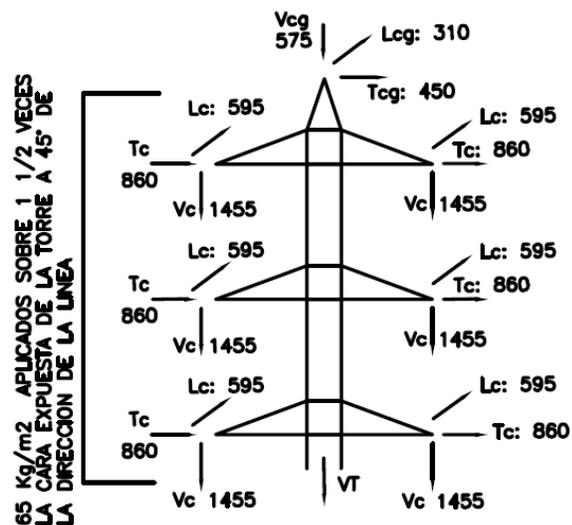
Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.4.2 CASO 2

El CASO 2, Figura 44, corresponde al caso de Carga Vertical, originada por el peso propio de los cables, el peso muerto de la torre y el peso muerto de los equipos; Carga Transversal ocasionada por el viento actuante en la torre, cables de guardia y cables de conducción; y finalmente Carga Longitudinal, ocasionada por la tensión de

los cables de conducción y guardia en una sola dirección, esto simula la condición de montaje de la línea cuando los cables de sujetan solamente a un lado de la torre, mientras que el lado opuesto aún no posee tensión en los cables de conducción.

Para este caso aunque la carga de presión de viento es similar a la del CASO 1, la dirección es distinta, el viento actúa a 45° con respecto a la dirección de la línea, es decir incide en dos caras de la torre, por lo tanto no actúa de manera directa en los perfiles de la torre, sino parcialmente en estos.



CASO 2

CARGA VERTICAL, TRANSVERSAL
Y LONGITUDINAL

Figura 44. CASO 2 de cargas para torre SP2

Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.4.3 CASO 3

En la Figura 45 se observa el CASO 3, el cual corresponde a Sobrecarga Vertical $V'cg$ (Vertical cable de guardia) y $V'c$ (Vertical cable de conducción) aplicados sobre un conductor y sobre un cable de guardia, este caso considera el límite de carga superior que puede darse lugar en la línea, ya sea por lluvia en los cables, o por motivos más aislados como la caída de árboles u otros objetos sobre los cables; en el diseño de la torre SP2+3 se aplica la sobrecarga vertical a todos los conductores y el cable de guardia para someter a la torre a un evento de mayor exigencia, de esta manera se

considera un evento de mayor cuidado y se obtiene una mayor contemplación de seguridad en el diseño de la torre.

La carga de viento es de tan solo 20 kg/m^2 aplicados a 90° de la dirección de la línea, es decir que la carga de viento para este caso es de aproximadamente $1/3$ de la carga de viento máxima.

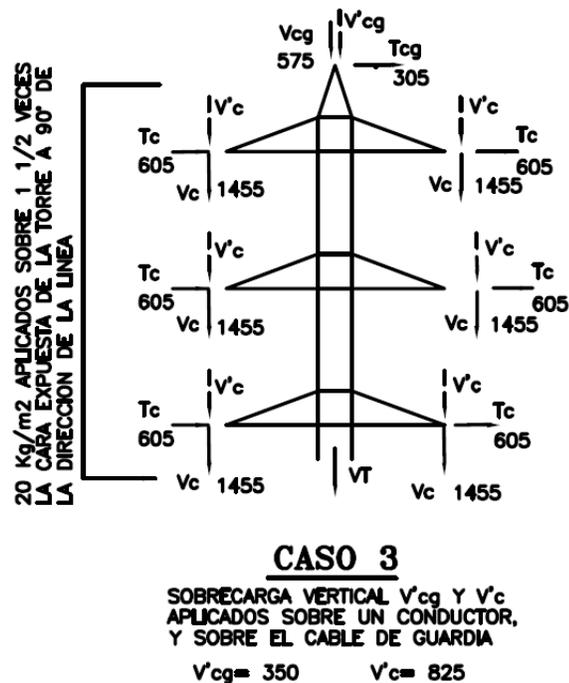


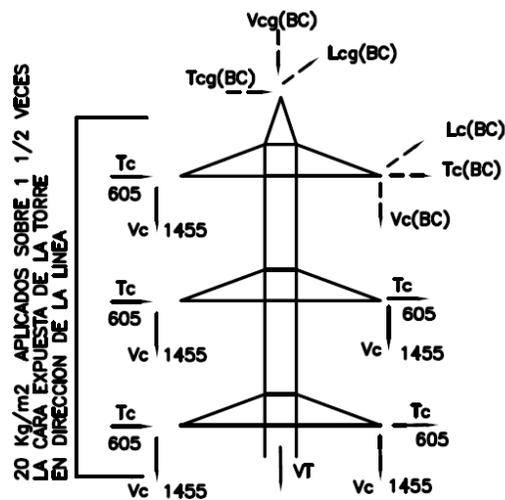
Figura 45. CASO 3 de cargas sobre torre SP2
Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.4.4 CASO 4

El CASO 4 correspondiente al de Rotura de un Conductor y Un Cable de Guardia, Figura 46, considera la idea del estado de la torre soportando la tensión de un cable de guardia y cable de conducción de un solo lado, este pone a prueba el soporte a torsión de la torre.

Las cargas de rotura de conductor se pueden aplicar en la cruceta que se desee, sin embargo es más crítica la torsión generada en cualquiera de las dos crucetas superiores.

Para este caso el viento corresponde a 20 kg/m^2 cuya dirección va en sentido de la línea.



CASO 4

ROTURA DE UN CONDUCTOR Y UN CABLE DE GUARDIA

REEMPLAZAR ESTAS CARGAS DONDE SE APLIQUE

$L_{cg}(BC) = 785$ $L_c(BC) = 1460$

$T_{cg}(BC) = 150$ $T_c(BC) = 300$

$V_{cg}(BC) = 290$ $V_c(BC) = 730$

Figura 46. CASO 4 de cargas de la torre SP2

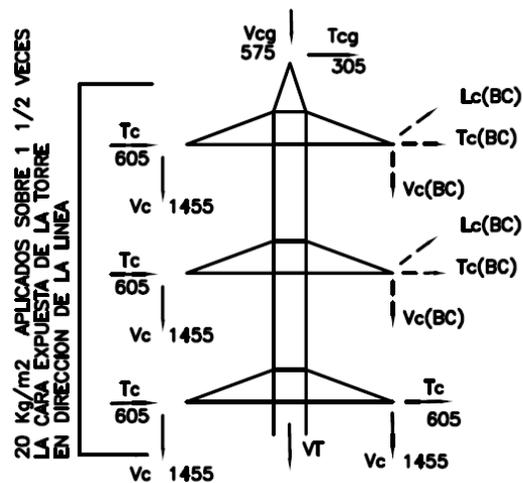
Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.4.5 CASO 5

En el CASO 5 Rotura de Dos Conductores, Figura 47, al igual que en el CASO 4, la torre es sometida a una alta fuerza de torsión, siendo un caso crítico para todos los elementos de soporte inferiores, así como para las crucetas.

Las cargas longitudinales de los cables rotos son altas, y al aplicarse la rotura de ambos conductores del mismo lado tal y como se muestra en la Figura 47, dichas cargas longitudinales se suman en el esfuerzo torsional a soportarse por la estructura.

El viento se aplicará en la dirección de la línea con una presión de 20kg/m².



CASO 5

ROTURA DE DOS CONDUCTORES

REEMPLAZAR ESTAS CARGAS DONDE SE APLIQUE

$$Lc(BC) = 1460$$

$$Tc(BC) = 300$$

$$Vc(BC) = 730$$

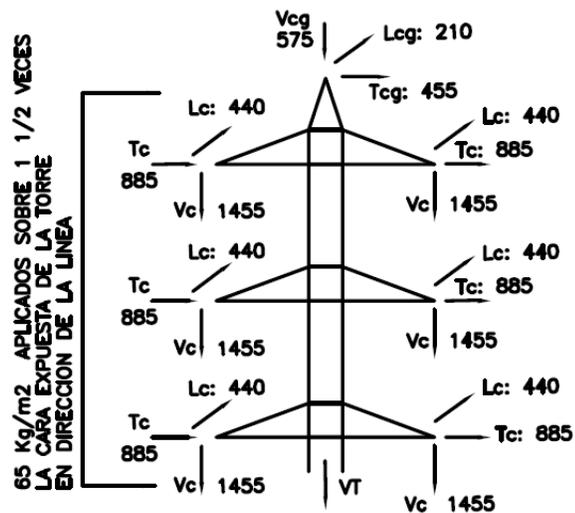
Figura 47. CASO 5 de cargas de la torre SP2

Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.4.6 CASO 6

El CASO 6 corresponde al de Desbalanceamiento Longitudinal, Figura 48, el cual simula un exceso de cargas longitudinales en una sola cara de la torre, esto se puede dar en el momento en el cual después de tenderse los cables de conducción, se inicia el tensado necesario de los mismos, por lo cual la torre se someterá a fuerzas que intentarán volcarla.

El viento es de 65kg/m², el máximo considerado para esta línea, por lo cual éste es junto con el CASO 1 los casos más críticos a evaluarse en esta estructura.



CASO 6

DESBALANCIAMIENTO LONGITUDINAL

Figura 48. CASO 6 de cargas de la Torre SP2

Fuente: (compraspublicas, 2012)

3.1.5 APLICACIÓN DE CARGAS EN SAP2000

La aplicación de viento se hizo de acuerdo a la norma de INECEL, mientras que las cargas de cables de guardia y conducción se realizaron de acuerdo a lo especificado por el diseñador de la línea.

3.1.5.1 Viento

Tal y como lo especifica la norma de INECEL, el ancho del ala se multiplicará por la presión de viento indicada por el diseñador de la línea, en la Tabla 12 se indican las cargas aplicadas en el programa y mostrados en la Figura 49, según perfiles preliminares asignados tentativamente.

Tabla 12.

Carga lineal distribuida en los perfiles de la torre

Presión de viento (kg/m ²)	Ala de perfil (mm)	Carga lineal de viento (kg/m)
65	40	2.6
	50	3.25
	65	4.23
	75	4.88
	100	6.5

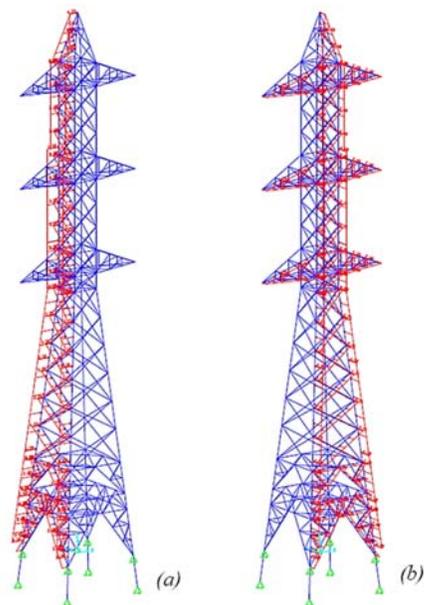


Figura 49. Viento sobre la estructura; (a) viento en eje X; (b) viento en eje Y
Fuente: SAP2000 V14

3.1.5.2 Cargas puntuales

Las cargas de conductores y cables de guardia se las aplicó de manera puntual, es decir se aplicaron para cada caso siete cargas en siete nodos, dichos nodos se muestran en la Figura 50.

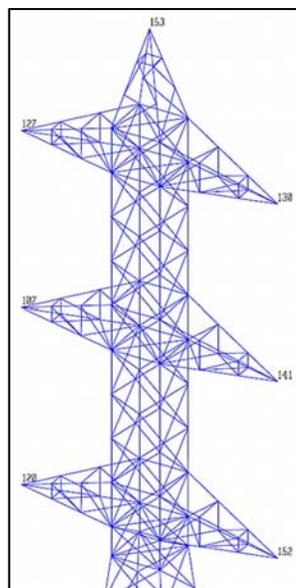


Figura 50. Puntos de aplicación de cargas puntuales
Fuente: SAP 2000 V14

Los esquemas de cargas puntuales aplicadas se muestran en el ANEXO 11.

Las reacciones axiales obtenidas mediante el programa SAP2000 se indican en el ANEXO 12.

3.1.5.3 Reacciones en la base

Mediante las reacciones en la base de la torre se diseñan las zapatas de cimentación o las placas de sujeción de la torre al piso.

En la Figura 51 se identifican los nodos que actúan como soportes en la base.

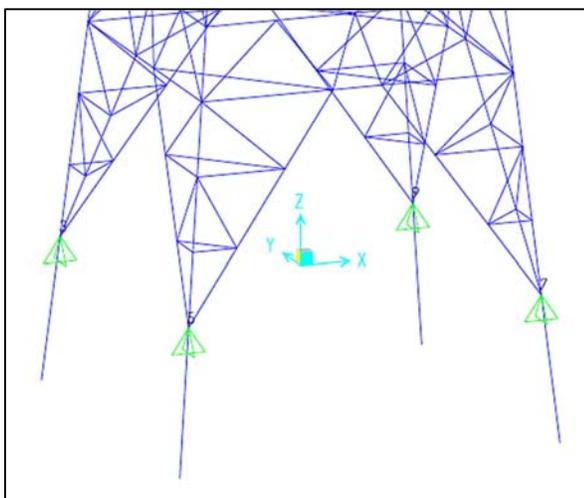


Figura 51. Nombre de nodos de patas Torre SP2+3
Fuente: SAP2000 V14

Las reacciones sobre las patas se indican en la Tabla 13 en la misma se divisan cargas axiales y cortantes; F1, F2 y F3 corresponden las fuerzas actuando en los ejes X, Y y Z, respectivamente.

Tabla 13.

Reacciones en base de patas de Torre SP2+3

NODO	COMBINACIÓN	F1	F2	F3
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
3	CASO1	-2241.89	2475.61	-22127.68
3	CASO2	136.42	71.61	41.42
3	CASO3	-487.02	595.24	-5369.14
3	CASO4	793.43	159.82	3563.07
3	CASO5	1234.27	272.94	4764.5

Continúa →

3	CASO6	136.12	94.76	-719.86
5	<u>CASO1</u>	<u>-2243.53</u>	<u>-2475.85</u>	<u>-22128.68</u>
5	CASO2	-2502.69	-2563.4	-23521.98
5	CASO3	-489.52	-595.61	-5370.57
5	CASO4	-1686.23	-847.85	-12628.65
5	CASO5	-2077.03	-642.76	-13017.61
5	CASO6	-2098.02	-2318.11	-20685.69
7	<u>CASO1</u>	<u>-3098.3</u>	<u>3356.19</u>	<u>29830.46</u>
7	CASO2	-730.54	935.13	7658.34
7	CASO3	-1655.36	1772.71	15722.87
7	CASO4	-694.67	318.05	3653.71
7	CASO5	-891.22	-252.45	2242.17
7	CASO6	-746.02	951.75	8420.21
9	<u>CASO1</u>	<u>-3099.54</u>	<u>-3355.95</u>	<u>29830.36</u>
9	CASO2	-3371.34	-3428.43	31226.71
9	CASO3	-1657.13	-1772.34	15722.34
9	CASO4	-1852.61	-2322.6	19806.01
9	CASO5	-1560.36	-2751.74	19964.98
9	CASO6	-2981.41	-3176.22	28389.78

Fuente: SAP2000 V14

Tenemos que las fuerzas más extremas se dan en el CASO 1 de combinación de cargas, las mismas que se utilizaron en el diseño de los clets y se utilizarán en la verificación de los elementos de sujeción del banco de pruebas.

3.1.6 ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN LA TORRE SP2+3

La torre SP2+3 cuenta con 460 elementos, los mismos que han sido denominados según como se muestra en el ANEXO 13.

Dado que la torre se ha diseñado con una armadura tipo Warren tanto en el cuerpo como en la cabeza, ésta estará sujeta a compresión y tensión en distintos componentes. Para su análisis se ha desarrollado una hoja de resumen de cargas axiales críticas mostrada en el ANEXO 14, tanto en dicho anexo como en el cálculo manual presentado se han tomado en cuenta solamente los casos que se recrearán en el banco de pruebas, es decir, el CASO 1 y CASO 6 de carga.

3.1.7 PERFILES DE DISEÑO

La torres eléctricas autoportadas propuestas son cuadradas, por lo tanto el tipo de perfil más conveniente resulta ser el tipo ‘L’ o también llamado ángulo simple, ya que este provee gran versatilidad para ensamblaje de estructuras poligonales, las propiedades y características que estos tipos de perfiles son muy buenas en comparación a su sección, y en un proyecto como este, el peso total de la estructura es de mucho interés.

Se cuenta entonces con los perfiles enunciados a continuación:

Tabla 14.
Perfiles disponibles para torre SP2+3

PERFIL	ALA b (mm)	ESPEJOR t (mm)	MATERIAL	ESFUERZO DE FLUENCIA (kgf/cm ²)	ESFUERZO ÚLTIMO (kgf/cm ²)	ÁREA BRUTA (cm ²)	Radio de giro eje menor r _v (cm)
L40X3	40	3	ASTM A36	2531.05	4077.8	2.31	0.795
L40X4	40	4	ASTM A36	2531.05	4077.8	3.04	0.774
L50X3	50	3	ASTM A36	2531.05	4077.8	2.91	1
L50X4	50	4	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	3.84	0.974
L50X5	50	5	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	4.75	0.97
L65X5	65	5	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	6.25	1.27
L75X6	75	6	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	8.64	1.47
L100X8	100	8	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	15.36	1.96
L100X10	100	10	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	19	1.95
L100X12	100	12	ASTM A572Gr50	3515.34	4569.98	22.56	1.94

Los perfiles se definirán de acuerdo a los cálculos realizados por medio del método LRFD de la norma AISC.

3.2 CÁLCULO MANUAL DE MIEMBROS ESTRUCTURALES Y VERIFICACIÓN DE CONEXIONES Y ACCESORIOS DE TORRE SP2+3

La clasificación de elementos de la torre SP2+3 se halla en el ANEXO 13, reacciones y características de elementos se encuentran en el ANEXO 14, los nodos de la torre que llevan placas se indican en el ANEXO 15 y las reacciones y

características de los elementos unidos por placas se indican en el ANEXO 16. Se analizarán los elementos representativos más críticos en los casos de carga 1 y 6 y se los señala además en los anexos mencionados.

3.2.1 ANÁLISIS DE PERFILES CRÍTICOS DE ACUERDO A LA NORMA AISC

Para el análisis bajo las distintas solicitaciones que se especifican, es necesario tener las características del perfil tipo "L", se utiliza en el proceso de análisis las características mostradas en la Tabla 14, y se utiliza de referencia la Figura 52, mostrada a continuación:

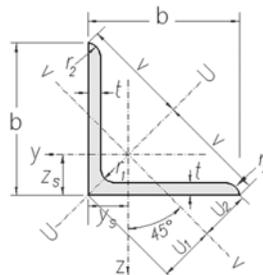


Figura 52. Nomenclatura de parámetros de sección de un perfil tipo "L" o ángulo.

Fuente: (staticstools.eu, n/a)

En la sección 2.4.3 se indicaron los límites de esbeltez recomendados de acuerdo a la norma ASCE 10-97, en el cálculo manual se considerará un diseño conservador utilizando la mitad del valor de esbeltez recomendado con el fin de no manejar el valor límite en los elementos analizados, habrá casos en los que por limitación de los perfiles que se manejan el valor de esbeltez será incrementado sin ser el límite recomendado sobrepasado en ningún momento.

3.2.1.1 Columnas

COMPRESIÓN

Datos de entrada:

Elemento 390-2 ubicación TRAMO 2

$K = 1.0$

Factor de longitud efectiva

$E = 2039499 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad de acero

$$\Phi_c = 0.9$$

$$Q = Q_s \cdot (Q_a = 1.0)$$

Factor LRFD de compresión

Factor de reducción para elementos no rigidizados

En la Figura 53 se indica elemento 390-2 así como la forma en que la fuerza axial actúa en el mismo.

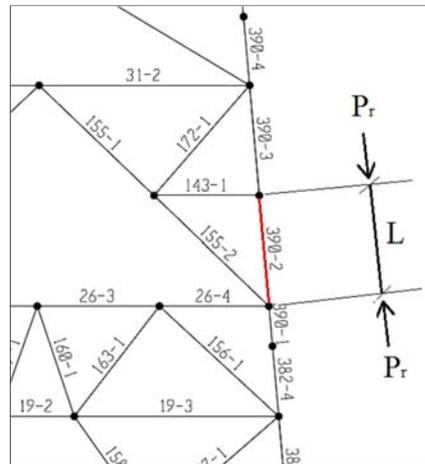


Figura 53. Detalle de elemento 390-2 para torre SP2+3

$$P_r = -28960.1 \text{ kgf}$$

Fuerza axial requerida

$$L = 100 \text{ cm}$$

Longitud del elemento

Datos de salida iniciales:

$$\frac{K \cdot L}{r} = 75$$

Esbeltez de diseño para elemento principal recomendado Tabla 6

$$r_{\min} = \frac{K \cdot L}{75} = \frac{1 \cdot 100}{75} = 1.33 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo recomendado

$$\phi_c \cdot F_{cr} = 29.8 \text{ ksi} = 2095.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo crítico disponible, Tabla 4-22 AISC @ $KL/r = 75$

$$A_{g\min} = \frac{P_r}{\phi_c \cdot F_{cr}} = \frac{28960.1}{2095.15} = 13.82 \text{ cm}^2$$

Área bruta mínima recomendada

Según Tabla 14 los perfiles L100X12, L100X10 y L100X8 son los más aproximados al radio de giro recomendado, siendo el área mínima la que gobierna la decisión.

Se trabaja con el perfil L100X8.

Datos de salida:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{10}{0.8} = 12.5$$

Relación Ancho-Espesor

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2039499}{3515.34}} = 10.83$$

 $\lambda > \lambda_r \therefore$ Sección esbelta

$$0.91 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.91 \cdot \sqrt{\frac{2039499}{3515.34}} = 21.91$$

Condición para definir Q_s

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Condición (ii) AISC para determinar Q_s

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.34 - 0.76 \cdot \left(\frac{10}{0.8}\right) \cdot \sqrt{\frac{3515.34}{2039499}} = 0.966$$

AISC (E7-11)

$$Q = Q_s = 0.966$$

Factor de reducción

Resistencia a compresión por pandeo flexionante de miembros con elementos esbeltos

$$\frac{K \cdot L}{r_v} = \frac{1 \cdot 100}{1.96} = 51.02$$

Longitud efectiva, eje principal menor v (cumple recomendación)

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2039499}{0.966 \cdot 3515.34}} = 115.43$$

Condición para definir esfuerzo crítico

$$\therefore \frac{K \cdot L}{r_v} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_v}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2039499}{(51.02)^2}$$

AISC (E3-4)

$$F_e = 7732.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658^{\frac{F_y}{Q \cdot F_e}}\right) \cdot F_y = 0.966 \cdot \left(0.658^{\frac{3515.34}{0.966 \cdot 7732.89}}\right) \cdot 3515.34$$

AISC (E7-2)

$$F_{cr} = 2788.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{nc} = F_{cr} \cdot A_g = 2788.7 \cdot 15.36$$

AISC (E7-1)

$$P_{nc} = 42834.4 \text{ kgf}$$

$$\therefore \Phi_c P_{nc} = 0.9 \cdot 42834.4 = 38550.9 \text{ kgf}$$

Resistencia a compresión LRFD

$$F.S. = \frac{\Phi_c P_{nc}}{P_r} = \frac{38550.9}{28960.1} = 1.33$$

Factor de seguridad columna a compresión

El perfil L100X8 resiste la carga axial solicitada, sin embargo para el diseño definitivo se utilizó el perfil L100X12.

TENSIÓN

Datos de entrada:

Elemento 394-2 TRAMO 3

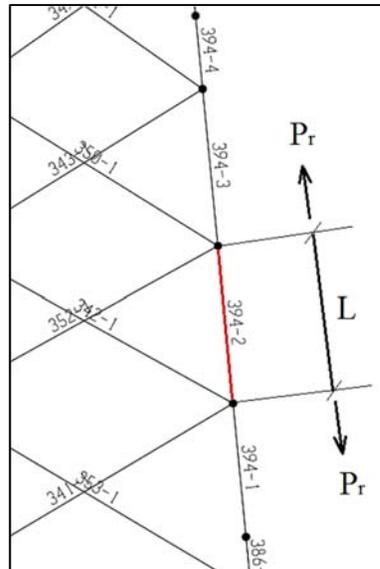


Figura 54. Detalle del elemento 394-2 de la torre SP2+3

$$P_r = 22085.78 \text{ kgf}$$

Fuerza axial requerida

$$L = 180 \text{ cm}$$

Longitud del elemento

$$U = 0.8$$

Factor de retraso de cortante, Tabla D3.1 [AISC]@4 o más pernos

$$E = 2039499 \text{ kgf/cm}^2$$

Módulo de elasticidad de acero

$$\Phi_t = 0.9$$

Factor LRFD para tensión de fluencia

$$\Phi_t = 0.75$$

Factor LRFD para tensión en el resto de casos

Datos de salida iniciales:

Se asume que el perfil necesario para la columna será ASTM A573 Gr. 50.

$$\min A_g = \frac{P_r}{\Phi_t F_y} = \frac{22085.78}{0.9 \cdot 3515.34} = 6.98 \text{ cm}^2$$

Área bruta mínima requerida a tensión

$$\min A_n = \frac{P_r}{\Phi_t \cdot F_u \cdot U} = \frac{22085.78}{0.75 \cdot 4569.98 \cdot 0.8} = 8.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta mínima requerida a tensión sin considerar agujeros}$$

Para los elementos a tensión tanto la norma AISC como la ASCE 10-97 no señalan un valor de esbeltez del todo mandatorio, sin embargo recomiendan no se sobrepase el valor de 300, para tener datos conservadores se toma el valor de la mitad del recomendado.

$$r_{\min} = \frac{L}{150} = \frac{180}{150} = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro mínimo recomendado a tensión}$$

De acuerdo a la Tabla 14 y el área de sección neta mínimo recomendado, el cual es el valor recomendado que gobierna, se puede utilizar el perfil L75X6, sin embargo posterior a un proceso de prueba y error se tiene que el mínimo perfil que se puede utilizar es el L100X10.

Se trabaja con el perfil L100X10.

Datos de salida:

Tensión de fluencia en el área bruta ($\Phi_t=0.9$)

$$P_n = F_y \cdot A_g = 3515.34 \cdot 19 = 66791.46 \text{ kgf} \quad \text{AISC (D2-1)}$$

Tensión de ruptura en la sección neta ($\Phi_t=0.75$)

$$A_n = 0.85 \cdot A_g = 0.85 \cdot 19 = 16.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta placas empernadas en empalme}$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.8 \cdot 16.15 = 12.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efectiva}$$

$$P_n = F_u \cdot A_e = 4569.98 \cdot 12.92 = 59044.14 \text{ kgf} \quad \text{AISC (D2-2)}$$

Tensión de ruptura en el área neta efectiva ($\Phi_t=0.75$)

$$t_p = 1 \text{ cm} \quad \text{Espesor placa}$$

Se asume que el espesor de la placa es igual al del perfil analizado.

$$b_e = 2 \cdot t_p + 1.6 = 2 \cdot 1 + 1.6 = 3.6 \text{ cm} \quad \text{Distancia de borde efectiva}$$

$$P_n = F_u \cdot (2 \cdot t \cdot b_e) = 4569.98 \cdot (2 \cdot 1 \cdot 3.6) = 32903.86 \text{ kgf} \quad \text{AISC (D5-1)}$$

Rotura por corte del área neta efectiva ($\Phi_t=0.75$)

$$d = 5/8 \text{ in} = 1.5875 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de pernos}$$

$$l_{\min} = 7/8 \text{ in} = 2.22 \text{ cm} \quad \text{Distancia mínima borde agujero-borde placa}$$

$l_{\text{máx}} = 12 \cdot t = 12 \cdot 1 = 12 \text{ cm}$	Distancia máxima borde agujero- borde placa
$a = (l_{\text{máx}} - l_{\text{min}})/2 = (12 - 2.22) \cdot 0.5 = 4.89 \text{ cm}$	Distancia media más corta desde borde agujero-borde elemento (asumido para cálculo)
$A_{\text{sf}} = 2 \cdot t \cdot \left(a + \frac{d}{2}\right) = 2 \cdot 1 \cdot \left(4.89 + \frac{1.5875}{2}\right) = 11.37 \text{ cm}^2$	Camino del área de falla por corte
$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{\text{sf}} = 0.6 \cdot 4569.98 \cdot 11.37 = 31176.4 \text{ kgf}$	AISC (D5-2)
Aplastamiento del área proyectada por los pernos ($\Phi_t = 0.75$)	
$n = 10$	Número de pernos en ambas alas (asumido)
$A_{\text{pb}} = n \cdot t \cdot d = 10 \cdot 1 \cdot 1.5875 = 15.875 \text{ cm}$	Área proyectada de apoyo
$P_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{\text{pb}} = 1.8 \cdot 3515.34 \cdot 15.875 = 100450.84 \text{ kgf}$	AISC (J7-1)

➔ Se selecciona la menor resistencia determinada, siendo la Rotura por corte del Área Neta Efectiva la resistencia que gobierna el perfil:

$\therefore \Phi_t P_n = 0.75 \cdot 31176.4 = 23382.3 \text{ kgf}$	Resistencia de tensión LRFD
$F.S. = \frac{\Phi_t P_n}{P_r} = \frac{23382.3}{22085.78} = 1.06$	Factor de seguridad columna a compresión

El perfil L100X10 resiste con un factor de seguridad bajo; en el diseño definitivo se utilizaron perfiles L100X12.

3.2.1.2 Diagonales

Tabla 15.

Hoja de cálculo diagonal más crítica en compresión

COMPRESIÓN			
		Elemento	70-1
		Ubicación	TRAMO 5
		Función	DIAGONAL
		Material	ASTM A36
		F_y	2531.05 kgf/cm ²
		F_u	4077.8 kgf/cm ²
		E	2039499 kgf/cm ²
		DATOS DE ENTRADA	
		K	1 adimensional
		d	1/2 in
L	96.469 cm		
t_p	0.6 cm		
P_r	-3406.26 kgf		
Naturaleza de carga		COMPRESIÓN	
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$KL/r = 100$	adimensional	L50X3	
$r_{min} = 0.96$	cm	$b = 5$	cm
$\Phi F_{cr} = 1345.68$	kgf/cm ²	$t = 0.3$	cm
$A_{gmin} = 2.53$	cm ²	$KL/r_v = 96.47$	Cumple
		$A_g > r_v > A_{gmin}$ y r_{min}	Cumple
DATOS DE ENTRADA			
$\lambda = b/t = 16.67$	adimensional	$\lambda_p = 0.45\sqrt{E/F_y} = 12.77$	adimensional
$\lambda_r = 0.91\sqrt{E/F_y} = 25.83$	adimensional	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	$Q = 0.89$
			Condición (ii) Ec. (E7-11)
DATOS DE SALIDA			
$4.71\sqrt{E \cdot Q \cdot F_y} = 141.72$	adimensional	$F_e = 2162.91$	kgf/cm ² Ec. (E3-4)
		$F_{cr} = 1456.72$	kgf/cm ² Ec. (E7-2)
ESTADO LÍMITE COMPRESIÓN			
Resistencia a compresión	$P_n = F_{cr} \cdot A_g$	$\Phi_c = 0.9$	4239.06 kgf Ec. (E7-1)
Resistencia a compresión del perfil			$\Phi_c P_n = 3815.15$ kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S.	=	$\frac{\Phi_c P_n}{P_r} = \frac{3815.15}{3406.26}$	= 1.12

Si bien el perfil L50X3 soporta las cargas solicitadas con un factor de seguridad relativamente bajo, en el diseño definitivo se utilizaron perfiles L50X5.

Tabla 16.
Hoja de cálculo diagonal más crítica en tensión

TENSIÓN			
		Elemento 227-1 Ubicación TRAMO 1 Función DIAGONAL Material ASTM A36 F_y 2531.05 kgf/cm ² F_u 4077.8 kgf/cm ² E 2039499 kgf/cm ²	
		DATOS DE ENTRADA	
		L 146.852 cm	l_{min} 1.1 cm
		l_{max} 3.6 cm	a 2.5 cm
		d 1/2 in	t_p 0.6 cm
		n 1 adimensional	U 0.6 adimensional
		P_r 1215.8 kgf	Naturaleza de carga TENSIÓN
		DATOS DE SALIDA INICIALES	
		Perfil seleccionado para cálculo	
		L50X3	
$*minA_g = 0.53$ cm ²	b 5 cm	A_g 2.91 cm ²	
$**minA_n = 0.66$ cm ²	t 0.3 cm	r_v 1 cm	
$L/r < 150$ adimensional	$L/r_v = 146.85$ adimensional	A_g y $r_v > minA_g$ y r_{min} Cumple	
$r_{min} = 0.98$ cm			
DATOS DE SALIDA			
$A_n = 0.85 \cdot A_g = 2.474$ cm ²	$A_e = U \cdot A_n = 1.48$ cm ²	$A_{st} = 2 \cdot t \cdot (a+d/2) = 1.88$ cm ²	
$b_e = 2 \cdot t_p + 1.6 = 2.2$ cm ²	$A_{pb} = n \cdot t \cdot d = 0.76$ cm ²	$A_n > minA_n$ Cumple	
ESTADOS LÍMITE TENSIÓN			
Tensión de fluencia del área bruta	$\Phi_t = 0.9$	$P_n = F_y \cdot A_g = 7365.36$ kgf Ec. (D2-1)	
Tensión de ruptura en área bruta	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot A_e = 6035.144$ kgf Ec. (D2-2)	
Rotura por tensión del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot 2 \cdot t \cdot b_e = 5382.696$ kgf Ec. (D5-1)	
Rotura de corte del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{st} = 4599.7584$ kgf Ec. (D5-2)	
Aplastamiento del área proyectada por el pasador	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb} = 3462.4764$ kgf Ec. (J7-1)	
Resistencia a tensión del perfil		$\Phi_t P_n$ 2596.86 kgf	
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S. = $\frac{\Phi_t P_n}{P_r} = \frac{2596.86}{1215.8} = 2.14$			
$*minA_g = P_r / (\Phi_t = 0.9) \cdot F_y$		$**minA_n = P_r / (\Phi_t = 0.75) \cdot F_u \cdot U$	

El perfil L50X3 soporta las cargas solicitadas y fue el utilizado en el diseño definitivo.

3.2.1.3 Horizontales

Tabla 17.

Hoja de cálculo horizontal más crítica en compresión

COMPRESIÓN			
		Elemento	34-2
		Ubicación	TRAMO 1
		Función	HORIZONTAL
		Material	ASTM A572Gr50
		F_y	3515.34 kgf/cm ²
		F_u	4569.98 kgf/cm ²
		E	2039499 kgf/cm ²
		DATOS DE ENTRADA	
		K	1 adimensional
		d	1/2 in
L	183.609 cm		
t_p	0.6 cm		
P_r	-2000.16 kgf		
Naturaleza de carga		COMPRESIÓN	
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$KL/r = 150$	adimensional	L65X5	
$r_{min} = 1.22$	cm	$b = 6.5$	cm
$\Phi_c F_c = 704.55$	kgf/cm ²	$t = 0.5$	cm
$A_{gmin} = 2.84$	cm ²	$KL/r_v = 144.57$	Cumple
		A_g	6.25 cm ²
		r_v	1.27 cm
		A_g y $r_v > A_{gmin}$ y r_{min}	Cumple
DATOS DE ENTRADA			
$\lambda = b/t = 13$	adimensional	$\lambda_p = 0.45\sqrt{E/F_y} = 10.84$	adimensional
$\lambda_r = 0.91\sqrt{E/F_y} = 21.92$	adimensional	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	$Q = 0.93$
			Condición (ii) Ec. (E7-11)
DATOS DE SALIDA			
$4.71\sqrt{EQ \cdot F_y} = 117.64$	adimensional	F_e	963.09 kgf/cm ² Ec. (E3-4)
		F_{cr}	844.63 kgf/cm ² Ec. (E7-3)
ESTADO LÍMITE COMPRESIÓN			
Resistencia a compresión	$P_n = F_c \cdot A_g$	$\Phi_c = 0.9$	5278.94 kgf Ec. (E7-1)
Resistencia a compresión del perfil			$\Phi_c P_n = 4751.05$ kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S.	=	$\frac{\Phi_c P_n}{P_r} = \frac{4751.05}{2000.16}$	= 2.38

El perfil L65X5 soporta las cargas solicitadas y fue utilizado en el diseño definitivo.

Tabla 18.
Hoja de cálculo horizontal más crítica en tensión

TENSIÓN			
		Elemento 13-1	
		Ubicación TRAMO 5	
		Función HORIZONTAL	
		Material ASTM A36	
		$F_y = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$	
		$F_u = 4077.8 \text{ kgf/cm}^2$	
		$E = 2039499 \text{ kgf/cm}^2$	
		DATOS DE ENTRADA	
		L 165 cm	
		l _{min} 1.1 cm	
l _{máx} 3.6 cm			
a 2.5 cm			
d 1/2 in			
t _p 0.6 cm			
n 1 adimensional			
U 0.6 adimensional			
P _r 2136.46 kgf			
Naturaleza de carga TENSIÓN			
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$*\min A_g = 0.94 \text{ cm}^2$		L50X3	
$**\min A_n = 1.16 \text{ cm}^2$		b 5 cm	$A_g = 2.91 \text{ cm}^2$
L/r < 175 adimensional		t 0.3 cm	$r_v = 1 \text{ cm}$
$r_{\min} = 0.94 \text{ cm}$		L/r _v = 165 adimensional	$A_g \text{ y } r_v > \min A_g \text{ y } r_{\min}$ Cumple
DATOS DE SALIDA			
$A_n = 0.85 \cdot A_g = 2.474 \text{ cm}^2$	$A_e = U \cdot A_n = 1.48 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 2 \cdot t \cdot (a+d/2) = 1.88 \text{ cm}^2$	$A_n > \min A_n$ Cumple
$b_e = 2 \cdot t_p + 1.6 = 2.2 \text{ cm}^2$	$A_{pb} = n \cdot t \cdot d = 0.76 \text{ cm}^2$		
ESTADOS LÍMITE TENSIÓN			
Tensión de fluencia del área bruta	$\Phi_t = 0.9$	$P_n = F_y \cdot A_g = 7365.36 \text{ kgf Ec. (D2-1)}$	
Tensión de ruptura en área bruta	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot A_e = 6035.144 \text{ kgf Ec. (D2-2)}$	
Rotura por tensión del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot 2 \cdot t \cdot b_e = 5382.696 \text{ kgf Ec. (D5-1)}$	
Rotura de corte del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{st} = 4599.7584 \text{ kgf Ec. (D5-2)}$	
Aplastamiento del área proyectada por el pasador	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb} = 3462.4764 \text{ kgf Ec. (J7-1)}$	
Resistencia a tensión del perfil		$\Phi_t P_n$	2596.86 kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S. = $\frac{\Phi_t P_n}{P_r} = \frac{2596.86}{2136.46} = 1.22$			
$*\min A_g = P_r / (\Phi_t \cdot 0.9) \cdot F_y$		$**\min A_n = P_r / (\Phi_t \cdot 0.75) \cdot F_u \cdot U$	

El perfil L50X3 soporta las cargas solicitadas, siendo el perfil L50X5 el utilizado en el diseño definitivo.

3.2.1.4 Cruceetas

Tabla 19.

Hoja de cálculo cruceeta más crítica en compresión

COMPRESIÓN							
				Elemento	282-1		
				Ubicación	TRAMO 5		
				Función	CRUCETA		
				Material	ASTM A572Gr50		
				F_y	3515.34 kgf/cm ²		
				F_u	4569.98 kgf/cm ²		
				E	2039499 kgf/cm ²		
				DATOS DE ENTRADA			
				K	1 adimensional		
				d	1/2 in		
L	120.978 cm						
t_p	0.6 cm						
P_r	-2927.34 kgf						
Naturaleza de carga		COMPRESIÓN					
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo					
$KL/r = 125$	adimensional	L50X4					
$r_{min} = 0.97$	cm	b	5	cm	A_g	3.84	cm ²
$\Phi_c F_{cr} = 1021.59$	kgf/cm ²	t	0.4	cm	r_v	0.974	cm
$A_{gmin} = 2.87$	cm ²	KL/r_v	124.21	Cumple	A_g y $r_v > A_{gmin}$ y r_{min}	Cumple	
DATOS DE ENTRADA							
$\lambda = b/t = 12.5$	adimensional	$\lambda_p = 0.45\sqrt{E/F_y} = 10.84$	adimensional	$\lambda > \lambda_p$	Perfil Esbelto		
$\lambda_r = 0.91\sqrt{E/F_y} = 21.92$	adimensional	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	$Q = 0.95$	Condición (ii) Ec. (E7-11)			
DATOS DE SALIDA							
$4.71\sqrt{E Q F_y} = 116.4$	adimensional	F_e	1304.7	kgf/cm ²	Ec. (E3-4)		
		F_{cr}	1144.22	kgf/cm ²	Ec. (E7-3)		
ESTADO LÍMITE COMPRESIÓN							
Resistencia a compresión	$P_n = F_{cr} A_g$		$\Phi_c = 0.9$	4393.8 kgf		Ec. (E7-1)	
Resistencia a compresión del perfil				$\Phi_c P_n = 3954.42$ kgf			
FACTOR DE SEGURIDAD							
F.S.	=	$\frac{\Phi_c P_n}{P_r}$	=	$\frac{3954.42}{2927.34}$	=	1.35	

El perfil L50X4 soporta las cargas de manera satisfactoria, para el diseño definitivo se utiliza el perfil L50X4.

Tabla 20.
Hoja de cálculo cruceta más crítica en tensión

TENSIÓN			
		Elemento	431-3
		Ubicación	TRAMO 7
		Función	CRUCETA
		Material	ASTM A36
		F_y	2531.05 kgf/cm ²
		F_u	4077.8 kgf/cm ²
		E	2039499 kgf/cm ²
		DATOS DE ENTRADA	
		L	130.902 cm
		l_{\min}	1.1 cm
l_{\max}	3.6 cm		
a	2.5 cm		
d	1/2 in		
t_p	0.6 cm		
n	2 adimensional		
U	0.6 adimensional		
P_r	2354.63 kgf		
Naturaleza de carga		TENSIÓN	
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$*\min A_g = 1.03 \text{ cm}^2$		L50X3	
$**\min A_n = 1.28 \text{ cm}^2$		b	5 cm
$L/r < 150$ adimensional		t	0.3 cm
$r_{\min} = 0.87 \text{ cm}$		$L/r_v = 130.9$	adimensional
		A_g	2.91 cm ²
		r_v	1 cm
		$A_g \text{ y } r_v > \min A_g \text{ y } r_{\min}$ Cumple	
DATOS DE SALIDA			
$A_n = 0.85 \cdot A_g = 2.474 \text{ cm}^2$	$A_e = U \cdot A_n = 1.48 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 2 \cdot t \cdot (a+d/2) = 1.88 \text{ cm}^2$	
$b_e = 2 \cdot t_p + 1.6 = 2.2 \text{ cm}^2$	$A_{pb} = n \cdot t \cdot d = 1.52 \text{ cm}^2$	$A_n > \min A_n$	Cumple
ESTADOS LÍMITE TENSIÓN			
Tensión de fluencia del área bruta	$\Phi_t = 0.9$	$P_n = F_y \cdot A_g = 7365.36 \text{ kgf Ec. (D2-1)}$	
Tensión de ruptura en área bruta	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot A_e = 6035.144 \text{ kgf Ec. (D2-2)}$	
Rotura por tensión del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot 2 \cdot t \cdot b_e = 5382.696 \text{ kgf Ec. (D5-1)}$	
Rotura de corte del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{st} = 4599.7584 \text{ kgf Ec. (D5-2)}$	
Aplastamiento del área proyectada por el pasador	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb} = 6924.9528 \text{ kgf Ec. (J7-1)}$	
Resistencia a tensión del perfil		$\Phi_t P_n$	3449.82 kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S.	=	$\frac{\Phi_t P_n}{P_r} = \frac{3449.82}{2354.63}$	= 1.47
$*\min A_g = P_r / (\Phi_t = 0.9) \cdot F_y$		$**\min A_n = P_r / (\Phi_t = 0.75) \cdot F_u \cdot U$	

El perfil L50X3 soporta la carga señalada, para el diseño definitivo se utiliza el perfil L50X4.

3.2.1.5 Redundantes

Tabla 21.

Hoja de cálculo redundante más crítico en compresión

COMPRESIÓN			
		Elemento	522-1
		Ubicación	TRAMO 5
		Función	REDUNDANTE
		Material	ASTM A36
		F_y	2531.05 kgf/cm ²
		F_u	4077.8 kgf/cm ²
		E	2039499 kgf/cm ²
		DATOS DE ENTRADA	
		K	1 adimensional
		d	1/2 in
L	156.578 cm		
t_p	0.6 cm		
P_r	-38.15 kgf		
Naturaleza de carga		COMPRESIÓN	
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$KL/r = 200$	adimensional	L40X3	
$r_{min} = 0.78$	cm	b	4 cm
$\Phi_c F_{cr} = 398.07$	kgf/cm ²	t	0.3 cm
$A_{gmin} = 0.1$	cm ²	KL/r_v	196.95 Cumple
		A_g	2.31 cm ²
		r_v	0.795 cm
		A_g y $r_v > A_{gmin}$ y r_{min}	Cumple
DATOS DE ENTRADA			
$\lambda = b/t = 13.33$	adimensional	$\lambda_p = 0.45\sqrt{E/F_y} = 12.77$	adimensional
$\lambda_r = 0.91\sqrt{E/F_y} = 25.83$	adimensional	$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	$Q = 0.98$
			Condición (ii) Ec. (E7-11)
DATOS DE SALIDA			
$4.71\sqrt{E Q F_y} = 135.06$	adimensional	F_e	518.93 kgf/cm ² Ec. (E3-4)
		F_{cr}	455.1 kgf/cm ² Ec. (E7-3)
ESTADO LÍMITE COMPRESIÓN			
Resistencia a compresión	$P_n = F_c \cdot A_g$	$\Phi_c = 0.9$	1051.28 kgf Ec. (E7-1)
Resistencia a compresión del perfil			$\Phi_c P_n = 946.15$ kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S.	=	$\frac{\Phi_c P_n}{P_r} = \frac{946.15}{38.15}$	= 24.8

El perfil L40X3 resiste satisfactoriamente la carga solicitada, este mismo perfil se utiliza en el diseño definitivo.

Tabla 22.
Hoja de cálculo redundante más crítico en tensión

TENSION			
		Elemento	212-1
		Ubicación	TRAMO 7
		Función	REDUNDANTE
		Material	ASTM A36
		F_y	2531.05 kgf/cm ²
		F_u	4077.8 kgf/cm ²
		E	2039499 kgf/cm ²
		DATOS DE ENTRADA	
		L	54.744 cm
		l_{min}	1.1 cm
		l_{max}	3.6 cm
		a	2.5 cm
		d	1/2 in
		t_p	0.6 cm
n	1 adimensional		
U	0.6 adimensional		
P_r	287.29 kgf		
Naturaleza de carga		TENSION	
DATOS DE SALIDA INICIALES		Perfil seleccionado para cálculo	
$*minA_g = 0.13$ cm ²		L40X3	
$**minA_n = 0.16$ cm ²		b	4 cm
$L/r < 150$ adimensional		t	0.3 cm
$r_{min} = 0.36$ cm		$L/r_v = 68.86$	adimensional
		A_g	2.31 cm ²
		r_v	0.795 cm
		A_g y $r_v > minA_g$ y r_{min} Cumple	
DATOS DE SALIDA			
$A_n = 0.85 \cdot A_g = 1.964$ cm ²	$A_e = U \cdot A_n = 1.18$ cm ²	$A_{st} = 2 \cdot t \cdot (a+d/2) = 1.88$ cm ²	
$b_e = 2 \cdot t_p + 1.6 = 2.2$ cm ²	$A_{pb} = n \cdot t \cdot d = 0.76$ cm ²	$A_n > minA_n$	Cumple
ESTADOS LÍMITE TENSION			
Tensión de fluencia del área bruta	$\Phi_t = 0.9$	$P_n = F_y \cdot A_g = 5846.73$ kgf Ec. (D2-1)	
Tensión de ruptura en área bruta	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot A_e = 4811.804$ kgf Ec. (D2-2)	
Rotura por tensión del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = F_u \cdot 2 \cdot t \cdot b_e = 5382.696$ kgf Ec. (D5-1)	
Rotura de corte del área neta efectiva	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{st} = 4599.7584$ kgf Ec. (D5-2)	
Aplastamiento del área proyectada por el pasador	$\Phi_t = 0.75$	$P_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb} = 3462.4764$ kgf Ec. (J7-1)	
Resistencia a tensión del perfil		$\Phi_t P_n$	2596.86 kgf
FACTOR DE SEGURIDAD			
F.S.	=	$\frac{\Phi_t P_n}{P_r} = \frac{2596.86}{287.29}$	= 9.04
$*minA_g = P_r / (\Phi_t = 0.9) \cdot F_y$		$**minA_n = P_r / (\Phi_t = 0.75) \cdot F_u \cdot U$	

El perfil L40X3 soporta las cargas solicitadas satisfactoriamente y se lo utiliza en el diseño definitivo de la estructura.

3.2.2 CONEXIONES CON DOBLE PERNO

Dado que todos los elementos de la celosías se conectarán con pernos ASTM A394 T0 de 1/2'', es necesario verificar que las cargas axiales generadas en los mismos no superen los 6.95 kips (3252.47 kgf) que es el valor que estos pernos soportan bajo fuerzas de corte, será necesario utilizar pernos de mayor dimensión o una mayor cantidad de pernos.

Dado que los perfiles que conforman la celosía son delgados, de entre 50 y 40 milímetros, el uso de pernos de mayores dimensiones a $\frac{1}{2}$ " no es factible, existen perfiles de celosía con alas de más de 50 milímetros, por lo cual sería posible utilizar mayores dimensiones de pernos, pero esto dificultaría el proceso de ensamblaje y aumentaría el tiempo del mismo, puesto que se tendrían que clasificar más piezas para erigir la torre.

En la Figura 55 se señalan con línea entrecortada y dos círculos en sus extremos los perfiles que se conectarán por medio de dos pernos de $\frac{1}{2}$ ", por simetría las caras que no aparecen también llevan doble perno; e acuerdo al criterio del diseñador los elementos que experimenten una carga axial de 6.3 kips (2857.63kgf) llevarán doble perno, es decir un 10% menos de la resistencia máxima de los pernos.

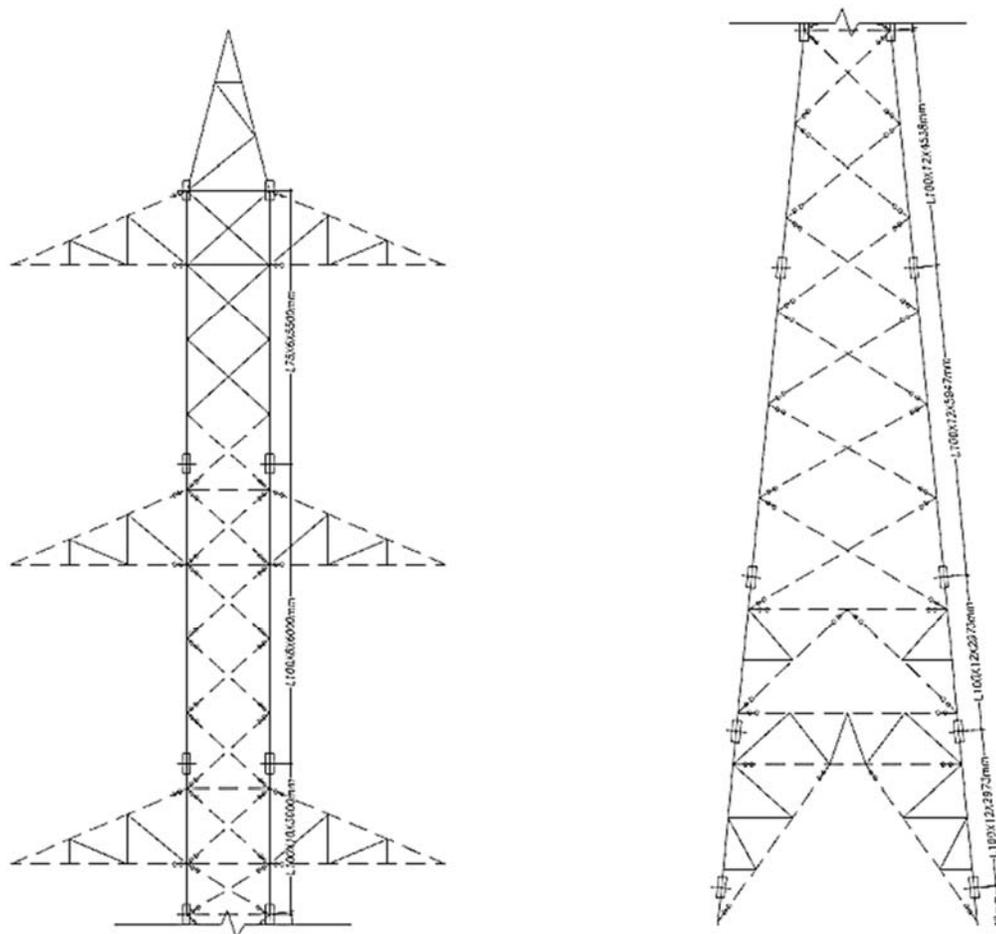


Figura 55. Perfiles que se conectan por medio de dos pernos en sus extremos representados con línea entrecortada

3.2.3 VERIFICACIÓN DE JUNTAS EMPERNADAS MÁS CRÍTICAS TORRE SP2+3

Las placas de conexiones se conciben en el programa TEKLA el cual guarda los parámetros de la norma AISC en lo que concierne a distancias mínimas, se verifican a continuación que las propiedades mecánicas de las conexiones más críticas cumplan con los requerimientos impuestos.

3.2.3.1 Placas sometidas a aplastamiento y corte

Las conexiones de mayor cuidado en la torre se dan en las columnas, para el ejemplo de cálculo se selecciona la conexión de la Figura 56.

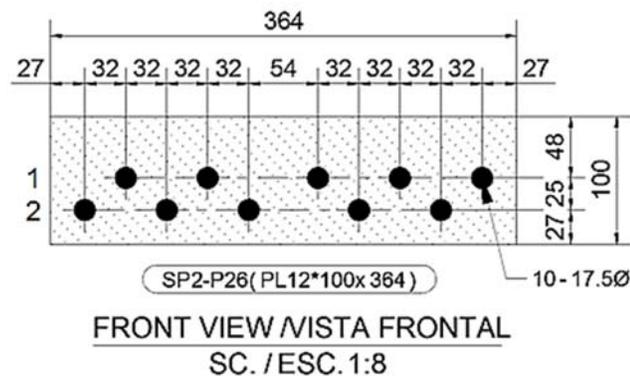


Figura 56. Placa de conexión de montante más crítico; las dimensiones se encuentran en milímetros.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Datos de entrada:

Elemento 374 STUB Nodo 207

$P_u = -28151.48 \text{ kgf}$

Carga axial de elemento 374

Pernos ASTM A394 T0 – UNC

$F_{yp} = 74 \text{ ksi} = 5202.715 \text{ kgf/cm}^2$

Resistencia mínima perno

$D = 5/8 \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

Diámetro nominal perno

$D_a = 11/16 \text{ in} = 1.746 \text{ cm}$

Diámetro nominal agujero

$N = 11/\text{in}$

Hilos por pulgada

$n = 10$

Número de pernos utilizados

$P_{nvs} = 11.15 \text{ kip} = 5057.555 \text{ kgf}$

Fuerza mínima de corte en rosca

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D - \frac{0.9743}{N} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{5}{8} - \frac{0.9743}{11} \right)^2 = 0.226 \text{ in}^2 \quad \text{Área transversal de zona roscada}$$

$$= 1.458 \text{ cm}^2$$

$$F_{nvs} = \frac{P_{nvs}}{A_s} = \frac{11.15}{0.226} = 49.336 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo de corte en zona rosca}$$

$$= 3468.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Placas Acero ASTM A36

➔ Todas las placas de la estructura llevan el mismo espesor del elemento más grueso que unen

$t_p = 1.2 \text{ cm}$	Espesor placa
$F_{ypI} = 36 \text{ ksi} = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo fluencia ASTM A36
$F_{up} = 58 \text{ ksi} = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo rotura ASTM A36
Elemento conectado perfil L100x12 A572 Gr50	
$F_{ye} = 3515.34 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo fluencia ASTM A572
$F_{ue} = 4569.95 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo rotura ASTM A572
$t_{pe} = 1.2 \text{ cm}$	Espesor de perfil
Datos SAP2000	
$F_{rv} = 62.058 \text{ kip} = 28149.035 \text{ kgf}$	Fuerza máxima de corte requerida

➔ La carga indicada es de naturaleza axial, de compresión, la cual fue la más alta registrada en el CASO 1 de carga.

Mínima distancia entre centros de agujeros

$$d_m = 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot D = 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1.588 = 2.117 \text{ cm} \quad \text{AISC (J3.3)}$$

Mínima distancia de centro de agujeros a borde de placa

$$d_b = \frac{7}{8} \text{ in} = 2.223 \text{ cm} \quad \text{AISC (Tabla J3.4)}$$

Esfuerzo de corte de pernos en su zona roscada

$\Phi_{tv} = 0.9$	Factor LRFD de tensión y corte
$R_{nvs} = P_{nvs} \cdot n = 5057.555 \cdot n \text{ kgf}$	Mínima resistencia a cortante en función del número de pernos

$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot n = 4551.8 \cdot n \text{ kgf}$ Resistencia nominal a corte en zona roscada en función de número de pernos

$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot 10 = 45518 \text{ kgf}$ Resistencia nominal a corte en zona roscada de los pernos

Fuerza de aplastamiento en agujeros de placas

$\Phi_{ap} = 0.75$ Factor LRFD de aplastamiento
 $L'_{c1} = 2.54 \text{ cm} - \frac{D}{2} = 1.75 \text{ cm}$ Menor distancia entre bordes un solo perno fila 1

$L'_{c2} = 5.08 \text{ cm} - \frac{D}{2} = 4.29 \text{ cm}$ Menor distancia entre bordes un solo perno fila 2

$R_{np} = 1.2 \cdot L'_c \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$ AISC (J3-6a)

$R_{n1} = 1.2 \cdot L'_{c1} \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$

$= 1.2 \cdot 1.75 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot n \leq 2.4 \cdot 1.588 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot n$

$R_{n1} = 10276.07 \cdot n \text{ kgf} < 18649.59 \cdot n \text{ kgf}$ Resistencia fila 1

$R_{n2} = 1.2 \cdot L'_{c2} \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$

$= 1.2 \cdot 4.29 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot n \leq 2.4 \cdot 1.588 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot n$

$R_{n2} = 25191.04 \cdot n \text{ kgf} > 18649.57 \cdot n \text{ kgf}$ Resistencia fila 2

$\Phi_{ap} R_{np} = \Phi_{ap} \cdot (10276.07 + 18649.57) \cdot n = 0.75 \cdot 28925.64$

$\therefore \Phi_{ap} R_{np} = 21694.23 \cdot n \text{ kgf}$ Resistencia al aplastamiento de grupo de agujeros en placa en función del número de pernos

➔ Cálculo con el número de pernos seleccionado por el diseñador en referencia a la Figura 56, siendo la mitad de la placa el objetivo del análisis.

$n_1 = 2$ Número de pernos en fila 1

$n_2 = 3$ Número de pernos en fila 2

$L_{c1} = 5.9 + 6.4 - 1.5 \cdot 1.75 = 9.675 \text{ cm}$ Menor distancia entre bordes de agujeros y borde placa fila 1

$L_{c2} = 2.7 + 6.4 \cdot 2 - 2.5 \cdot 1.75 = 11.125 \text{ cm}$ Menor distancia entre bordes de agujeros y borde placa fila 2

$R_{np} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$ AISC (J3-6a)

$$R_{n1} = 1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n_1 \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n_1$$

$$= 1.2 \cdot 9.675 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot 2 \leq 2.4 \cdot 1.588 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot 2$$

$$R_{n1} = 115623.92 \text{ kgf} > 37299.18 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia fila 1}$$

$$R_{n2} = 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n_2 \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n_2$$

$$= 1.2 \cdot 11.125 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot 3 \leq 2.4 \cdot 1.588 \cdot 1.2 \cdot 4077.804 \cdot 3$$

$$R_{n2} = 195879.26 \text{ kgf} > 55948.78 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia fila 2}$$

$$\Phi_{ap} R_{np} = \Phi_{ap} \cdot (37299.18 + 55948.78) = 0.75 \cdot 93247.96$$

$$\therefore \Phi_{ap} R_{np} = 69935.97 \text{ kgf}$$

Resistencia al aplastamiento de grupo de agujeros en placa

Resistencia de placas a corte

Las placas de unión en el cuerpo son dobles desde los stubs hasta el inicio del tramo 4 por disposición del diseñador, tal y como se indica en la Figura 57.

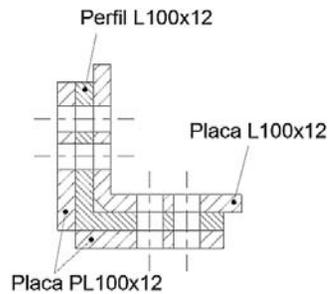


Figura 57. Vista transversal de conexión doble placa

Se tiene entonces que las placas independientes son las más críticas a fallar por corte, ver Figura 58.



Figura 58. Sección de corte en placa de conexión

$$s = 3.2 \text{ cm}$$

$$g = 2.5 \text{ cm}$$

Paso

Gramil

$AC = 10 \text{ cm}$	Ancho de placa
$ABDE = AC - 2 \cdot D_a + \frac{s^2}{4 \cdot g}$	Longitud más propensa a corte
$= 10 - 2 \cdot 1.746 + \frac{3.2^2}{4 \cdot 2.5}$	
$ABDE = 7.532 \text{ cm}$	
$A_{nvc} = ABDE \cdot t_p = 7.532 \cdot 1.2 = 9.038 \text{ cm}^2$	Área neta placa PL100x12x364
$A_g = 12 \text{ cm}^2$	Área bruta placa PL100x12x364
$A_{gv} = (6.4 \cdot 2 + 2.7) \cdot 1.2 = 18.6 \text{ cm}^2$	Área bruta sujeta a corte
$\Phi_f = 1.00$	Factor LRFD de corte en fluencia
$R_{nf} = 0.6 \cdot F_{ypl} \cdot A_{gv}$	Resistencia disponible a fluencia; AISC (J4-3)
$= 0.6 \cdot 2531.05 \cdot 18.6$	
$R_{nf} = 28246.518 \text{ kgf}$	
$\Phi_r = 0.75$	Factor LRFD de corte en rotura
$R_{nr} = 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nvc} = 22112.624 \text{ kgf}$	Resistencia disponible a corte; AISC (J4-4)
$= 0.6 \cdot 4077.804 \cdot 9.038$	
$R_{nr} = 22112.624 \text{ kgf}$	
$\therefore \Phi_f R_{nf} = 0.75 \cdot 22112.624 = 16584.47 \text{ kgf}$	Resistencia nominal a corte en una sola placa

➔ En el cálculo se considera solamente una placa, sin embargo la resistencia aumenta al existir placa simple en cada ala y una placa interior como se indica en la Figura 57. Por lo tanto si se consideran todas las placas en la conexión, la resistencia, conservadoramente, se cuadruplica:

$\therefore \Phi_f R_{nf} = 16584.47 \cdot 4 = 66337.9 \text{ kgf}$ **Resistencia nominal a corte en placas de soporte de la columna**

Resistencia de bloque de corte

$U_{bs} = 1.0$	Esfuerzo de tensión uniforme
$A_{nt} = \left(\sqrt{3.2^2 + 2.5^2} - \frac{3}{2} \cdot 1.75 + 2.7 + \frac{s^2}{4 \cdot g} \right) \cdot 1.2 = 6.19 \text{ cm}^2$	Área neta sujeta a tensión
$A_{nvb} = \left(6.4 \cdot 2 + 2.7 - \frac{5}{2} \cdot 1.75 \right) \cdot 1.2 = 13.35 \text{ cm}^2$	Área neta sujeta a corte

$$\Phi_{bc} = 0.75 \quad \text{Factor LRFD de bloque de corte}$$

$$R_n = 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nvb} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{ypl} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \quad \text{AISC (J4-5)}$$

$$R_n = 0.6 \cdot 4077.804 \cdot 13.35 + 1 \cdot 4077.804 \cdot 6.19 \leq 0.6 \cdot 2531.05 \cdot 18.6 + 1 \cdot 4077.804 \cdot 6.19$$

$$R_n = 57904.82 \text{ kgf} > 53488.12 \text{ kgf} \quad \text{Se selecciona menor valor}$$

$$\therefore \Phi_{bc} R_n = 0.75 \cdot 53488.12 \text{ kgf} = 40116.09 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia bloque de corte en una sola placa}$$

➔ Considerando una conexión simple, el valor de resistencia de bloque de corte se duplicaría y en este caso, conservadoramente se cuadruplicaría al existir doble placa.

$$\therefore \Phi_{bc} R_n = 43428.615 \cdot 4 = 160464.37 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia bloque de corte en conexión doble placa ambas alas}$$

Resistencia gobernante en conexiones

Tenemos que la resistencia de la junta está controlada por la resistencia nominal a corte de la zona roscada del perno:

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot n = 4551.8 \cdot n \text{ kgf} \quad \text{Resistencia nominal a corte en zona roscada en función de número de pernos}$$

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot 10 = 45518 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia nominal a corte en zona roscada de los pernos}$$

$$F.S. = \frac{\Phi_{tv} R_{nvs}}{P_r} = \frac{45518}{28149.035} = 1.62 \quad \text{Factor de seguridad columna a compresión}$$

➔ El valor del factor de seguridad no representa el valor real de seguridad que la conexión posee dado que un cálculo meticuloso de las placas en cada ala tanto interior como exterior sería necesario para determinarlo, sin embargo el cálculo desarrollado arroja que la conexión más crítica posee un 60% de excedente de resistencia frente a la requerida.

➔ Para determinar el número de pernos en función del valor de resistencia más crítico, se realiza el siguiente cálculo:

$$\Phi_{tv} R_{nvs} = F_{rv}$$

$$4551.8 \cdot n = 28149.035$$

$$n = 6.18 \approx 8$$

Número mínimo de pernos a cortante requerido

Se tiene que con 8 pernos en la unión considerando placa simple la junta resiste de manera satisfactoria, en caso de utilizar doble placa la resistencia se duplica.

3.2.3.2 Verificación del número de pernos en las conexiones de montantes de la Torre SP2+3

La resistencia está gobernada por la resistencia a corte en los pernos y el aplastamiento del material, ambos sirven para determinar el número de pernos en las conexiones de la torre.

La Tabla 23 indica los datos de entrada para el cálculo del número de pernos en las conexiones de columnas más críticas de la estructura. Se asume la distancia de borde placa a centro de agujero igual a 1'' para obtener un cálculo conservador.

Tabla 23.

Hoja de datos de entrada

DATOS DE PERNO			
CARACTERÍSTICAS DEL PERNO (in)		CLASE DE PERNO	
		A394 T0	
Diámetro nominal (in)	5/8	Fy (ksi)	55
Número de hilos (1/in)	11	Fyp (ksi)	74
Área de rosca (in ²)	0.226	Pnvs (lbf)	11150
FACTORES LRFD			
Aplastamiento agujeros ϕ_{ap}	0.75	Corte en pernos	0.9
PLACA DE SUJECIÓN		ELEMENTO CONECTADO	
CARACTERÍSTICAS DE PLACA		CARACTERÍSTICAS DE ELEMENTO	
ACERO A36		ACERO A572 Gr 50	
Fypl (ksi)	36	Fye (ksi)	50
Fup (ksi)	58	Fue (ksi)	65
Diámetro agujeros (in)	0.6875	Diámetro agujeros (in)	0.69
Distancia mínima a borde (in)	1	Distancia mínima a borde (in)	1
Lcp (in)	0.6875	Lce (in)	0.6875

Se determinan el número de pernos necesarios en las conexiones entre columnas mediante la división de las cargas requeridas para el valor de la resistencia a corte en pernos y aplastamiento del material de conexión, el mayor valor sirve de referencia

para determinar el porcentaje de trabajo de acuerdo al número de pernos definido por el diseñador; no se considera el aumento de resistencia al aplastamiento cuando se usa doble placa con el fin de considerar el aplastamiento del elemento conectado, el cual será ligeramente mayor al de la placa de conexión, ver Tabla 24.

Tabla 24.
Verificación de número de pernos utilizados

TRAMO	UBICACIÓN MONTANTE (m)	ESPESOR PERFIL COLUMNA (mm)	CARGA AXIAL MAYOR (kips)	TIPO DE PLACA	ARRANQUE DE BLOQUE PLACA (kips)	APLASTAMIENTO DE MATERIAL DE CONEXIÓN (kips)	NÚMERO MÍNIMO DE PERNOS DEFINIDO POR PLACA EN APLASTAMIENTO	NÚMERO MÍNIMO DE PERNOS DEFINIDO POR CORTANTE PERNO	NÚMERO DE PERNOS SELECCIONADO	PORCENTAJE DE TRABAJO (%)	VERIFICACIÓN
STUB	0.64	12	62.058	DOBLE	16.95	30.83	3.66	3.09	10	36.60%	VÁLIDO
1	3.60	12	64.999	DOBLE	16.95	30.83	3.83	3.24	10	38.34%	VÁLIDO
2	6.56	12	64.964	DOBLE	16.95	30.83	3.83	3.24	10	38.32%	VÁLIDO
3	12.48	12	63.711	DOBLE	16.95	30.83	3.76	3.17	10	37.58%	VÁLIDO
4	17.00	12	61.801	SIMPLE	16.95	30.83	3.65	6.16	8	76.98%	VÁLIDO
5	20.00	10	53.782	SIMPLE	14.13	25.69	3.81	5.36	8	66.99%	VÁLIDO
6	26.00	8	39.413	SIMPLE	11.30	20.55	3.49	3.93	6	65.46%	VÁLIDO
7	31.50	6	14.306	SIMPLE	8.48	15.41	1.69	1.43	4	42.19%	VÁLIDO

El porcentaje de trabajo de las conexiones es seguro y posee un margen de seguridad holgado, el número de pernos mínimo que se podría haber utilizado en las conexiones entre columnas se muestra en la Tabla 25.

Tabla 25.
Verificación de pernos que se pudo haber utilizado

TRAMO	UBICACIÓN COLUMNA (M)	ESPESOR PERFIL COLUMNA (mm)	CARGA AXIAL MAYOR (kips)	TIPO DE PLACA	ARRANQUE DE BLOQUE (kips)	APLASTAMIENTO DE MATERIAL DE CONEXIÓN (kips)	NÚMERO DE PERNOS DEFINIDO POR PLACA	NÚMERO MÍNIMO DE PERNOS DEFINIDO POR CORTANTE PERNO	NÚMERO DE PERNOS SELECCIONADO	PORCENTAJE DE TRABAJO (%)	VERIFICACIÓN
STUB	0.64	12	62.058	SIMPLE	16.95	30.83	3.66	6.18	8	77.30%	VÁLIDO
1	3.60	12	64.999	SIMPLE	16.95	30.83	3.83	6.48	8	80.97%	VÁLIDO
2	6.56	12	64.964	SIMPLE	16.95	30.83	3.83	6.47	8	80.92%	VÁLIDO
3	12.48	12	63.711	SIMPLE	16.95	30.83	3.76	6.35	8	79.36%	VÁLIDO
4	17.00	12	61.801	SIMPLE	16.95	30.83	3.65	6.16	8	76.98%	VÁLIDO
5	20.00	10	53.782	SIMPLE	14.13	25.69	3.81	5.36	6	89.32%	VÁLIDO
6	26.00	8	39.413	SIMPLE	11.30	20.55	3.49	3.93	4	98.19%	VÁLIDO
7	31.50	6	14.306	SIMPLE	8.48	15.41	1.69	1.43	2	84.38%	VÁLIDO

3.2.3.3 Placa excéntrica sometida a corte y aplastamiento

Estas placas sujetan diagonales y elementos redundantes, se los considera solamente a corte de pernos y aplastamiento cuando la carga a las que se someten no supera el 20% de la resistencia a la fluencia del material de la placa.

3.2.3.3.1 Placas dispuestas al inicio de patas Tramo 2 Nodos 41, 42, 43 y 44

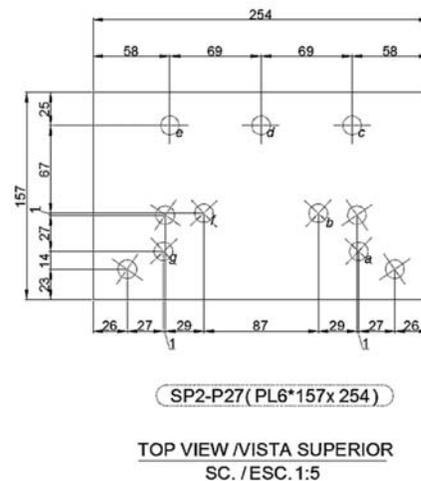


Figura 59. Placa excéntrica dispuesta en nodos 41, 42, 43 y 44; las dimensiones se encuentran en milímetros

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Datos de entrada:

Elementos 318 y 319 TRAMO 2 Nodo 41

$$P_{318} = -451.46 \text{ kgf}$$

Carga axial de elemento 318

$$P_{319} = 365.42 \text{ kgf}$$

Carga axial de elemento 319

Pernos ASTM A394 T0 – UNC

$$F_{yp} = 5202.715 \text{ kgf/cm}^2$$

Resistencia mínima

$$D = 1/2 \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

Diámetro nominal perno

$$D_a = 9/16 \text{ in} = 1.45 \text{ cm}$$

Diámetro nominal agujero

$$N = 13/\text{in}$$

Hilos por pulgada

$$n = 7$$

Número de pernos utilizados

$$P_{nvs} = 6.95 \text{ kip} = 3152.47 \text{ kgf}$$

Fuerza mínima de corte en rosca

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D - \frac{0.9743}{N} \right)^2 = 0.142 \text{ in}^2$$

Área transversal de zona roscada

$$= 0.916 \text{ cm}^2$$

$$F_{nvs} = \frac{P_{nvs}}{A_s} = 48.94 \text{ ksi}$$

Esfuerzo de corte en zona rosca

$$= 3441.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Placas Acero ASTM A36

➔ Todas las placas de la estructura llevan el mismo espesor del elemento más grueso que unen

$$t_p = 0.6 \text{ cm}$$

Espesor placa

$$F_{yp1} = 36 \text{ ksi} = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzo fluencia ASTM A36

$$F_{up} = 58 \text{ ksi} = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzo rotura ASTM A36

➔ Las cargas indicadas, producen un efecto cortante en los pernos y la placa soporta dichas cargas mediante los pernos y el aplastamiento al que sus agujeros se ven sometidos.

Mínima distancia entre centros de agujeros

$$d_m = 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot D = 1.69 \text{ cm}$$

AISC (J3.3)

Mínima distancia de centro de agujeros a borde de placa

$$d_b = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

AISC (Tabla J3.4)

➔ Se ha identificado con letras minúsculas los agujeros que se utilizan en la torre SP2+3 y por ende que se analizarán. El motivo de que hayan ocho agujeros inferiores es el producir placas estándar tanto para torres SP2+0 (es decir sin extensión de patas) y torres SP2+3, los agujeros identificados por letras minúsculas corresponden a los que se analizarán.

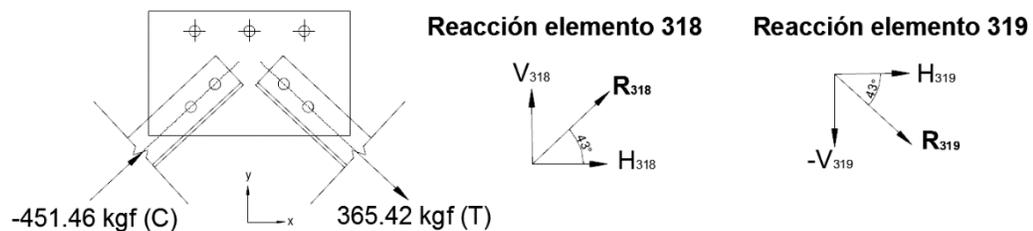


Figura 60. Fuerzas aplicadas en placa SP2-P27

Descomposición e fuerzas y Centro de gravedad de grupo de pernos

Elemento 318

$$R_{318} = 451.46 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza compresión elemento 318}$$

$$H_{318} = R_{318} \cdot \text{Cos} (43.02^\circ) = 329.73 \text{ kgf} \quad \text{Componente horiz. elemento 318}$$

$$V_{318} = R_{318} \cdot \text{Sen} (43.02^\circ) = 308.01 \text{ kgf} \quad \text{Componente verti. elemento 318}$$

Elemento 319

$$R_{319} = -365.42 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza compresión elemento 319}$$

$$H_{319} = R_{319} \cdot \text{Cos} (43.02^\circ) = 267.16 \text{ kgf} \quad \text{Componente horiz. elemento 319}$$

$$V_{319} = R_{319} \cdot \text{Sen} (43.02^\circ) = -249.31 \text{ kgf} \quad \text{Componente vertic. elemento 319}$$

Fuerza sobre placa

$$H_T = H_{318} + H_{319} = 596.89 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza horizontal sobre placa}$$

$$V_T = V_{318} + V_{319} = 58.7 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza vertical sobre placa}$$

➔ Para hallar el centro de gravedad del grupo de pernos se desarrolló la Tabla 26 siendo D_a la dimensión de agujeros utilizada para hallar las áreas de los agujeros, todas las distancias se toman en referencia a la esquina izquierda inferior de la placa indicada en la Figura 59.

Tabla 26.

Coordenas para hallar c.g. de grupo de pernos en placa SP2-P27

CENTRO DE GRAVEDAD DE GRUPO DE PERNOS							
Agujero	A (cm ²)	x (cm)	y (cm)	xA (cm ³)	yA (cm ³)		
a		20.1	3.7	33.165	6.105		
b		17.05	6.5	28.1325	10.725		
c		19.6	13.2	32.34	21.78		
d	1.65	12.7	13.2	20.955	21.78		
e		5.8	13.2	9.57	21.78		
f		8.35	6.5	13.7775	10.725		
g		5.3	3.7	8.745	6.105		
Σ	11.55	-	-	146.685	99	12.7	8.57

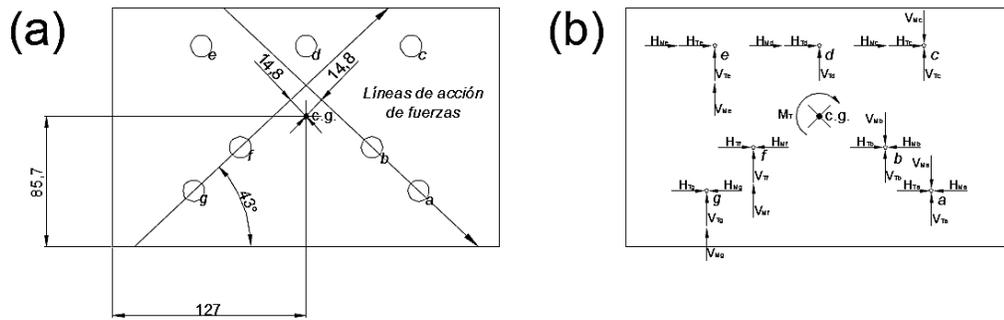


Figura 61. Placa SP2-P27; (a) ubicación de c.g. y excentricidades; (b) D.C.L. de fuerzas en placa

➔ En la Figura 61 (a) se tiene según el c.g. del grupo de pernos las distancias excéntricas de las fuerzas aplicadas, cuyos momentos se suman; la Figura 61 (b) muestra el diagrama de cuerpo libre de la placa, mostrando que el agujero *e* es el agujero más crítico.

Momento resultante

$$e = 1.48 \text{ cm}$$

$$M_{318} = R_{318} \cdot e = -668.2 \text{ kgf-cm}$$

$$M_{319} = R_{319} \cdot e = -540.81 \text{ kgf-cm}$$

$$M_T = M_{318} + M_{319} = -1208.98 \text{ kgf-cm}$$

Fuerzas actuantes en agujero *e*

Excentricidad

Momento carga 318

Momento carga 319

Momento total sobre placa

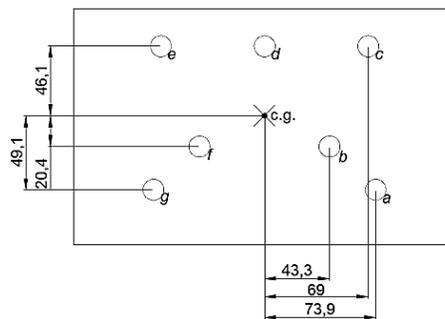


Figura 62. Distancias horizontales y verticales de c.g. hacia agujeros

$$\Sigma d^2 = \Sigma v^2 + \Sigma h^2$$

Sumatoria de distancias

$$\Sigma d^2 = [(7.39^2 + 4.33^2 + 6.9^2) \cdot 2] + [4.61^2 \cdot 3 + (4.91^2 + 2.04^2) \cdot 2] = 362.24 \text{ cm}^2$$

$$H_{Me} = \frac{M \cdot v}{\Sigma d^2} = \frac{1208.98 \cdot 4.61}{362.24} = 15.39 \text{ kgf}$$

Fuerza horizontal en agujero *e* a causa de momento excéntrico

$$V_{Me} = \frac{M \cdot h}{\sum d^2} = \frac{1208.98 \cdot 4.33}{362.24} = 14.45 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de momento excéntrico

$$H_{Te} = \frac{H_T}{n} = 85.27 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de carga de elementos

$$V_{Te} = \frac{V_T}{n} = 8.39 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de carga de elementos

$$R = \sqrt{(H_{Me} + H_{Te})^2 + (V_{Me} + V_{Te})^2} = 103.22 \text{ kgf}$$

Fuerza resultante de corte en agujero e

Esfuerzo de corte de pernos en su zona roscada

$$\Phi_{tv} = 0.9$$

Factor LRFD de tensión y corte

$$R_{nvs} = P_{nvs} \cdot n = 3152.47 \cdot n \text{ kgf}$$

Mínima resistencia a cortante

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot n = 2837.2 \cdot n \text{ kgf}$$

Resistencia nominal a corte en zona roscada en función de número de pernos

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = 19860.56 \text{ kgf}$$

Resistencia nominal a corte en zona roscada grupo de pernos

Fuerza de aplastamiento en agujeros de placas

➔ Conservadoramente se asume la mínima distancia para todos los agujeros

$$\Phi_{ap} = 0.75$$

Factor LRFD de aplastamiento

$$L_{c1} = 2.5 \text{ cm} - \frac{D}{2} = 1.865 \text{ cm}$$

Menor distancia entre bordes

$$R_{np} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$$

AISC (J3-6a)

$$R_n = 5475.68 \cdot n \text{ kgf} < 7457.49 \cdot n \text{ kgf}$$

$$\therefore \Phi_{ap} R_{np} = \Phi_{ap} \cdot 5475.68 \cdot n = 38329.73 \text{ kgf}$$

Resistencia al aplastamiento de grupo de agujeros en placa en función del número de pernos

➔ Se tiene que la resistencia de la placa está gobernada por cortante sobre los pernos por un margen holgado de seguridad, es decir la resistencia de la

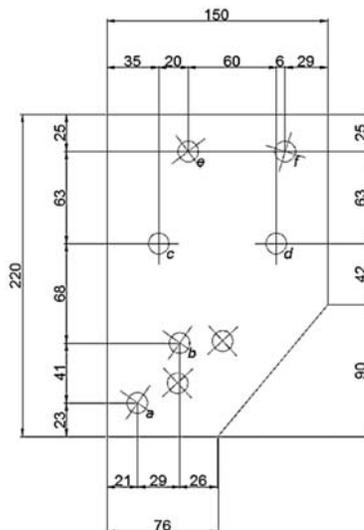
conexión es $\Phi_{tv} R_{nvs} = 19860.56 \text{ kgf}$; en la Tabla 27 se indica la carga de corte a la que se somete la conexión.

Tabla 27.
Fuerza de corte resultante sobre placa SP2-P27

Agujero	h (cm)	v (cm)	h ² (cm ²)	v ² (cm ²)	HM (kgf)	VM (kgf)	R = Pr (kgf)
a	7.39	4.91	54.6121	24.1081	-16.39	-24.66	70.78
b	4.33	2.04	18.7489	4.1616	-6.81	-14.45	78.69
c	6.9	4.61	47.61	21.2521	15.39	-23.03	101.72
d	0	4.61	0	21.2521	15.39	0	101.01
e	6.9	4.61	47.61	21.2521	15.39	23.03	105.45
f	4.33	2.04	18.7489	4.1616	-6.81	14.45	81.72
g	7.39	4.91	54.6121	24.1081	-16.39	24.66	76.4
$\sum d^2 = \sum h^2 + \sum v^2 =$			362.24		$\sum R = \sum Pr =$		615.77

La fuerza resultante de corte es de 615.77 kgf, la cual muy inferior a la resistencia a corte de la placa, por lo tanto la placa resiste satisfactoriamente.

3.2.3.3.2 Placas que sujetan extensión de patas Tramo 1 Nodos 49, 51, 52, 53, 54, 55, 56 y 57



SP2-P30(PL6*150x220)

TOP VIEW /VISTA SUPERIOR
SC. /ESC. 1:5

Figura 63. Placa excéntrica dispuesta en nodos 49, 51, 52, 53, 54, 55, 56 y 57; las dimensiones se encuentran en milímetros

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Datos de entrada:

Elementos 228, 231 y 247 TRAMO 1 Nodo 53

$P_{228} = -1393.53 \text{ kgf}$	Carga axial de elemento 228
----------------------------------	-----------------------------

$P_{231} = 274.35 \text{ kgf}$	Carga axial de elemento 231
--------------------------------	-----------------------------

$P_{247} = -1065.45 \text{ kgf}$	Carga axial de elemento 247
----------------------------------	-----------------------------

Pernos ASTM A394 T0 – UNC

$F_{yp} = 5202.715 \text{ kgf/cm}^2$	Resistencia mínima
--------------------------------------	--------------------

$D = 1/2 \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$	Diámetro nominal perno
--	------------------------

$D_a = 9/16 \text{ in} = 1.45 \text{ cm}$	Diámetro nominal agujero
---	--------------------------

$N = 13/\text{in}$	Hilos por pulgada
--------------------	-------------------

$n = 6$	Número de pernos utilizados
---------	-----------------------------

$P_{nvs} = 6.95 \text{ kip} = 3152.47 \text{ kgf}$	Fuerza mínima de corte en rosca
--	---------------------------------

$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D - \frac{0.9743}{N}\right)^2 = 0.142 \text{ in}^2$	Área transversal de zona roscada
$= 0.916 \text{ cm}^2$	

$F_{nvs} = \frac{P_{nvs}}{A_s} = 48.94 \text{ ksi}$	Esfuerzo de corte en zona rosca
$= 3441.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

Placas Acero ASTM A36

➔ Todas las placas de la estructura llevan el mismo espesor del elemento más grueso que unen

$t_p = 0.6 \text{ cm}$	Espesor placa
------------------------	---------------

$F_{ypl} = 36 \text{ ksi} = 2531.05 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo fluencia ASTM A36
---	----------------------------

$F_{up} = 58 \text{ ksi} = 4077.804 \text{ kgf/cm}^2$	Esfuerzo rotura ASTM A36
---	--------------------------

➔ Las cargas indicadas, producen un efecto cortante en los pernos y la placa soporta dichas cargas mediante los pernos y el aplastamiento al que sus agujeros se ven sometidos.

Mínima distancia entre centros de agujeros

$d_m = 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot D = 1.69 \text{ cm}$	AISC (J3.3)
---	-------------

Mínima distancia de centro de agujeros a borde de placa

$$d_b = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad \text{AISC (Tabla J3.4)}$$

➔ Se ha identificado con letras minúsculas los agujeros que se utilizan en la torre SP2+3 y por ende que se analizarán. El motivo de que hayan ocho agujeros inferiores es el producir placas estándar tanto para torres SP2+0 (es decir sin extensión de patas) y torres SP2+3, los agujeros identificados por letras minúsculas corresponden a los que se analizarán.

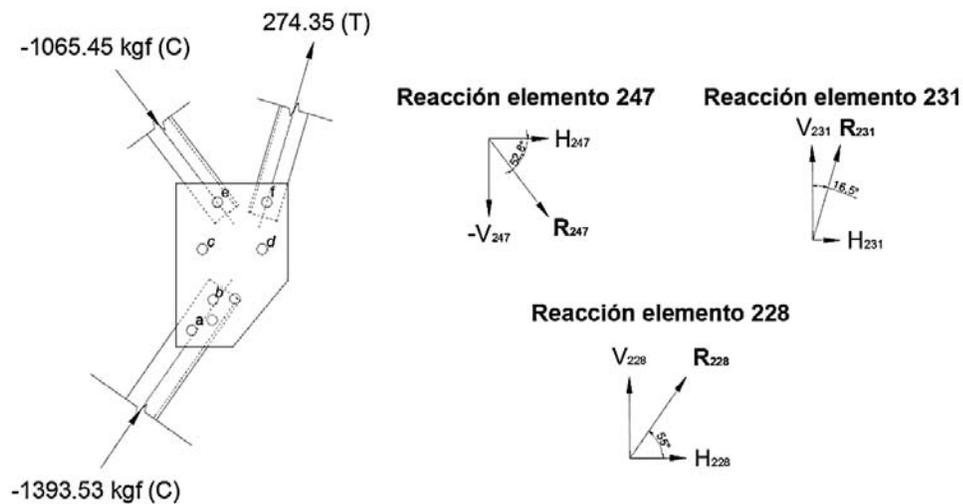


Figura 64. Fuerzas aplicadas en placa SP2-P30

Descomposición de fuerzas y Centro de gravedad de grupo de pernos

Elemento 228

$$R_{228} = -1393.53 \text{ kgf}$$

Fuerza compresión elemento 228

$$H_{228} = R_{228} \cdot \cos(55^\circ) = 799.3 \text{ kgf}$$

Componente horiz. elemento 228

$$V_{228} = R_{228} \cdot \sin(55^\circ) = 1141.51 \text{ kgf}$$

Componente verti. elemento 228

Elemento 231

$$R_{231} = 274.35 \text{ kgf}$$

Fuerza compresión elemento 231

$$H_{231} = R_{231} \cdot \cos(73.5^\circ) = 77.92 \text{ kgf}$$

Componente horiz. elemento 231

$$V_{231} = R_{231} \cdot \sin(73.5^\circ) = 263.05 \text{ kgf}$$

Componente vertic. elemento 231

Elemento 247

$$R_{247} = -1065.45 \text{ kgf}$$

Fuerza compresión elemento 247

$$H_{247} = R_{247} \cdot \cos(52.8^\circ) = 644.2 \text{ kgf}$$

Componente horiz. elemento 247

$$V_{247} = R_{247} \cdot \sin(52.8^\circ) = -848.66 \text{ kgf}$$

Componente verti. elemento 247

Fuerza sobre placa

$$H_T = H_{228} + H_{231} + H_{247} = 1521.42 \text{ kgf}$$

Fuerza horizontal sobre placa

$$V_T = V_{228} + V_{231} + V_{247} = 555.9 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical sobre placa

➔ Para hallar el centro de gravedad del grupo de pernos se desarrolló la Tabla 28, siendo D_a la dimensión de agujeros utilizada para hallar las áreas de los agujeros, todas las distancias se toman en referencia a la esquina izquierra inferior de la placa indicada en la Figura 63.

Tabla 28.

Coordenadas para hallar c.g. de grupo de pernos de placa SP2-P30

CENTRO DE GRAVEDAD DE GRUPO DE PERNOS					
Agujero	A (cm ²)	x (cm)	y (cm)	xA (cm ³)	yA (cm ³)
a	1.65	2.1	2.3	3.465	3.795
b		5	6.4	8.25	10.56
c		3.5	13.2	5.775	21.78
d		12.5	13.2	20.625	21.78
e		5.5	19.5	9.075	32.175
f		13.1	19.5	21.615	32.175
Σ	9.9	-	-	68.805	122.265
				6.95	12.35

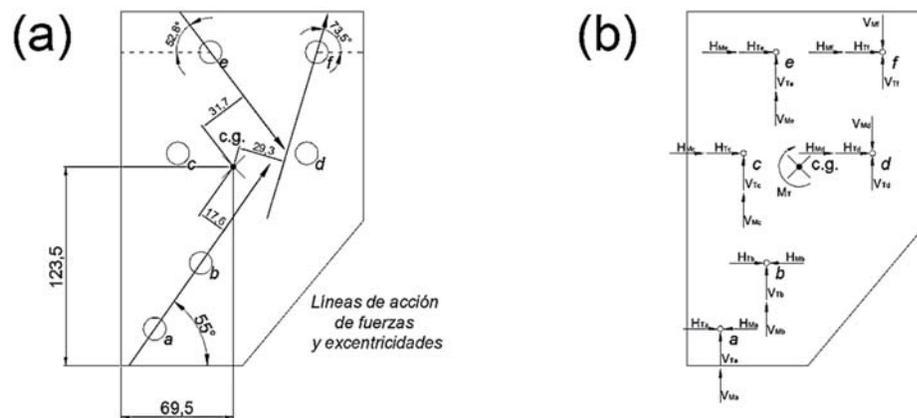


Figura 65. Placa SP2-P30; (a) ubicación de c.g. y excentricidades; (b) D.C.L. de fuerzas en placa

➔ En la Figura 65 (a) se tiene según el c.g. del grupo de pernos las distancias excéntricas de las fuerzas aplicadas, cuyos momentos se suman; la Figura 65 (b) muestra el diagrama de cuerpo libre de la placa, mostrando que el agujero e es el agujero más crítico debido a su mayor distanciamiento con respecto al c.g.

Momento resultante

$$e_{228} = 1.76 \text{ cm}$$

Excentricidad reacción 228

$$e_{231} = 2.93 \text{ cm}$$

Excentricidad reacción 293

$$e_{247} = 3.17 \text{ cm}$$

Excentricidad reacción 247

$$M_{228} = R_{228} \cdot e_{228} = 2452.6 \text{ kgf-cm}$$

Momento carga 228

$$M_{231} = R_{231} \cdot e_{231} = 803.85 \text{ kgf-cm}$$

Momento carga 231

$$M_{247} = R_{247} \cdot e_{247} = -3377.48 \text{ kgf-cm}$$

Momento carga 247

$$M_T = M_{228} + M_{231} + M_{247} = -121.03 \text{ kgf-cm}$$

Momento total sobre placa

Fuerzas actuantes en agujero e

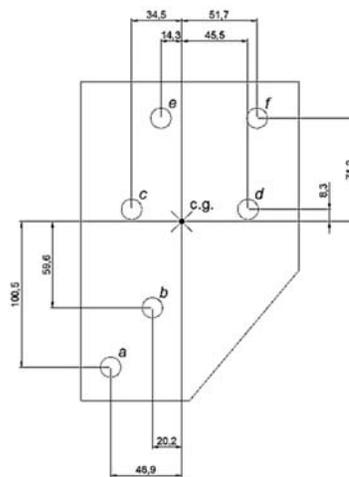


Figura 66. Distancias horizontales y verticales de c.g. hacia agujeros

$$\Sigma d^2 = \Sigma v^2 + \Sigma h^2$$

Sumatoria de distancias

$$\Sigma d^2 = [4.89^2 + 2.02^2 + 3.45^2 + 5.17^2 + 1.43^2 + 4.55^2] + [10.05^2 + 5.96^2 + (0.83^2 + 7.12^2) \cdot 2] = 328.64 \text{ cm}^2$$

$$H_{Me} = \frac{M \cdot v}{\Sigma d^2} = \frac{121.03 \cdot 7.12}{328.64} = 2.62 \text{ kgf}$$

Fuerza horizontal en agujero e a causa de momento excéntrico

$$V_{Me} = \frac{M \cdot h}{\Sigma d^2} = \frac{121.03 \cdot 1.43}{328.64} = 0.53 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de momento excéntrico

$$H_{Te} = \frac{H_T}{n} = 253.57 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de carga de elementos

$$V_{Te} = \frac{V_T}{n} = 92.65 \text{ kgf}$$

Fuerza vertical en agujero e a causa de carga de elementos

$$R = \sqrt{(H_{Mc} + H_{Tc})^2 + (V_{Mc} + V_{Tc})^2} = 272.61 \text{ kgf}$$

Fuerza resultante de corte en agujero e

Esfuerzo de corte de pernos en su zona roscada

$$\Phi_{tv} = 0.9$$

Factor LRFD de tensión y corte

$$R_{nvs} = P_{nvs} \cdot n = 3152.47 \cdot n \text{ kgf}$$

Mínima resistencia a cortante

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = \Phi_{tv} \cdot R_{nvs} \cdot n = 2837.2 \cdot n \text{ kgf}$$

Resistencia nominal a corte en zona roscada en función de número de pernos

$$\therefore \Phi_{tv} R_{nvs} = 17023.2 \text{ kgf}$$

Resistencia nominal a corte en zona roscada grupo de pernos

Fuerza de aplastamiento en agujeros de placas

→ Conservadoramente se asume la mínima distancia para todos los agujeros

$$\Phi_{ap} = 0.75$$

Factor LRFD de aplastamiento

$$L_{c1} = 2.1 \text{ cm} - \frac{D}{2} = 1.465 \text{ cm}$$

Menor distancia entre bordes

$$R_{np} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n \leq 2.4 \cdot D \cdot t_p \cdot F_{up} \cdot n$$

AISC (J3-6a)

$$R_n = 4301.27 \cdot n \text{ kgf} < 7457.49 \cdot n \text{ kgf}$$

$$\therefore \Phi_{ap} R_{np} = \Phi_{ap} \cdot 4301.27 \cdot n = 19355.7 \text{ kgf}$$

Resistencia al aplastamiento de grupo de agujeros en placa en función del número de pernos

→ La resistencia de la placa está gobernada por cortante sobre los pernos, es decir la resistencia de la conexión es $\Phi_{tv} R_{nvs} = 17023.2 \text{ kgf}$; en la Tabla 29 se indica la carga de corte a la que se somete la conexión.

Tabla 29.

Fuerza de corte resultante sobre placa SP2-P30

Agujero	h (cm)	v (cm)	h ² (cm ²)	v ² (cm ²)	H _M (kgf)	V _M (kgf)	R = P _r (kgf)
a	4.89	10.05	23.91	101	-3.7	1.8	267.13
b	2.02	5.96	4.08	35.52	-2.19	0.74	268.17
c	3.45	0.83	11.9	0.69	0.31	1.27	270.7
d	5.17	0.83	26.73	0.69	0.31	-1.9	269.61

Continúa→

e	1.43	7.12	2.04	50.69	2.62	0.53	272.61	
f	4.55	7.12	20.7	50.69	2.62	-1.68	271.86	
$\sum d^2 = \sum h^2 + \sum v^2 =$				328.64	$\sum R = \sum P_r =$			1620.08

La fuerza resultante de corte es de 1620.08 kgf, la cual es inferior a la resistencia a corte de la placa, por lo tanto la placa resiste satisfactoriamente.

3.2.4 VERIFICACIÓN DE CLETS DE STUBS TORRE SP2+3

Los parámetros principales del cálculo de los clets que van sujetos al ángulo stub, se indican en la Figura 67.

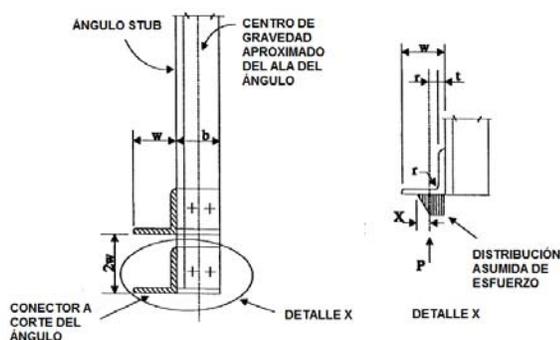


Figura 67. Parámetros de cálculo de conectores a corte o clets

Fuente: (ASCE 10-97, 1997)

Datos de entrada

Datos de material de stub y clets:

$b = 10$ cm	Ala del Stub
$t = 1.2$ cm	Espesor del Stub
$r = 1.2$ cm	Radio clet
$A_t = 22.71$ cm ²	Área transversal stub L100x12
$F_y = 3515.34$ kgf	Esfuerzo de fluencia acero A572 Gr50
$f'_c = 210$ kgf/cm ²	Esfuerzo de compresión del concreto
$w = 8.5$ cm	Longitud del clet
Perno ASTM A394 T0	
$P_{nvs} = 5057.555$ kgf	Fuerza mínima de corte en rosca

$n = 2$	Número de pernos
$D = 5/8 \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$	Diámetro de pernos
$A_s = 1.458 \text{ cm}^2$	Área transversal de rosca
Datos de compresión obtenidos mediante SAP2000, caso crítico CASO1	
$P_c = 29830.46 \text{ kgf}$	Carga axial de compresión máxima
$V_{xc} = 3098.308 \text{ kgf}$	Cortante eje x, pata a mayor compresión
$V_{yc} = 3356.237 \text{ kgf}$	Cortante eje y, pata a mayor compresión
$V_c = \sqrt{V_{xc}^2 + V_{yc}^2} = 4567.695 \text{ kgf}$	Cortante resultante en pata más crítica a compresión
Datos de compresión obtenidos mediante SAP2000, caso crítico CASO1	
$P_t = 22127.68 \text{ kgf}$	Carga axial de tracción máxima
$V_{xt} = 2241.877 \text{ kgf}$	Cortante eje x, pata a mayor tracción
$V_{yt} = 2475.643 \text{ kgf}$	Cortante eje y, pata a mayor tracción
$V_t = \sqrt{V_{xt}^2 + V_{yt}^2} = 3339.883 \text{ kgf}$	Cortante resultante en pata más crítica a tracción

3.2.4.1 Verificación de número de clets por cada Stub

$A_{rc} = \frac{P_c}{F_y} + \frac{V_c}{0.75 \cdot F_y} = 10.218 \text{ cm}^2$	Área transversal recomendada para compresión; ASCE 10-97 (7.4-1)
$A_{rt} = \frac{P_t}{F_y} + \frac{V_t}{0.75 \cdot F_y} = 7.561 \text{ cm}^2$	Área transversal recomendada para tracción; ASCE10-97 (7.4-1)
$x = t \cdot \left(\frac{F_y}{1.19 \cdot f_c} \right)^{1/2} \leq w - r - t$	ASCE 10-97 (7.6-2)
$x = 4.501 \text{ cm} \leq 6.1 \text{ cm}$	Se cumple condición

$$P = 1.19 \cdot f'_c \cdot b \cdot (t + r + x/2)$$

Carga a ser resistida por clets;
ASCE 10-97 (7.62-2)

$$P = 11621.247 \text{ kgf}$$

Carga total en stub

→ Se propone utilizar seis clets

$$N_c = 6$$

Número de clets

$$P_R = \frac{\left(\frac{P_c}{P}\right)}{N_c} = 42.781 \%$$

Porcentaje de trabajo de cada clet

→ Se tiene un porcentaje de trabajo aceptable.

3.2.4.2 Longitud del Stub

El concreto requiere de una longitud mínima para que este se adhiera a la superficie del elemento a ser embebido en el mismo, a esta longitud se la conoce como longitud de desarrollo, el diseñador predefine una longitud mayor en base a su experiencia en este caso, la misma que es de 70cm desde la superficie del concreto.

$$l = (2 \cdot w) \cdot \frac{N_c}{2} + 70 = 121 \text{ cm}$$

Longitud mínima requerida para el stub
desde el extremo embebido hasta la
superficie del concreto

Se tiene que el stub de la torre es de 200cm desde la superficie del concreto hasta el extremo inferior, por lo tanto la longitud seleccionada para el mismo es correcta.

3.2.4.3 Análisis de pernos para sujetar clets al stub

Se propone conectar los clets con dos pernos de 5/8".

Corte en pernos

$$P_{vp} = \frac{P}{6} = 1936.874 \text{ kgf}$$

Carga en cada clet

$$P_{tr} = \left(\frac{P_{vp}}{n \cdot P_{nvs}}\right) = 19.148\%$$

Porcentaje de trabajo a corte de
pernos en cada clet

Aplastamiento en clets

$$P_a = \frac{P}{2 \cdot t \cdot D \cdot N_c} = 508.366 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de aplastamiento en cada agujero

$$P_{ac} = \left(\frac{P_a}{F_y} \right) = 14.461\%$$

Porcentaje de trabajo en cada agujero

Se tiene entonces que el trabajo de cada clet y su respectivo par de pernos esta dentro de un porcentaje de trabajo seguro.

3.2.4.4 Disposición de clets en stubs

Por cada pata se instalaran seis clets sujetos mediante dos pernos de 5/8'', la Figura 68 ilustra como vendrán dispuestos los clets en cada stub.

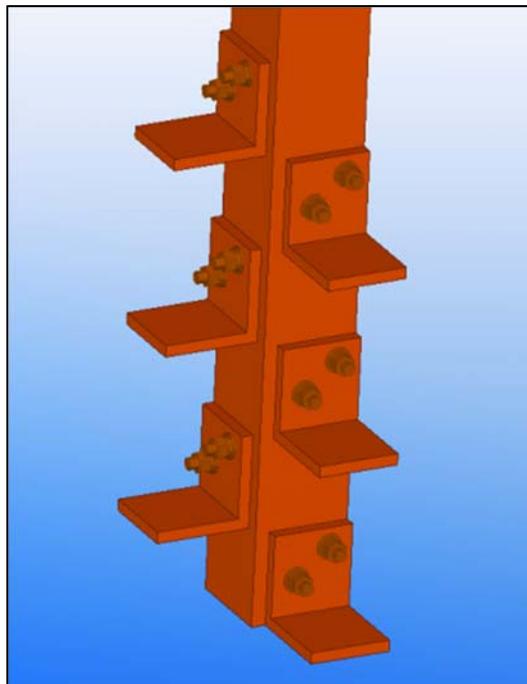


Figura 68. Disposición de clets en stubs
Fuente: SEDEMI S.C.C.

3.2.5 VERIFICACIÓN DE PATAS CON PLACA BASE PARA SUJETAR TORRE DE SUSPENSIÓN AL BANCO DE PRUEBA

La verificación de la placa base de la torre a probarse se analiza con soldadura del perfil estructural a la misma, así como el análisis de los agujeros de la placa; dado que

esta placa tiene dimensiones no modificables, el espesor de la misma y sus dimensiones de largo y alto también están definidas, como se indica en el esquema de la torre para prueba del ANEXO 20. Para el análisis se seleccionó el CASO 1, en el cual una de las patas se encuentra sometida a la magnitud más alta de tracción. Las dimensiones de los rigidizadores cumplen con las recomendaciones tales que la carga se aplique lo más concéntricamente posible y el uso de material sea el menor posible.

3.2.5.1 Análisis de soldadura de placa base

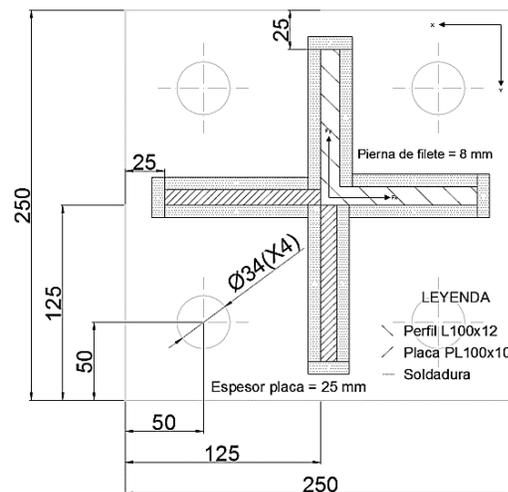


Figura 69. Vista seccionada superior de placa base y características generales

Datos de entrada

Centro de gravedad de líneas de soldadura y momento polar de líneas de soldadura

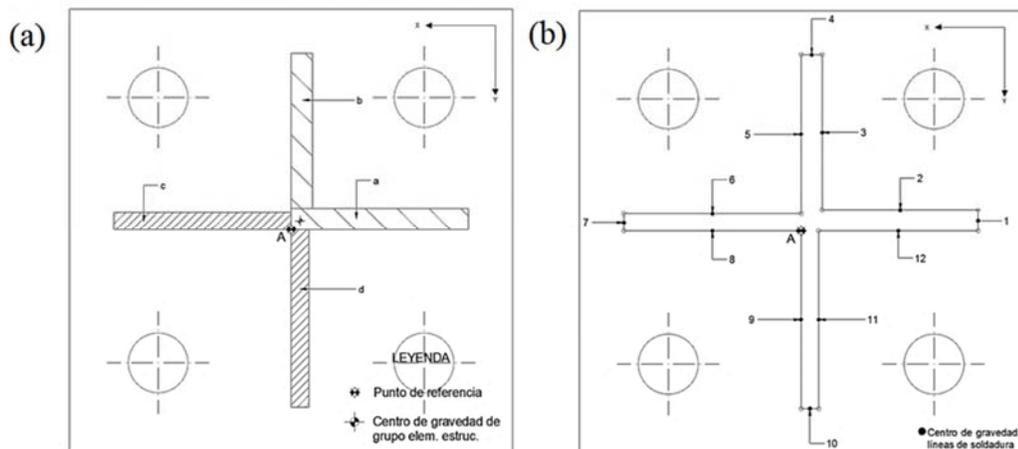


Figura 70. Designación de elementos al punto de referencia A.

Se desarrolla la hoja de cálculo de la Tabla 30 para determinar el c.g. de los elementos estructurales y la Tabla 31 para determinar el c.g. del grupo de líneas de soldadura.

Tabla 30.

Hoja de cálculo para determinar c.g. de perfiles estructurales sobre P.B.

CENTRO DE GRAVEDAD DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES									
Sección estructural	Largo (l)	Altura (h)	Distancias centroides con respecto al punto referencial A		Área (l·h)	A·x = Qy	A·y = Qx	\bar{x}	\bar{y}
			x (mm)	y (mm)					
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ³)	(mm ³)	(mm)	(mm)
a	100	12	50	6	1200	60000	7200		
b	12	88	6	56	1056	6336	59136		
c	100	10	-50	5	1000	-50000	5000	5	5
d	10	100	5	-50	1000	5000	-50000		
SUMATORIAS					4256	21336	21336		

Tabla 31.

Hoja de cálculo para determinar c.g. de grupo de líneas de soldadura.

CENTRO DE GRAVEDAD LÍNEA DE SOLDADURA									
Línea de soldadura	Largo (l)	Distancias centroides con respecto al punto referencial A		L	I·x	I·y	\bar{x}	\bar{y}	
		(mm)	x (mm)						y (mm)
1	12	100	6	800	1200	72			
2	88	56	12		4928	1056			
3	88	12	56		1056	4928			
4	12	6	100		72	1200			
5	90	0	55		0	4950			
6	100	-50	10		-5000	1000			
7	10	-100	5		-1000	50	2.82	2.82	
8	100	-50	0		-5000	0			
9	100	0	-50		0	-5000			
10	10	5	-100		50	-1000			
11	100	10	-50		1000	-5000			
12	90	55	0		4950	0			
SUMATORIAS					2256	2256			

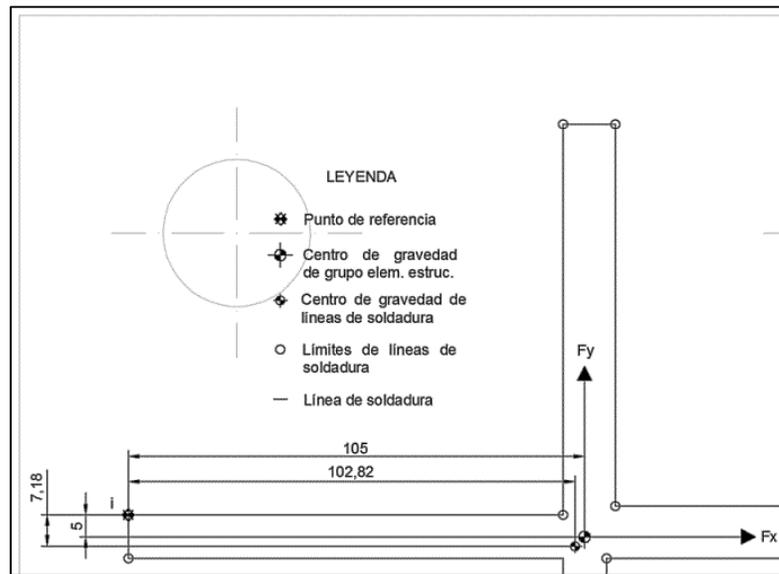


Figura 71. Detalle de propiedades geométricas de soldadura y elementos estructurales

Se asume que las cargas transmitidas a la placa base se aplican en el C.G. de los elementos estructurales; en la Figura 71 se aprecia que la excentricidad es mínima.

$e = 2.18 \text{ mm}$

Excentricidad, ver Figura 71

$x_i = 102.82 \text{ mm}$

Distancia coord. x de pto. i al C.G. de soldadura

$y_i = 7.18 \text{ mm}$

Distancia coord. y de pto. i al C.G. de soldadura

Para determinar el momento polar del grupo de líneas se utilizan las ecuaciones mostradas en la Figura 72 y la hoja de cálculo de la Tabla 32.

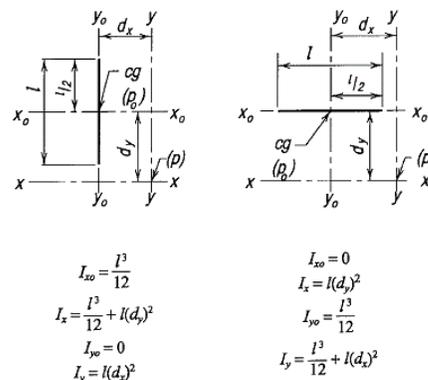


Figura 72. Inercias de líneas

Fuente: (AISC, 2011)

Tabla 32.

Momento polar del grupo de líneas de soldadura

MOMENTO POLAR DE GRUPO DE LÍNEAS DE SOLDADURA						
Línea de soldadura	Largo (l)	Distancias centroides líneas de soldadura respecto al C.G. de grupo de soldadura		I _x	I _y	I _o
	(mm)	dx (mm)	dy (mm)	(mm ⁴ /mm)	(mm ⁴ /mm)	(mm ⁴ /mm)
1	12	97.18	3.18	265.3	113327.4	113593
2	88	53.18	9.18	7416.0	305663.2	313079
3	88	9.18	53.18	305663.2	7416.0	313079
4	12	3.18	97.18	113327.4	265.3	113593
5	90	-2.82	52.18	305797.72	715.716	306513.43
6	100	-52.82	7.18	5155.24	362328.57	367483.81
7	10	-102.82	2.18	130.85733	105719.52	105850.38
8	100	-52.82	-2.82	795.24	362328.57	363123.81
9	100	-2.82	-52.82	362328.57	795.24	363123.81
10	10	2.18	-102.82	105719.52	130.85733	105850.38
11	100	7.18	-52.82	362328.57	5155.24	367483.81
12	90	52.18	-2.82	715.716	305797.72	306513.43
SUMATORIAS				1569643.4	1569643.4	3139286.8

$$I_o = 3139286.8 \text{ mm}^4/\text{mm} = 191.571 \text{ in}^4/\text{in}$$

Momento polar lineal de grupo de líneas de soldadura

Electrodo ER70S-3

$$F_{EXX} = 70 \text{ kip/in}^2$$

$$p = 1/16 \text{ in}$$

$$r = p \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0.044 \text{ in}$$

$$l = 800 \text{ mm}$$

$$A_e = r \cdot l = 898.026 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_w = 0.75$$

$$q_u = \Phi_w \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot r = 1.392 \text{ kip/in}$$

Resistencia a la tensión soldadura

Pierna de soldadura para cálculo

Raíz de soldadura

Longitud de grupo de soldadura

Área efectiva de soldadura

Factor LRFD de soldadura

Resistencia lineal filete soldadura por cada 1/16'' AISC (8.1)

Verificación

$$P_{ux} = 3099.633 \text{ kgf} = 6.834 \text{ kip}$$

$$P_{uy} = 3356.151 \text{ kgf} = 7.399 \text{ kip}$$

$$H_{px} = \frac{P_{ux}}{l} = 0.217 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Carga de corte en eje x

Carga de corte en eje y

Corte lineal horizontal en grupo de soldadura; AISC (8-5a)

$$V_{py} = \frac{P_{uy}}{l} = 0.235 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Corte lineal vertical grupo de soldadura; AISC (8-5a)

$$V_e = \frac{P_{uy} \cdot e \cdot x_i}{I_o} = 0.013 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Corte lineal vertical del punto más crítico por excentricidad; AISC (8-10a)

$$H_e = \frac{P_{ux} \cdot e \cdot y_i}{I_o} = 0.001 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Corte lineal horizontal del punto más crítico por excentricidad; AISC (8-9a)

$$R = \sqrt{(V_{py} + V_e)^2 + (H_{px} + H_e)^2} = 0.33 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Fuerza línea resultante; AISC (8-11a)

$$D = \frac{R}{q_u} = 0.237$$

Número de dieciseisavos de soldadura

Por lo tanto con un filete de 4/16 in, es decir 1/4 in, basta para compensar las cargas cortantes que actúan entre la conexión de los perfiles estructurales a la placa base. Según la Tabla J2.4 de la norma AISC el filete mínimo debe ser 3/8 in (5 mm), entonces se tiene que el filete de 8 mm utilizado resiste las fuerzas cortantes máximas.

Grupo de soldadura sometido a tensión

$$F_t = 29830.752 \text{ kgf} = 65.766 \text{ kip}$$

Fuerza de tensión axial en el perfil estructural

$$w = 5/16 \text{ in}$$

Dimensión de pierna de soldadura utilizada

$$\theta = 85^\circ$$

Inclinación de perfil donde se aplica carga de tensión, Figura 73

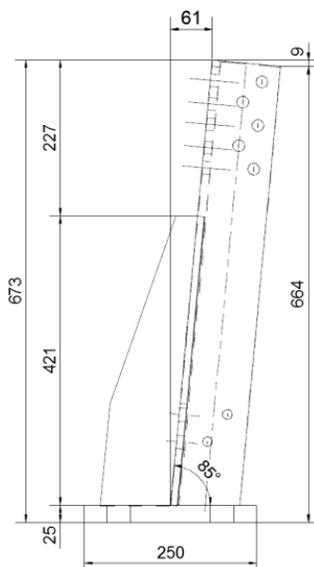


Figura 73. Vista lateral de pata de torre a prueba
Fuente: SEDEMI S.C.C.

$$A_w = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w \cdot l = 7.01 \text{ in}^2$$

Área efectiva de soldadura

$$\Phi_w R_n = \Phi_w \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin \theta^{1.5}) \cdot A_w = 330.805 \text{ kip}$$

Resistencia de grupo de soldadura; AISC (J2-4)

$$FS_w = \frac{\Phi_w R_n}{F_t} = 5.03$$

Factor de seguridad de grupo de soldadura bajo carga axial

3.2.5.2 Verificación de espesor de placa

Se verifica el espesor de la placa base por medio de la acción de palanca a la que se sometería.

Datos de entrada:

$$\Phi_a = 0.9$$

Factor LRFD de acción de pal.

Placa base Acero ASTM A36

$$t_{pb} = 25 \text{ mm}$$

Espesor placa base

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

Esfuerzo de rotura ASTM A36

$$F_t = 29830.76 \text{ kgf} = 65.766 \text{ kip}$$

Fuerza de tracción

$$b_a = 63 \text{ mm} = 2.48 \text{ in}$$

Distancia de acción de palanca

$$p_{lt} = 151 \text{ mm} - 1.25 \text{ in} = 4.695 \text{ in}$$

Longitud tributaria conserv.

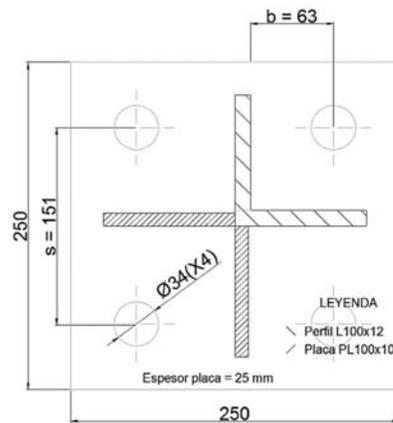


Figura 74. Distancias referenciales para cálculo de acción de palanca en placa base

Pernos ASTM A325 T1

$$D = 1.25 \text{ in}$$

Diámetro de perno

$$n = 4$$

Número de pernos

Datos de salida:

$$T = F_t/n = 16.6442 \text{ kip}$$

Fuerza de tensión en cada perno

$$b'_a = b - \frac{D}{2} = 1.855 \text{ in}$$

Distancia acción de palanca real

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot T \cdot b'_a}{\phi_a \cdot p_{lt} \cdot F_u}} = 0.7098 \text{ in}$$

Espesor mínimo para omitir acción de palanca. AISC (9-20a)

$$t_{pb} > t_{\min} \rightarrow 25 \text{ mm} > 18 \text{ mm}$$

Verificación

Es decir que con el espesor actual de la placa base se puede omitir efectos de palanca, por lo tanto la placa base funciona sin peligro a que se doble.

3.2.5.3 Análisis de pernos para sujetar placas base

Datos de entrada

$$\Phi_p = 0.75$$

Factor LRFD de tensión y corte en pernos

Pernos ASTM A325 T1

$$D = 1.25 \text{ in}$$

Diámetro de perno

$$n = 4$$

Número de pernos

$$N = 7/\text{in}$$

Hilos por pulgada

$$F_{nt} = 90 \text{ ksi}$$

Resistencia a la tracción

$$F_{nv} = 54 \text{ ksi}$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D - \frac{0.9743}{N} \right)^2 = 0.969 \text{ in}^2$$

Placa base Acero ASTM A36

$$t_{pb} = 25 \text{ mm}$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$F_t = 29830.76 \text{ kgf} = 65.766 \text{ kip}$$

$$F_v = \sqrt{P_{ux}^2 + P_{uy}^2} = 4568.53 \text{ kgf}$$

Resistencia de tensión en pernos

$$R_t = \frac{F_t}{n} = 16.441 \text{ kip}$$

$$\Phi_p R_{pt} = \Phi_p \cdot F_{nt} \cdot A_s = 65.415 \text{ kip}$$

$$FS = \frac{\phi_p R_{pt}}{R_t} = 3.9$$

Resistencia a corte en pernos

$$R_v = \frac{F_v}{n} = 2.518 \text{ kip}$$

$$\Phi_p R_{pv} = \Phi_p \cdot F_{nv} \cdot A_s = 39.249 \text{ kip}$$

$$FS = \frac{\phi_w R_{pv}}{R_v} = 15.6$$

Fuerza de aplastamiento en agujeros de placa

$$\Phi_{ap} = 0.75$$

$$n_{1,2} = 2$$

$$L_{c1} = 5.0 - 3.4 \cdot 0.5 = 3.8 \text{ cm}$$

$$L_{c2} = 20 - 3.4 \cdot 1.5 = 14.9 \text{ cm}$$

$$R_{np} = 1.2 \cdot (L_c \cdot 2) \cdot t_{pb} \cdot F_u \leq 2.4 \cdot D \cdot t_{pb} \cdot F_u \cdot n_{1,2}$$

$$R_{n1} = 92973.93 \text{ kgf} \leq 155364.33 \text{ kgf}$$

$$R_{n2} = 364555.68 \text{ kgf} > 155364.33 \text{ kgf}$$

Resistencia al corte

Área transversal de zona roscada

Espesor placa base

Esfuerzo de rotura ASTM A36

Fuerza de tracción

Fuerza resultante de corte en placa base

Fuerza de tensión en cada perno

Resistencia a la tracción de cada perno

Factor de seguridad de pernos a tensión

Fuerza de corte en cada perno

Resistencia a corte de cada perno

Factor de seguridad de pernos a corte

Factor LRFD de aplastamiento

Número de pernos columna 1,2

Menor distancia entre bordes de agujeros y borde placa base col. 1

Menor distancia entre bordes de agujeros y borde placa base col. 2

AISC (J3-6a)

Resistencia fila 1

Resistencia fila 2

$$\therefore \Phi_{ap}R_{np} = \Phi_{ap} \cdot (92973.93 + 155364.33) = 186253.7 \text{ kgf}$$

Resistencia al aplastamiento de grupo de agujeros en placa base

La resistencia de aplastamiento de los agujeros de la placa superan por mucho las cargas de corte, por lo cual los agujeros soportan sin problema las cargas requeridas.

3.3 SIMULACIÓN

3.3.1 DEFINICIÓN DE PERFILES

Se ingresan en el programa SAP2000 V14 los perfiles que cumplen las solicitaciones de carga que provee el cliente y las condiciones que las normas en uso rigen, tal y como se mostró en el subcapítulo anteriormente.

Los montantes como se observa en la Figura 75 han sido divididos, estos no pueden superar los 6 metros por cuestiones de transporte, por lo cual se buscan dimensiones dentro del rango, que a su vez cumplan su función de la mejor manera.

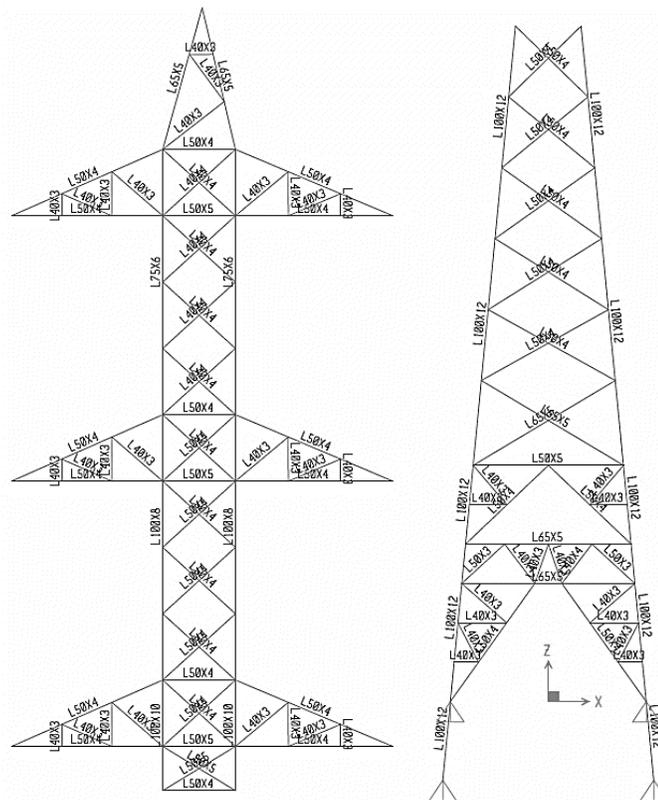


Figura 75. Ubicación de perfiles aplicados en Torre SP2+3

3.3.2 RESULTADOS Y VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE TORRE SP2+3

Como notas generales:

- La carga muerta la determina el programa SAP2000 automáticamente, los factores especificados por el cliente se ingresan de manera manual.
- La carga de viento se aplica al 100% y dependiendo del caso se factora según se indica en el caso de carga.
- Los casos ubicados como los más críticos son el CASO 1 y el CASO 6.

3.3.2.1 Deformación

La deformación se la toma en la punta de la cúpula, ver Figura 76, ya que aquí es máxima, sin embargo en el CAPITULO 4 se detallará otro nodo de medición de la deformación debido a la dificultad de medición que la punta de la cúpula presenta en la vida real.

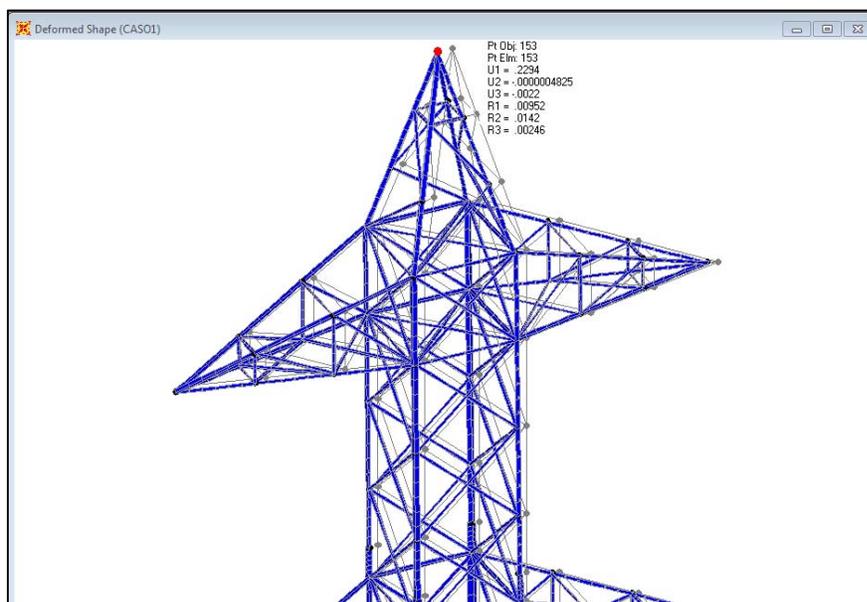


Figura 76. Punto de máxima deformación Torre SP2+3 CASO 1 de carga
Fuente: SAP2000 V14

En la Tabla 33 se tienen las deformaciones determinadas por el programa, siendo las columnas U1, U2 y U3 los desplazamientos en los ejes X, Y y Z respectivamente. Los esquemas de deformación para cada caso de carga se muestran en el ANEXO 17.

Tabla 33.
Deformaciones en el Nodo 153, punta de la Cúpula

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
153	CASO1	Combination	0.229393	-4.825E-07	-0.002187	0.009524	0.0142	0.002459
153	CASO2	Combination	0.137173	0.102216	-0.002185	0.001673	0.008669	0.001875
153	CASO3	Combination	0.093384	-1.876E-07	-0.003132	0.003057	0.00555	0.000954
153	CASO4	Combination	0.061003	0.096673	-0.001925	-0.004899	0.002686	0.00858
153	CASO5	Combination	0.055726	0.084093	-0.001901	-0.003489	0.002593	0.013685
153	CASO6	Combination	0.131046	0.084217	-0.002187	-0.003209	0.006739	0.000506

Fuente: SAP2000 V14

Tenemos que el porcentaje de deformación en los casos críticos es tal y como se señala en la Tabla 34.

Tabla 34.
Porcentaje de deformación de Torre SP2+3

Casos Críticos	Deformación (cm)		Porcentaje de Deformación (%)
CASO 1	22.94		0.66
CASO 6	13.1	8.42	0.45

El cliente especifica que la torre no debe superar el 1.5% de la altura de la torre en deformación, es decir 52.05cm, por lo tanto la deformación del modelo propuesto cumple esta pauta.

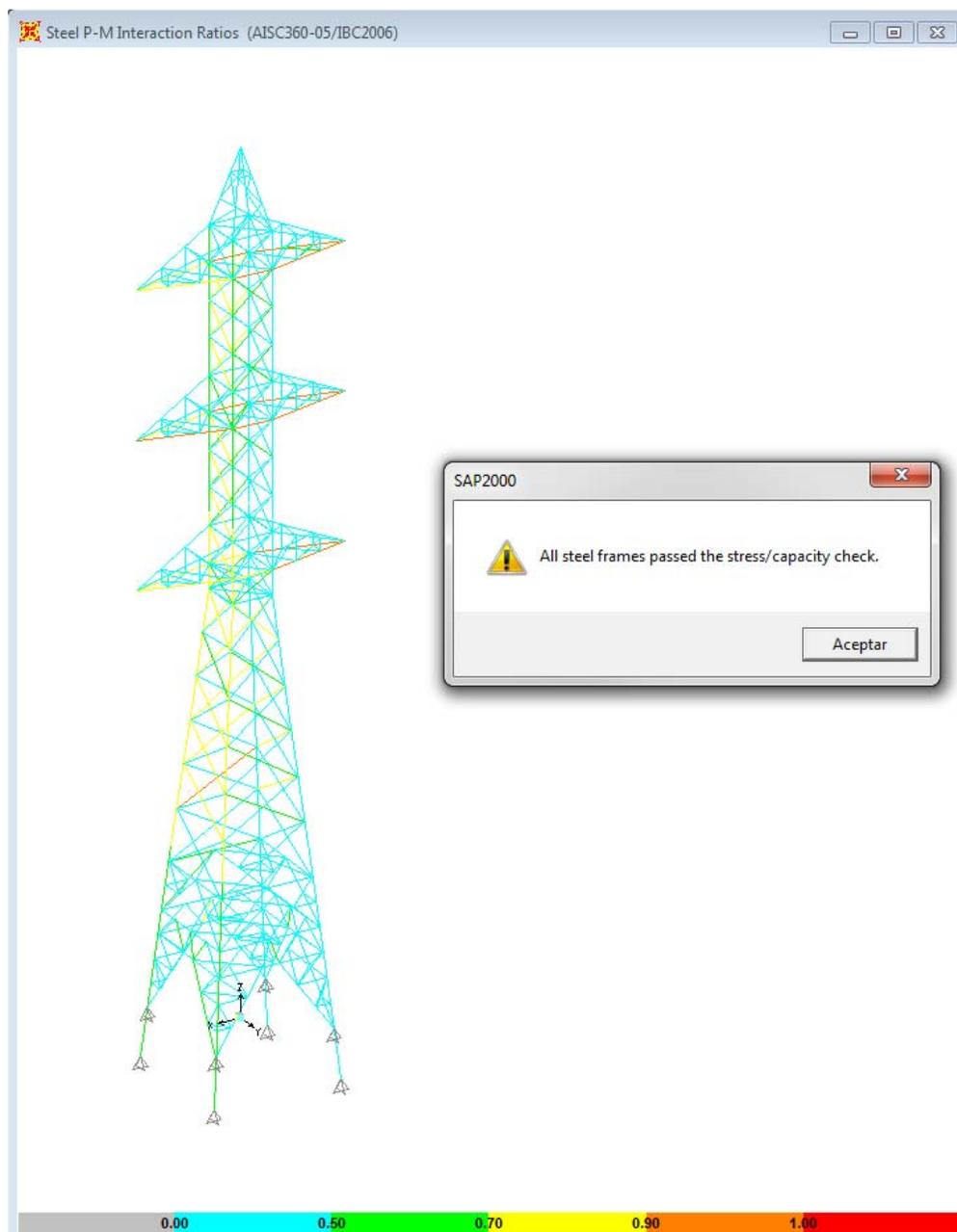


Figura 78. Verificación de funcionamiento por simulación de la Torre SP2+3
Fuente: SAP2000 V14

La torre no presenta elementos críticos que sobrepasen el límite del 95% de demanda respecto a capacidad; el ANEXO 19 especifica los resultados, los detalles y datos de la simulación de la estructura ingresados en SAP2000 y la relación D/C de cada elementos que conforma la estructura. El esquema final de la torre SP2+3 para servicio y el banco de pruebas es el indicado en el ANEXO 20.

3.3.3 PARÁMETROS MANEJADOS EN TEKLA PARA LA ELABORACION DE PLANOS DE CONSTRUCCION Y ENSAMBLAJE

En el programa TEKLA se desarrollan los detalles constructivos de la estructura, en el mismo se manejan los parámetros mencionados en el CAPITULO 2, en lo referente a la norma AISC sobre las distancias recomendadas entre perforaciones, entre bordes y diámetros de agujeros, además de controlarse las perforaciones en los perfiles estructurales. Al programa se importa la proyección 3D mostrada en la Figura 40, la misma que con el esquema del ANEXO 20 sirven para asignar a la proyección los perfiles determinados por el cálculo, así mismo se definen las conexiones entre columnas y demás elementos de unión entre elementos. Los elementos y perfiles se desarrollan en el programa y se los asigna a la proyección unifilar, las longitudes de los perfiles dependen de las dimensiones de las placas en función de las distancias de bordes y agujeros definidos por el dibujante.

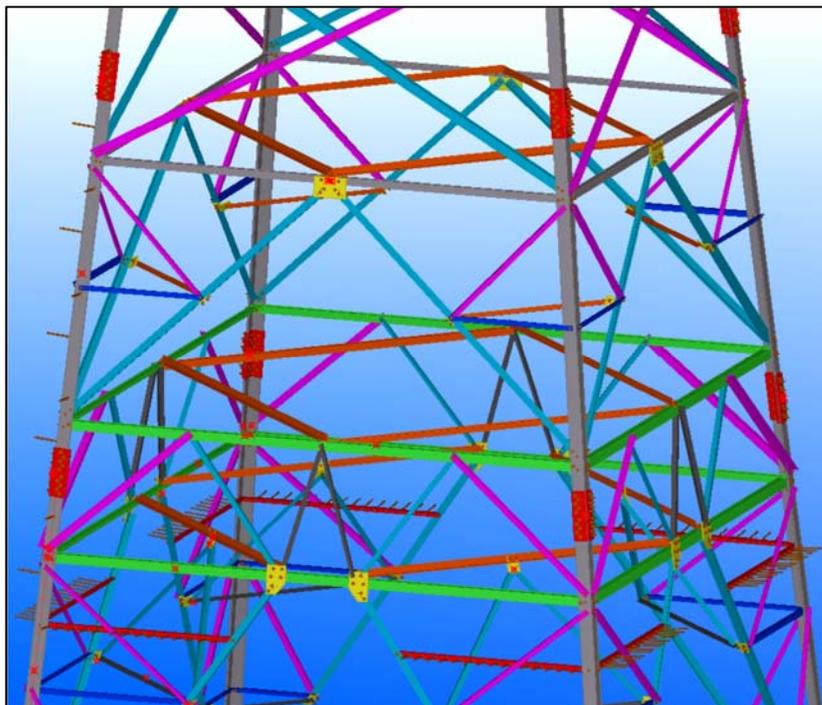


Figura 79. Modelamiento de torre SP2+3 en TEKLA
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Para mostrar los parámetros que se manejan en el programa para conexiones, brevemente se muestran las directrices que se controlan en el programa TEKLA para

desarrollar la conexión del Elemento 374 STUB Nodo 207 analizado en la sección 3.2.3.1. En la Figura 80 se tienen las columnas unidas por placa doble, así mismo se puede observar la configuración del grupo de pernos, el cual es tipo escalonado, además se muestra el detalle del chanfleado que posee la placa interior.

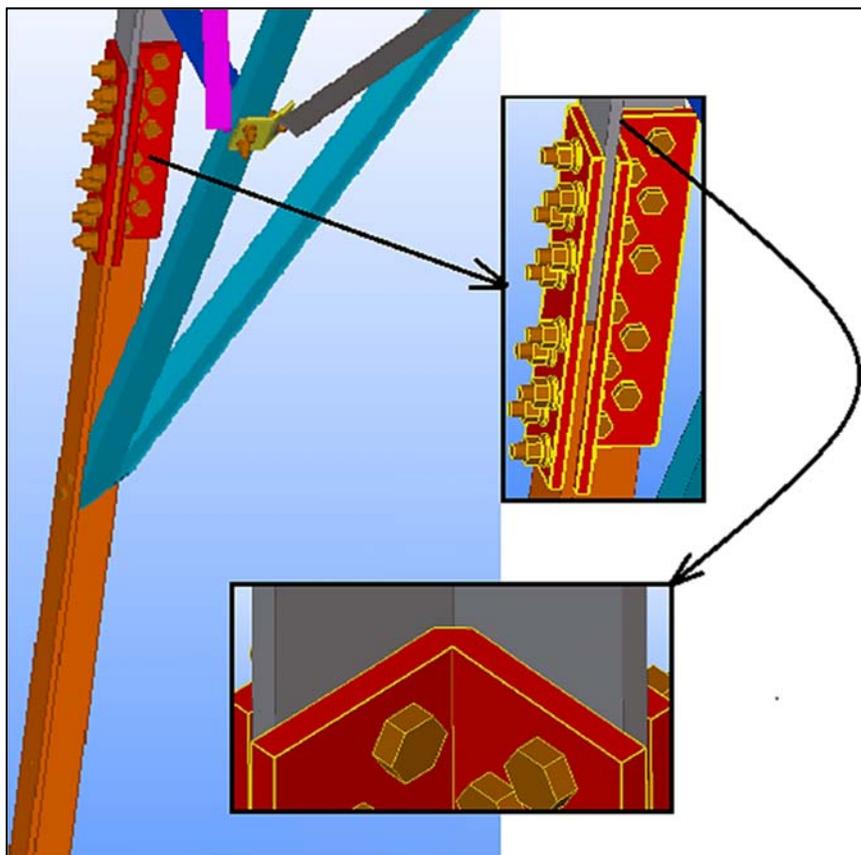


Figura 80. Conexión placa doble entre columnas de torre SP2+3 generado en TEKLA

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Figura 81 se tiene la interface por medio de la cual se define la distancia a tope a la cual las columnas se van a fijar, así mismo el chanfleado que se dará a la placa interior de haberla, dicho chanfleado tiene por finalidad facilitar el ensamblaje ya que muchos ángulos poseen en sus aristas interiores curvaturas que dificultarían la unión de estos elementos, por lo que se ha definido un chanfle con dimensiones de 8mm que posibilitan el empalme de estos componentes sin problema, estos parámetros se reiteran en las conexiones superiores.

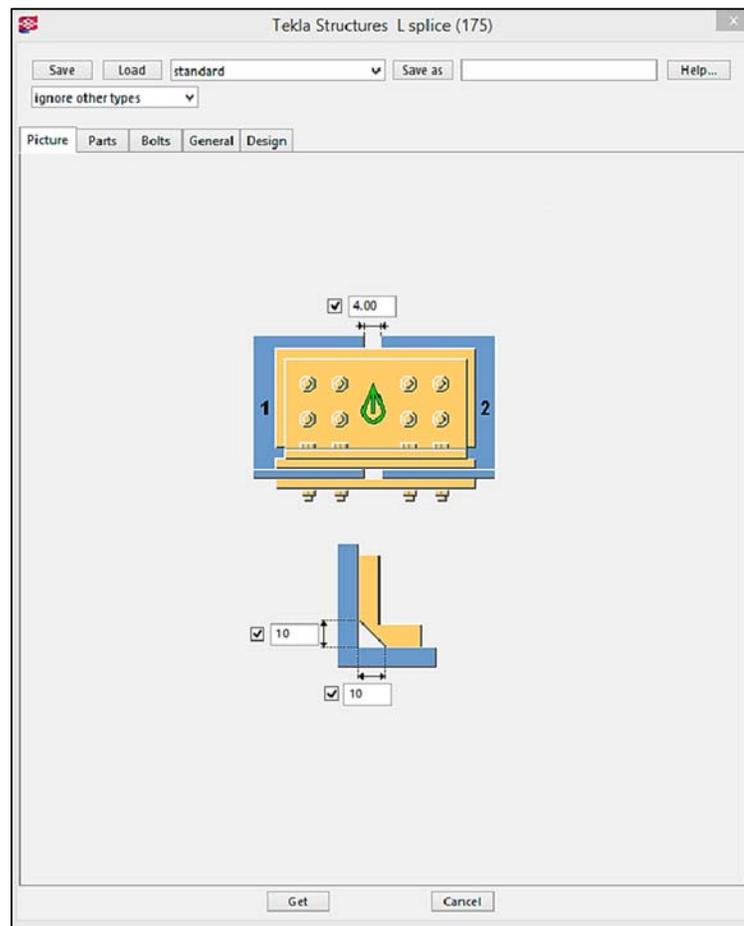


Figura 81. Parámetro de distancia entre perfiles unidos a tope, y chaflanes de placa interior en conexión de doble placa para torre SP23+3 generado en TEKLA

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Figura 82 (a) se tiene la asignación de la placa doble para la conexión, en la parte superior se definen los elementos que conformarán dicha conexión, los mismo que por medio de un proceso previo e individual se modelan con material y características determinadas. En la Figura 82 (b) se definen los pernos, dimensiones de éstos, golillas que conformarán la unión y las dimensiones de estos entre sí y en las placas que unirán, esta etapa además define las perforaciones que se darán en los perfiles estructurales, los mismos que el programa determina automáticamente, de acuerdo a las dimensiones más idóneas que los perfiles estructurales pueden tomar.

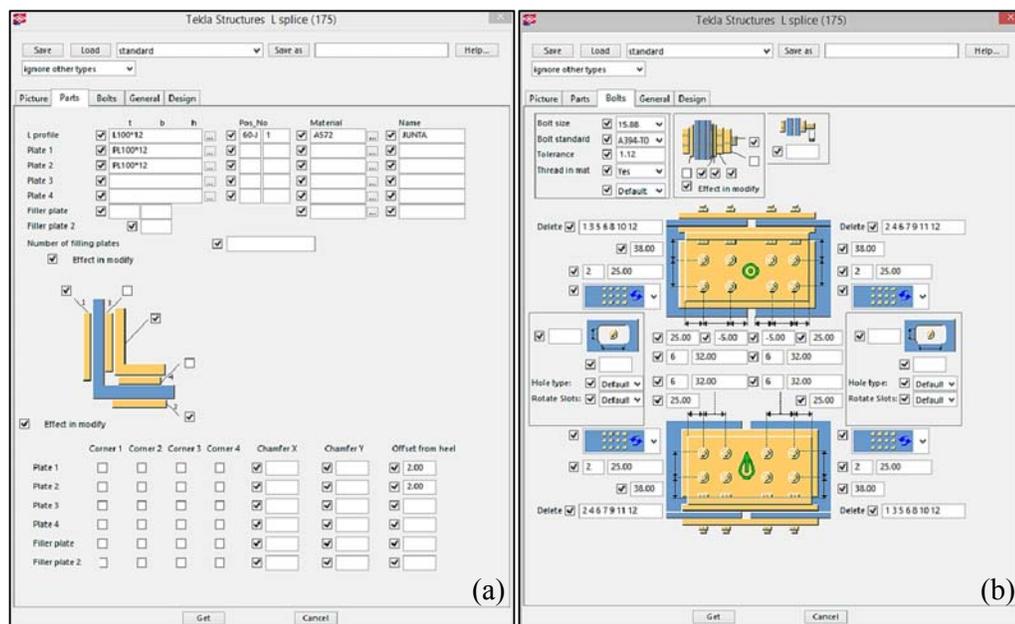


Figura 82. Conexión tipo empalme en perfil estructural tipo ángulo simple; (a) número de placas y material de las mismas; (b) configuración de grupo de pernos y composición de éstos

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Cada elemento que conforma las conexiones posee un código asignado por programa de acuerdo a las especificaciones que el dibujante da, así mismo el dibujante determina los detalles que se presentarán en los planos y las vistas necesarias para que cada pieza se pueda interpretar de la mejor forma, y así proceder a la etapa de producción sin inconvenientes; además de los planos de fabricación de las piezas, por medio del programa TEKLA se desarrollan los planos de montaje, los mismos que son similares al esquema del ANEXO 20 con la diferencia que incluyen la designación de cada elemento, en el orden que ocuparán en la estructura ya ensamblada.

Los elementos principales de los de los planos de fabricación se abarcan en el CAPITULO 5.

CAPITULO 4

BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE

4.1 DISEÑO DE ENSAYO EN BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE

En la Figura 83 se tiene la disposición del banco de pruebas en vista isométrica para la prueba de la torre SP2+3 específicamente.

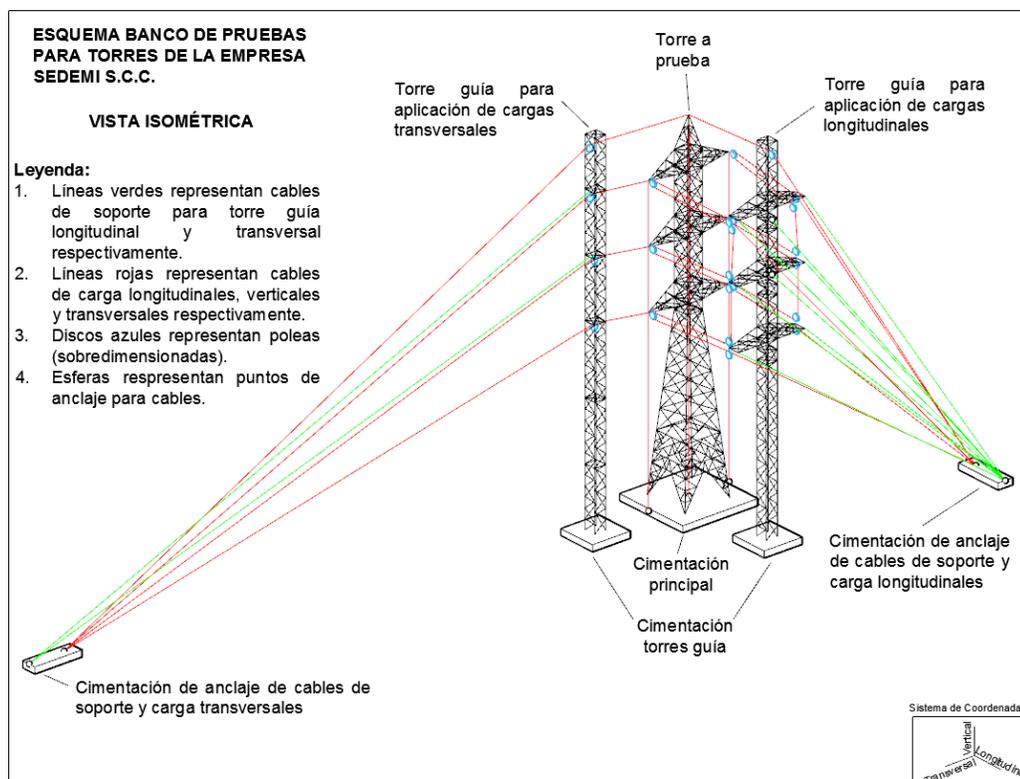


Figura 83. Esquema de configuración de banco de pruebas para ensayo en torre SP2+3, vista isométrica.

En el caso de los cables de carga transversales, existen líneas independientes para cada cruceta; para los cables de carga longitudinales se utilizó un arreglo de poleas para aplicar las cargas a las seis crucetas por medio de solamente dos cables; para las cargas verticales en las crucetas superiores se dispone una línea de carga independiente, mientras que las crucetas medias y bajas comparten el cable de carga vertical, finalmente la cúpula posee un cable de carga independiente.

En la Figura 84 se tiene la perspectiva del banco desde la vista lateral longitudinal, se visualiza que la cimentación de anclaje de cables de soporte y carga posee una elevación de 16.07 m, el terreno al ser elevado resulta ser conveniente, dado que así se puede conseguir aplicar las cargas de manera más directa, sin la utilización de longitudes considerables de cable y con menor demanda de resistencia por parte de la torre guía, longitudinal en este caso. La distancia de la cimentación de anclaje a la torre guía se concibió nuevamente por características del terreno, en esta ubicación la pendiente del terreno es pronunciada lo cual posibilita ubicar cables bajo el nivel de la cimentación sin que el suelo sea un inconveniente.

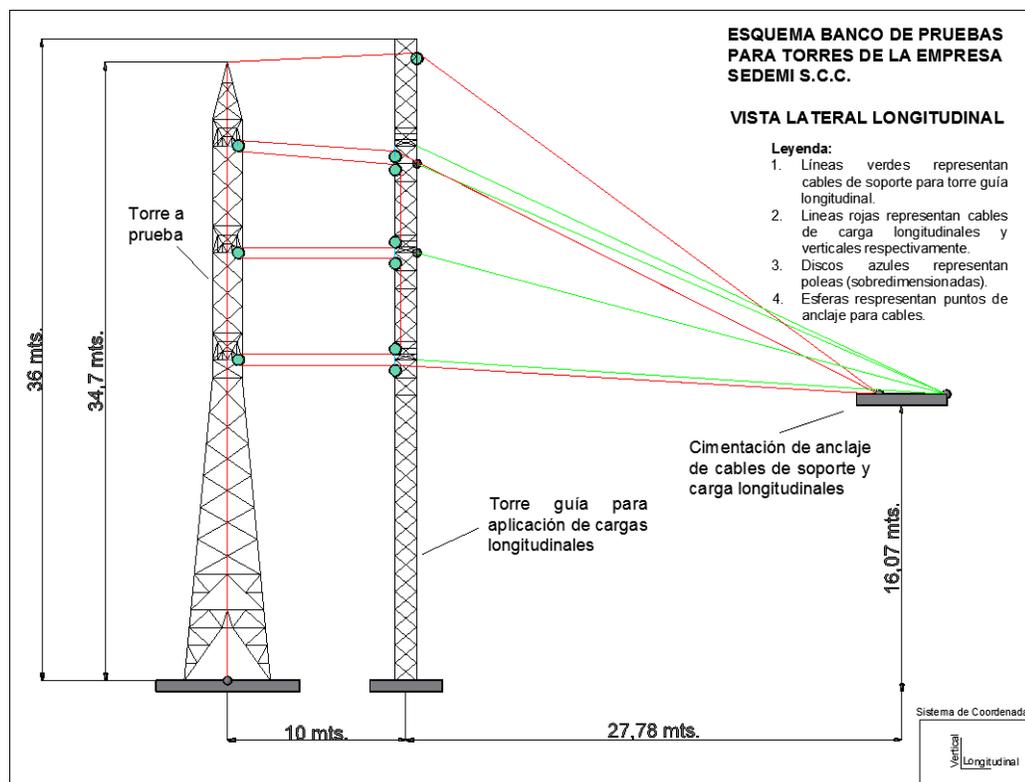


Figura 84. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista lateral longitudinal.

Se utilizan ocho cables de soporte de la torre guía para aplicación de cargas longitudinales, seis de los cuales van uno en cada cruceta, los dos restantes se sujetan a la cara expuesta de la torre guía desde la cimentación de anclaje, para limitar el movimiento de la torre guía, por lo que las cargas que recibe se equilibran en sentido longitudinal según se aplican las cargas a la torre a prueba mediante el arreglo de poleas indicado en la Figura 84.

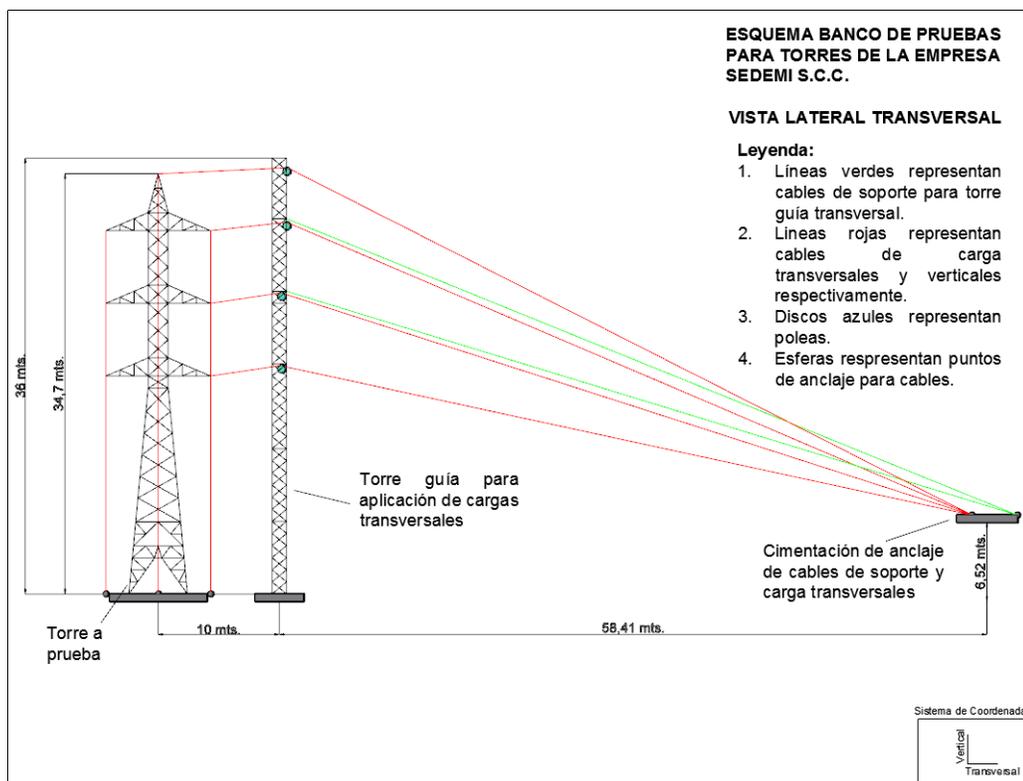


Figura 85. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista lateral transversal

En la Figura 85 se observa la vista lateral transversal del banco de pruebas, se tiene que la cimentación de anclaje de cables de soporte y carga transversal posee una elevación con respecto a la torre a prueba y torres guía de 6.52m, nuevamente ésta elevación en el terreno es provechosa, dado que la misma se da a 58.41m de la torre guía transversal, esto permite que los cables al ser izados hacia la torre guía generen menores cargas horizontales que demandarían mayor capacidad a la torre guía.

La torre guía transversal está provista de dos cables de soporte, ubicados entre los cables de carga transversal, los cuales son cuatro independientes, es decir cada cable de carga cuenta con equipo de aplicación de carga y de medición de la misma.

Finalmente se tiene en la Figura 86, la perspectiva de vista superior del banco de pruebas, entre el centro geométrico de la cimentación principal de la torre a prueba hay 10m con respecto al centro geométrico de las cimentaciones de las torres guías de carga, esta distancia permite dirigir las cargas de manera controlada y lo más semejantes a la realidad posible.

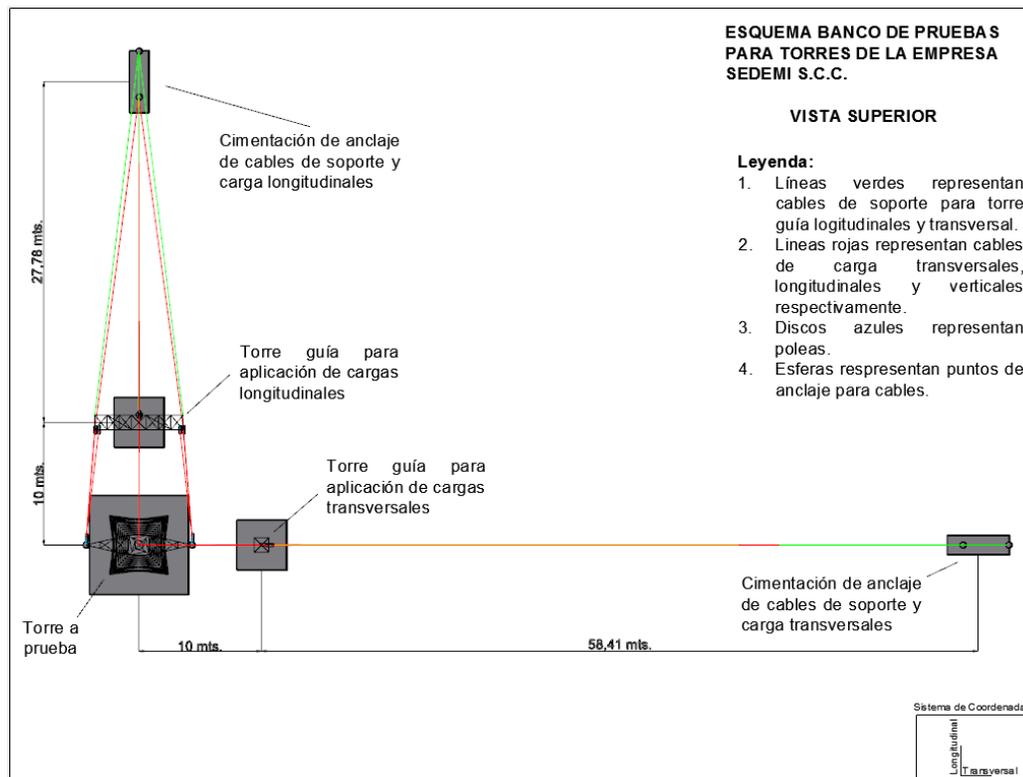


Figura 86. Esquema de configuración de banco de pruebas, vista superior

En la Figura 86 se divisan poleas que no se ubican en los extremos de las crucetas de la torre guía longitudinal, dichas poleas corresponden a las que dirigen los cables de carga longitudinal verticalmente, ver Figura 84, por lo cual su posición no afecta a la aplicación de carga en la torre a prueba.

4.2 DISPOSICIÓN DE EQUIPOS DE MEDICIÓN, CARGA Y SUJECIÓN EN BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE

Para la medición del desplazamiento de un punto referencial de la torre se fijó una cinta métrica en el perfil horizontal más alto de ésta, el mismo que separa el cuerpo recto de la cúpula, ver Figura 87.

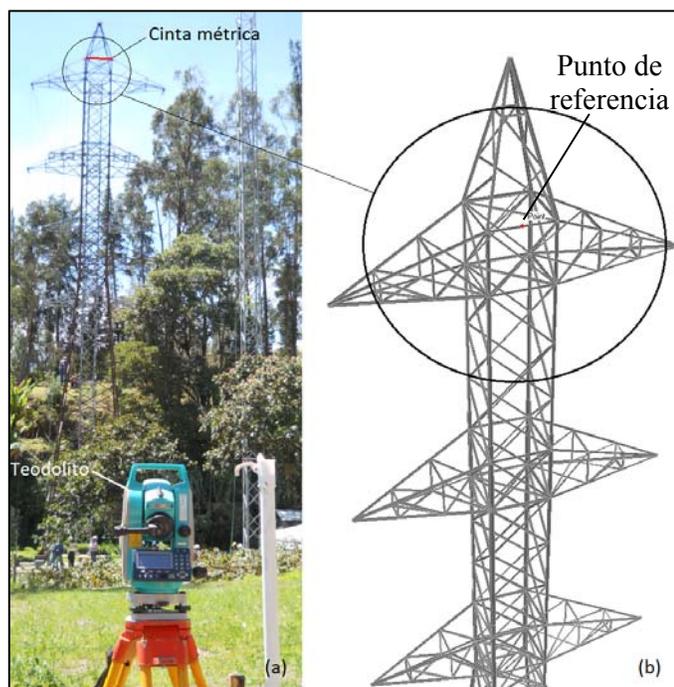


Figura 87. Punto referencial de medida de desplazamiento de torre SP2+3; (a) prueba real; (b) modelo SAP2000

Se selecciona el punto indicado en la Figura 87 ya que con el equipo que se cuenta es el más fácil de medir y representa una buena referencia de deformación con respecto a la altura de la torre, el punto de referencia en cuestión se encuentra a 31.505 metros sobre el piso, el desplazamiento límite será 47.26cm (1.5%). Por medio del teodolito se fija el medidor láser del mismo en el punto medio de la cinta métrica, ya que se conoce la distancia desde donde se realiza la medición con respecto a la posición de la torre, el monolito determina el desplazamiento longitudinal por medio del teorema de Pitágoras y el desplazamiento transversal se determina por medio de la cinta métrica.

El orden de equipos en las líneas de carga varía ligeramente entre cada ubicación, los arreglos que se indican a continuación son los utilizados en el banco de pruebas.

En la Figura 88 se tiene la disposición de equipo en sentido transversal esquematizado, dicho arreglo se repite en las tres crucetas laterales de la torre a prueba y en la cúpula de la torre, es decir se tendrían cuatro arreglos similares a los de la Figura 88. En las crucetas en sentido transversal se aplicará el doble de carga considerando que las crucetas laterales izquierdas según la Figura 86, no se encuentran sujetas a los cables de carga, solamente las crucetas derechas.

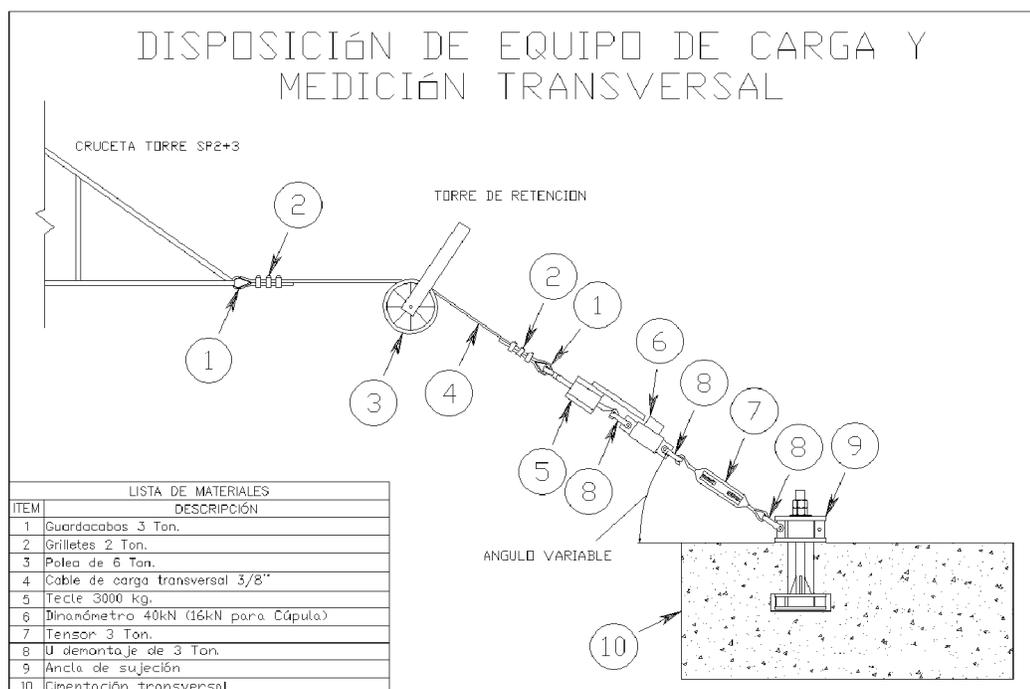


Figura 88. Disposición de equipos de carga y medición transversal

En la Figura 89 se aprecia la disposición de equipo para crucetas, el arreglo de las poleas es tal y como se mostró en la Figura 84. El arreglo mostrado es igual, tanto para las crucetas derechas como para las izquierdas. Para la cúpula en sentido longitudinal el arreglo de los equipos es igual a la disposición de los equipos transversales, tal y como se mostró en la Figura 88 con la diferencia que la polea utilizada en la torre guía es de 2 toneladas. Todas las poleas utilizadas son de capacidad de 2 toneladas, incluso las que se sujetan a las crucetas de la torrea a prueba, ambas poleas que no están sujetas a las crucetas de la torre a prueba se sujetan a las crucetas de la torrea guía de carga longitudinal.

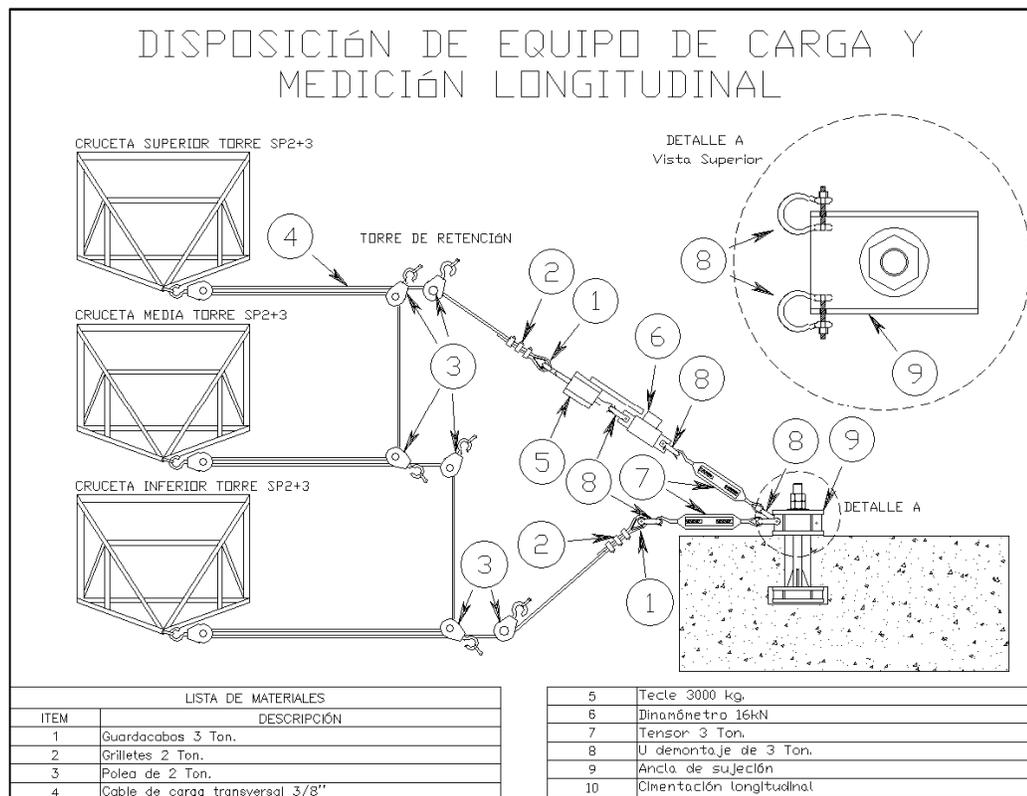


Figura 89. Disposición de equipos de carga y medición longitudinal

Finalmente en la Figura 90 se aprecia la disposición de los equipos de carga y medición vertical para crucetas, en el caso de la cúpula la disposición es similar al de la cruceta superior, solo cambia el método de anclaje a la cimentación.

Para cargas verticales no se cuenta con tecles, en lugar de estos se aplica carga mediante tensores dispuestos en serie, tanto la cruceta media como inferior comparten el cable de carga, enlazado a ambas crucetas mediante una polea.

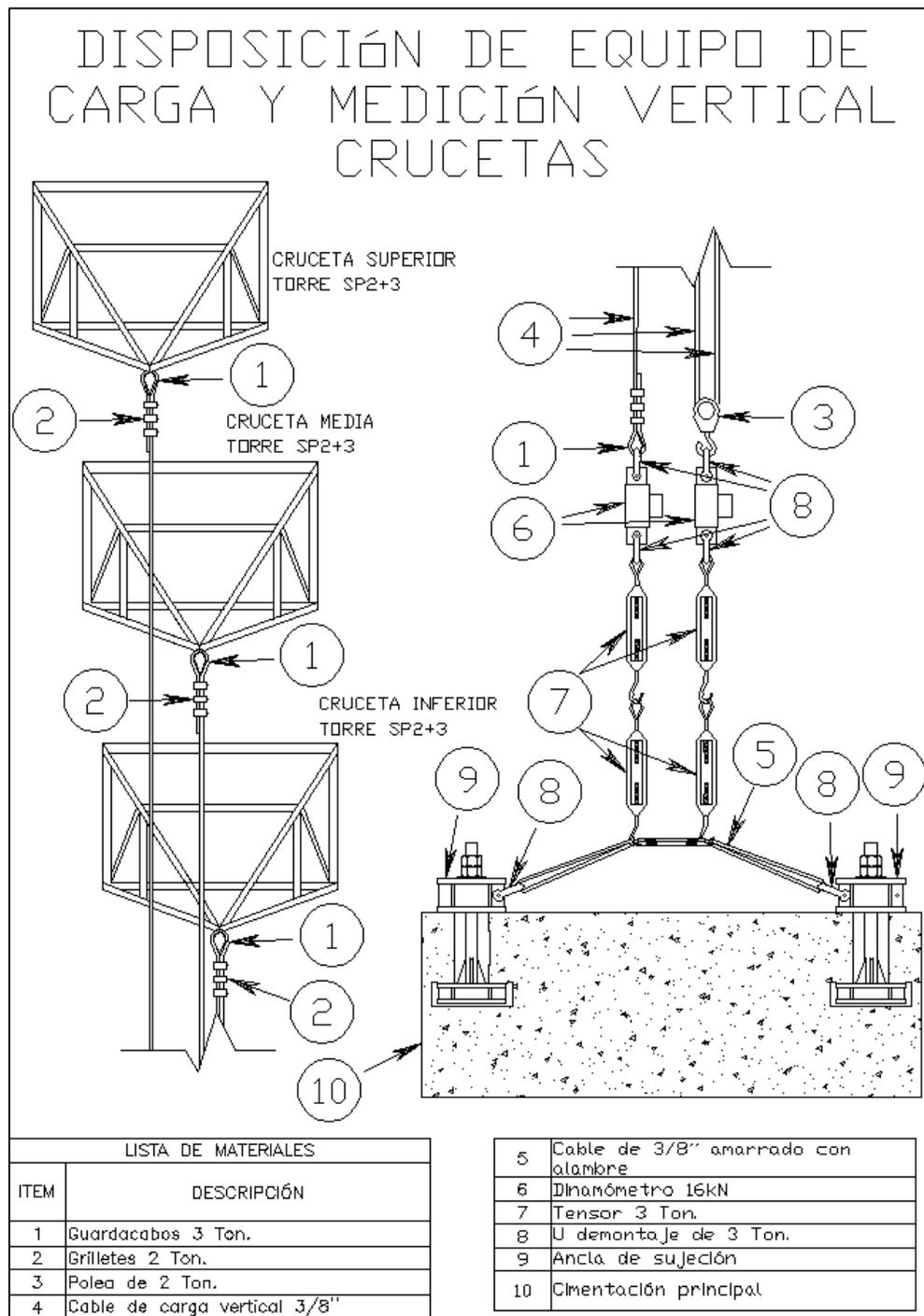


Figura 90. Disposición de equipos de carga y medición vertical

El método de anclaje vertical de los cables de carga a la cimentación se lo realiza mediante cables, en el caso de las crucetas además del esquema se muestra en la Figura 91 la imagen del anclaje tal y como se lo realizó, se realizaron dos de estos arreglos, para las crucetas derechas e izquierdas.



Figura 91. Anclaje de cables de carga verticales en crucetas

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En el caso del anclaje vertical de la cúpula, mostrado en la Figura 92 los cables que sirvieron de soporte para anclar el cable de carga se señalan en color amarillo, éste cable de anclaje es uno solo, dispuesto de tal manera que el punto de intersección del mismo es donde el cable de carga vertical se ancla.



Figura 92. Anclaje de cable de carga vertical en cúpula

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Para visualizar cómo se configuró la cimentación para las cargas verticales, la Figura 93 muestra de manera breve un esquema del orden de los cables de anclaje para sujeción de los cables de carga verticales.

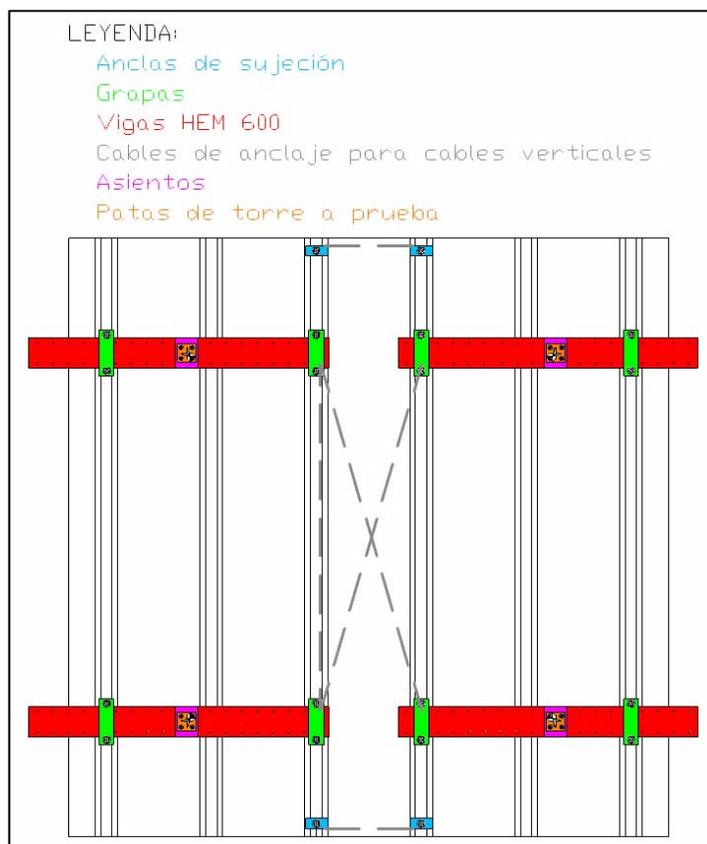


Figura 93. Esquema de configuración de cables de anclaje en cimentación principal

Para la coordinación de la aplicación de carga, cada estación (cimentación de anclaje de cables de carga y cimentación principal) cuenta con un equipo de supervisión que, dirigido por el ingeniero encargado del ensayo mediante radio, el indica las magnitudes que se desean alcanzar en cada cable de carga, dichos radios se encuentran enlazados con el resto de estaciones por lo cual se verifica con el resto de equipos cuando se ha estabilizado la carga.

4.3 ACCESORIOS NECESARIOS PARA ELABORAR EL ENSAYO

Cables de carga

Los cables de carga y soporte utilizados son tipo trenzados de 3/8'' con una longitud de 1000m, se tienen dos tambores similares a los de la Figura 94.



Figura 94. Cable para aplicación de carga en torre a prueba.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Este cable posee un peso aproximado de 45 kg cada 100 metros y su resistencia mínima a la rotura es 8000 kgf.

Tecles y tensores

Para aplicar cargas a través de cables son necesarios tecles, para ello se utilizaron tecles de 3000kg de capacidad, ver Figura 95.



Figura 95. Tecles de carga de capacidad 3000 kg

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Los tecles se ubicaron en los cables más distantes a la torre a prueba, es decir en los cables para cargas longitudinales y transversales, ya que al existir más distancia de tendido de un cable, el peso de este hace que se forme una catenaria, la cual se la puede observar en la Figura 16, esto hace que sea necesario tensar más el cable para llegar a una tensión determinada.

En el caso de las cargas verticales es más sencillo tensar los cables, por lo cual se utilizó los denominados tensores, ver Figura 96, los mismos que tienen por capacidad 3 toneladas.



Figura 96. Tensores de 3 toneladas de capacidad tipo Ojo-Gancho
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Dinamómetros

Para lo que se refiere a la medición de fuerza de los cables de carga se utilizó tres tipos de dinamómetros, estos de distintas capacidades según su ubicación, para las cargas longitudinales en crucetas y cúpula, verticales en crucetas y transversales en cúpula se utilizó dinamómetros analógicos de capacidad 16kN, es decir 1631.546 kgf y apreciación 0.5kN, es decir 50.986 kgf, ver Figura 97.



Figura 97. Dinamómetro de 16kN de capacidad
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Para las cargas transversales en crucetas se utilizó dinamómetros analógicos de capacidad 40kN, es decir 4078.865 kgf y apreciación 2kN, es decir 203.943 kgf, Figura 98.



Figura 98. Dinamómetro de 40kN de capacidad
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Finalmente para la medición de carga vertical en la cúpula se utilizó un dinamómetro digital de capacidad 5 toneladas, y apreciación 1 kgf, ver Figura 99.



Figura 99. Dinamómetro digital de 5 toneladas de capacidad
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Poleas

Se utilizaron tres tipos de poleas; en la torre guía para cargas transversales se usaron poleas de aluminio de diámetro 7'' cuya capacidad es de 6 toneladas y se muestra en la Figura 100.



Figura 100. Polea de torre guía de diámetro 7'' y capacidad 6 toneladas
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Las poleas utilizadas en el arreglo longitudinal son las mostradas en la Figura 101 poleas tipo elevación cuya capacidad es de 2 toneladas, el diámetro de cables para las mismas es de 3/8'' y el diámetro de la polea es de 3'', equipadas con un gancho para sujeción.



Figura 101. Poleas arreglo longitudinal diámetro 3'' y capacidad 2 toneladas
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Finalmente como anclaje para una de las torres guía se utilizó una polea de elevación de diámetro 4 ½'', capacidad 4 toneladas y soporte para cables hasta de ½'' de diámetro, ver Figura 102, equipadas con grillete de sujeción.



Figura 102. Polea de anclaje diámetro 4 ½'' y capacidad 4 toneladas
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Accesorios de sujeción

Para sujetar los cables a los elementos de sujeción del banco y a los puntos de aplicación de carga en la torre a prueba se utilizaron grilletes y las denominadas U de montaje, mostrados en la Figura 103 respectivamente.



Figura 103. Grilletes y U de montaje respectivamente
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Los grilletes poseen una capacidad de 2 toneladas mientras que las U's poseen una capacidad de 3 toneladas.

Entre otros accesorios de sujeción es necesario mencionar los denominados guardacabo utilizados para fijar cables a un punto deseado sin que dicho cable sufra un cambio de dirección brusco, ver Figura 104.



Figura 104. Guardacabo
Fuente: SEDEMI S.C.C.

4.4 VERIFICACIÓN ELEMENTOS DE BANCO DE PRUEBAS

Se realizó un levantamiento de los elementos del banco de pruebas para posteriormente analizarlos por elementos finitos dada la complejidad de estos y dado que el diseño de los mismos no se contempla en el alcance de este proyecto, para dicho análisis se utilizó el programa Autodesk Inventor 2014 Student Version. En el caso de las torres guía se utilizó el programa SAP 2000 para comprobar su resistencia.

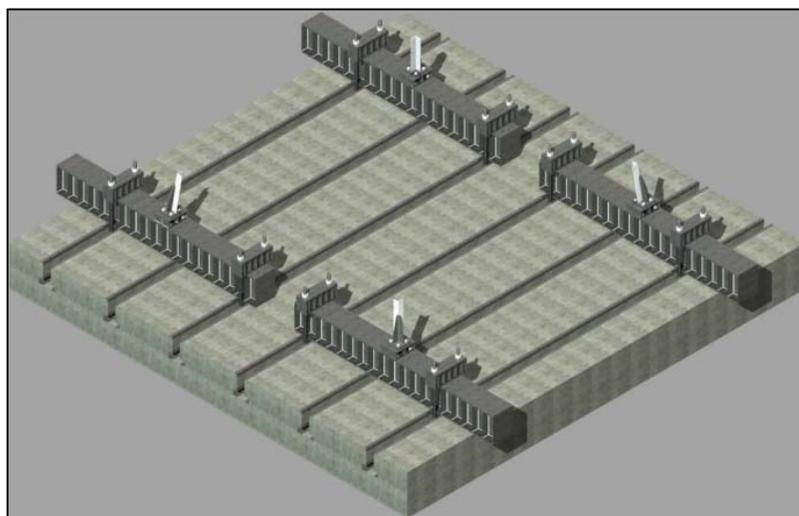


Figura 105. Elementos de banco de pruebas simulados en Inventor 2014.

4.4.1 CONJUNTO DE ELEMENTOS BAJO CARGAS MÁS CRÍTICAS

Para la verificación se simuló una porción de la cimentación principal, Figura 106, la misma en la que el anclaje de la torre a prueba se somete a mayor carga de tracción según se obtuvo por medio de la simulación en SAP2000, ya que este tipo de carga es el que más exige resistencia a los elementos de sujeción.

Debido a la cantidad de detalles que el ensamblaje posee, los elementos que se analizan con mayor rigurosidad son aquellos cuya deformación altera de manera directa los resultados que se desean medir en la prueba de la torre SP2+3, es decir se evalúa la deformación y resistencia de la viga HEM 500 y del Asiento respectivamente.

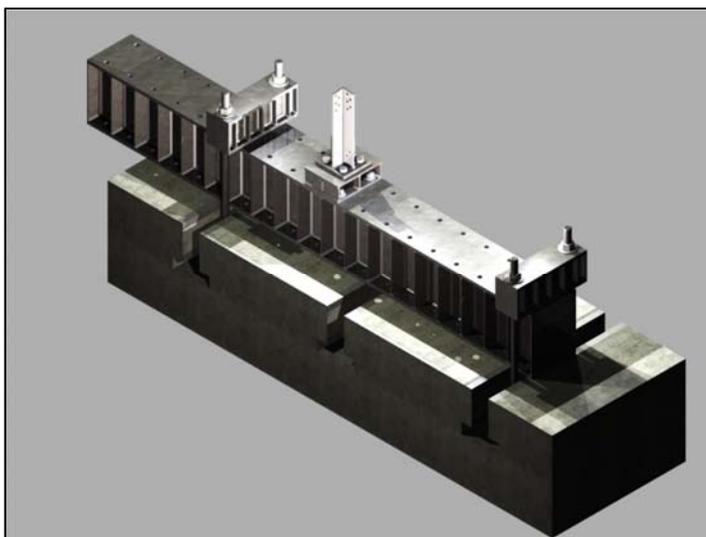


Figura 106. Porción del banco de pruebas simulado en Inventor 2014

4.4.1.1 Parámetros de simulación en Inventor 2014

La Tabla 35 y Tabla 36 indican las características de la simulación bajo las cuales se realizó el análisis de tensiones de la porción del banco de pruebas, en la Tabla 37 se indican los materiales definidos en los cuerpos bajo análisis, tanto la cimentación, como los pernos y ejes fueron definidos con materiales similares a los reales, más no iguales.

Tabla 35.**Objetivo general y configuración**

Objetivo del diseño	Punto único
Tipo de simulación	Análisis estático
Fecha de la última modificación	09/06/2014, 10:03
Detectar y eliminar modos de cuerpo rígido	Sí
Separar tensiones en superficies de contacto	Sí
Análisis de cargas de movimiento	No

Tabla 36.**Configuración de malla**

Tamaño medio de elemento (fracción del diámetro del modelo)	0.05
Tamaño mínimo de elemento (fracción del tamaño medio)	0.2
Factor de modificación	1.45
Ángulo máximo de giro	50 gr
Crear elementos de malla curva	Sí
Usar medida basada en pieza para la malla del ensamblaje	Sí

Tabla 37.**Materiales**

Hormigón, aireado (Cimentación)		
General	Densidad de masa	1.76203 g/cm ³
	Límite de elasticidad	2.75805 MPa
	Resistencia máxima a tracción	2.75805 MPa
Tensión	Módulo de Young	16.603 GPa
	Coefficiente de Poisson	0.2 su
	Módulo cortante	6.91792 GPa
Acero ASTM A36 (Placas)		
General	Densidad de masa	7.84905 g/cm ³
	Límite de elasticidad	248.225 MPa
	Resistencia máxima a tracción	399.9 MPa
Tensión	Módulo de Young	199.959 GPa
	Coefficiente de Poisson	0.3 su
	Módulo cortante	76.9073 GPa
Acero inoxidable AISI 317 (Ejes)		
General	Densidad de masa	7.85483 g/cm ³
	Límite de elasticidad	317.157 MPa
	Resistencia máxima a tracción	461.946 MPa
Tensión	Módulo de Young	199.947 GPa
	Coefficiente de Poisson	0.29 su
	Módulo cortante	77.4988 GPa
Acero, suave (Pernos)		
General	Densidad de masa	7.86 g/cm ³
	Límite de elasticidad	207 MPa
	Resistencia máxima a tracción	345 MPa
Tensión	Módulo de Young	220 GPa
	Coefficiente de Poisson	0.275 su
	Módulo cortante	86.2745 GPa
Acero ASTM A572 (Perfil "L")		
General	Densidad de masa	7.84905 g/cm ³
	Límite de elasticidad	344.756 MPa
	Resistencia máxima a tracción	448.2 MPa

Continúa→

	Módulo de Young	199.959 GPa
Tensión	Coefficiente de Poisson	0.3 su
	Módulo cortante	76.9073 GPa
Nombre	Electrodo ER70S-3 (Cordones de soldadura)	
General	Densidad de masa	7.84905 g/cm ³
	Límite de elasticidad	482.633 MPa
	Resistencia máxima a tracción	440.00 MPa
Tensión	Módulo de Young	220.000 GPa
	Coefficiente de Poisson	0.28 su
	Módulo cortante	140.25 GPa

En la Tabla 38 se muestran las magnitudes de carga que se utilizaron para el análisis de tensiones en el programa Inventor 2014, la Figura 107 muestra los sitios de aplicación de las cargas, la Figura 107 (a), (b) y (c) corresponden a las columnas de la Tabla 38. El área transversal del perfil y de los rigidizadores sirvió para factorar la carga y aplicarla lo más aproximadamente posible a la realidad ya sea a tensión en forma de presión o a cortante como cargas de fuerza.

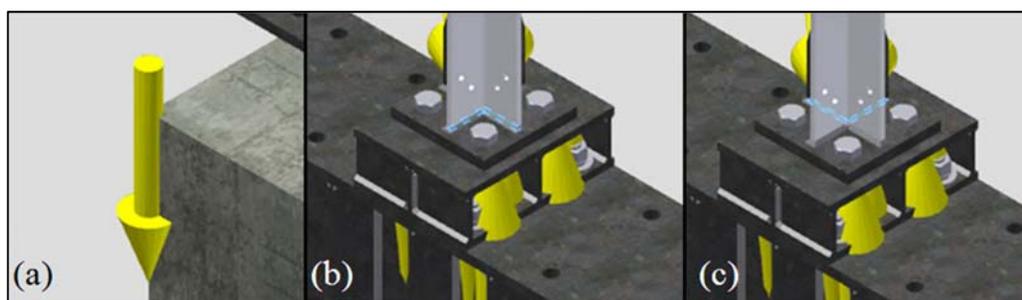


Figura 107. Aplicación de cargas en modelo de simulación en inventor 2014; (a) carga de gravedad; (b) carga sobre perfil y (c) carga sobre rigidizadores

Tabla 38.

Magnitudes de carga aplicados en Inventor 2014

Sobre Modelo		Sobre perfil		Sobre rigidizadores	
Tipo de carga	Gravedad	Tipo de carga	Presión (Tensión)	Tipo de carga	Presión (Tensión)
Magnitud	9810.000 mm/s ²	Magnitud	36.207 MPa	Magnitud	16.054 MPa
Vector X	0.000 mm/s ²	Tipo de carga	Fuerza (Corte)	Tipo de carga	Fuerza (Corte)
Vector Y	-9810.000 mm/s ²	Magnitud	23728.946 N	Magnitud	10521.325 N
Vector Z	0.000 mm/s ²	Vector X	17431.724 N	Vector X	7729.160 N
		Vector Y	0.000 N	Vector Y	0.000 N
		Vector Z	16099.624 N	Vector Z	7138.512 N

4.4.1.2 Resultado de la simulación de tensión

Las cargas se aplicaron como presión bajo el perfil tipo L de la placa base bajo la carga a tracción más crítica del CASO 1 de cargas, así mismo las cargas de corte se aplicaron en el conjunto estructura soldado a la placa base. Se obtuvo tal y como se

muestra en la Figura 108 una convergencia de 0.423%, la cual es muy buena considerando el número de componentes que el ensamblaje posee. La fuerza más crítica se origina en la soldadura entre el perfil estructural tipo “L” y la placa base, la cual se verificó en el capítulo anterior; todas las figuras del resultado de la simulación poseen una amplificación de (X0.5) del desplazamiento real.

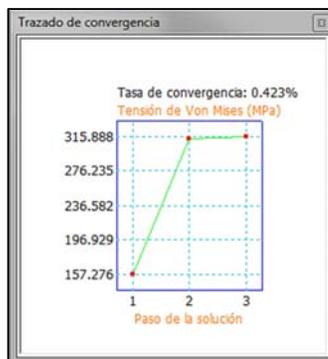


Figura 108. Tasa de convergencia de solución en análisis de tensiones del modelo

En la Figura 109 se visualizan el número de nodos y elementos generados para el análisis por elementos finitos, así mismo el mallado es visible.

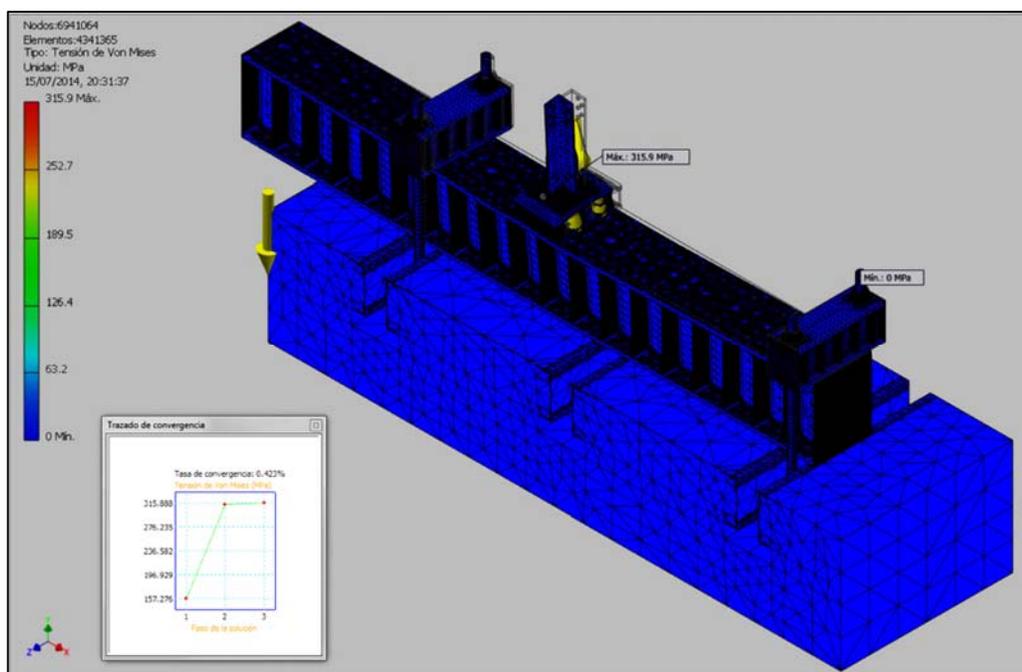


Figura 109. Tensión de Von Mises sobre porción de banco de pruebas más crítico con mallado visible

Se analizan a continuación los elementos más relevantes en el proceso de ensayo de la torre SP2+3 mediante el banco de pruebas.

4.4.1.2.1 Asiento

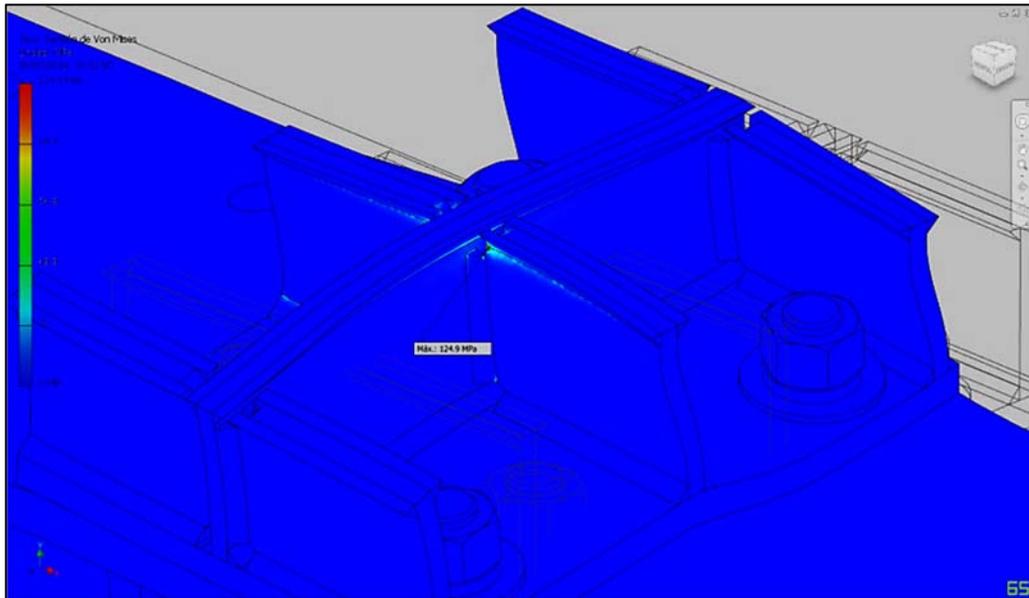


Figura 110. Sector más crítico en Asiento

En la Figura 110 se ha desactivado la visualización de la placa superior del Asiento para visualizar el sitio más crítico del mismo, el cual es el cordón interior de soldadura de este componente.

Datos de entrada:

Electrodo ES70S-3

$$F_{EXX} = 70 \text{ kip/in}^2$$

$$p = 8 \text{ mm}$$

$$r = p \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 5.656 \text{ mm}$$

$$l = 124 \cdot 6 + 400 = 1144 \text{ mm}$$

$$A_e = r \cdot l = 6470.5 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_w = 0.75$$

$$F_t = 29830.752 \text{ kgf} = 65.766 \text{ kip}$$

$$\theta = 90^\circ$$

Resistencia a la tensión soldadura

Pierna de soldadura para cálculo

Raíz de soldadura

Longitud de grupo de soldadura

Área efectiva de soldadura

Factor LRFD de soldadura

Fuerza de tensión en Asiento

Inclinación de carga respecto al eje longitudinal de cordones de soldadura

Verificación:

$$\Phi_w R_n = \Phi_w \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin \theta^{1.5}) \cdot A_e = 631.89 \text{ kip}$$

Resistencia de grupo de soldadura; AISC (J2-4)

$$FS_w = \frac{\Phi_w R_n}{F_t} = 9.6$$

Factor de seguridad de grupo de soldadura bajo carga axial

Considerando que las carga de corte no llegan al 20% de la carga más crítica, la cual es la de tensión, y considerando que el área efectiva del cordón de soldadura es similar tanto para resistir tracción como corte, la junta posee un margen de seguridad aceptable.

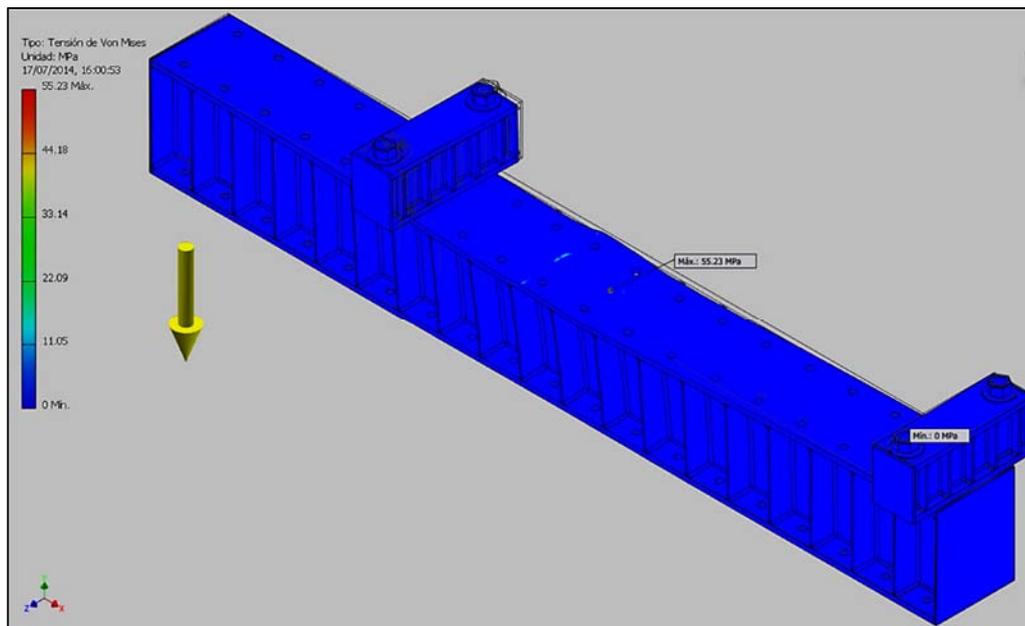
4.4.1.3 Viga HEM 500

Figura 111. Tensión de Von Mises máxima en viga HEM 500

Se tiene que el esfuerzo máximo en la viga HEM 500, Figura 111 es de 55.23 MPa. En la Figura 112 se tiene que el máximo desplazamiento de la viga es de 0.05279 mm lo cual se considera despreciable en el resultado que se busca al realizar el ensayo de la torre SP2+3.

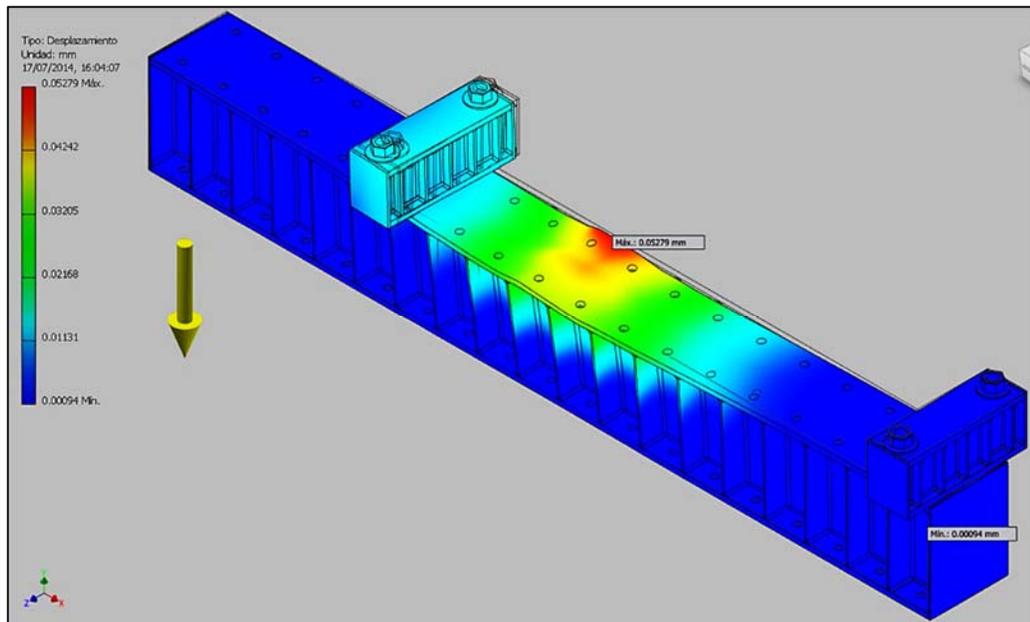


Figura 112. Desplazamiento máximo en viga HEM 500

Datos de entrada:

$$F_y = 29830.752 \text{ kgf}$$

Fuerza en eje y

$$F_z = 3099.63 \text{ kgf}$$

Fuerza en eje z

$$l = 2800 \text{ mm}$$

Longitud viga entre apoyos

$$a = 1069.03 \text{ mm}$$

Longitud más corta ente apoyo y punto de aplicación de carga

$$b = 1730.97 \text{ mm}$$

Longitud más larga ente apoyo y punto de aplicación de carga

➔ Para la siguiente verificación se aplica el método de superposición para una viga empotrada en ambos extremos, es decir la longitud comprendida entre las grapas de sujeción, no se consideran los rigidizadores por lo tanto el desplazamiento obtenido será mayor al que se obtendrá en la vida real.

$$R_1 = \frac{F \cdot b^2}{l^3} \cdot (3 \cdot a + b)$$

Reacción 1 Met. Superpos.

$$R_2 = \frac{F \cdot a^2}{l^3} \cdot (3 \cdot b + a)$$

Reacción 2 Met. Superpos.

$$M_1 = \frac{F \cdot a \cdot b^2}{l^2}$$

Momento 1 Met. Superpos.

$$M_2 = \frac{F \cdot a^2 \cdot b}{l^2}$$

$$M_p = \frac{2 \cdot F \cdot a^2 \cdot b^2}{l^3}$$

Momento 2 Met. Superpos.

Momento en punto de aplicación
de carga Met. Superpos.

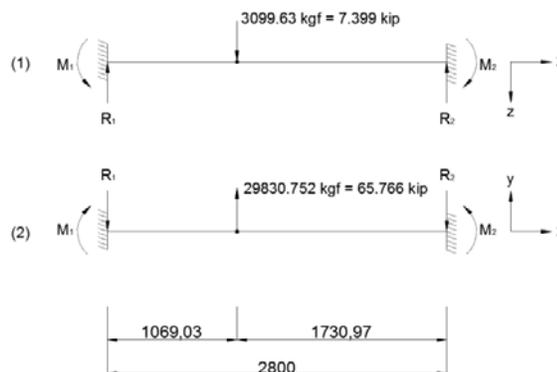


Figura 113. D.C.L. Viga HEM 500

Tabla 39.

Reacciones en viga HEM 500

	R₁ (kgf)	R₂ (kgf)	M₁ (kgf-mm)	M₂ (kgf-mm)	M_p (kgf-mm)
(1)	-2089.16	-1010.47	1266376.28	-782101.5	966995.88
(2)	-20105.99	-9724.76	-12187569.74	7526922.87	9306341.2

$$I_y = 348768266.666 \text{ mm}^4$$

Inercia con resp. eje y

$$I_z = 1402541666.67 \text{ mm}^4$$

Inercia con resp. eje z

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero

Verificación desplazamiento:

$$\Delta_y = \frac{F_y \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot I_z \cdot l^3} = 0.09556 \text{ mm}$$

Desplazamiento en eje y

$$\Delta_z = \frac{F_z \cdot a^3 \cdot b^3}{3 \cdot E \cdot I_y \cdot l^3} = 0.039933 \text{ mm}$$

Desplazamiento en eje z

➔ Se tiene que la resultante del desplazamiento de la viga es de una décima de milímetro lo cual comparado con las dimensiones de la estructura resulta ser insignificante y no incide de manera considerable en el ensayo.

4.4.1.4 Grapa de sujeción

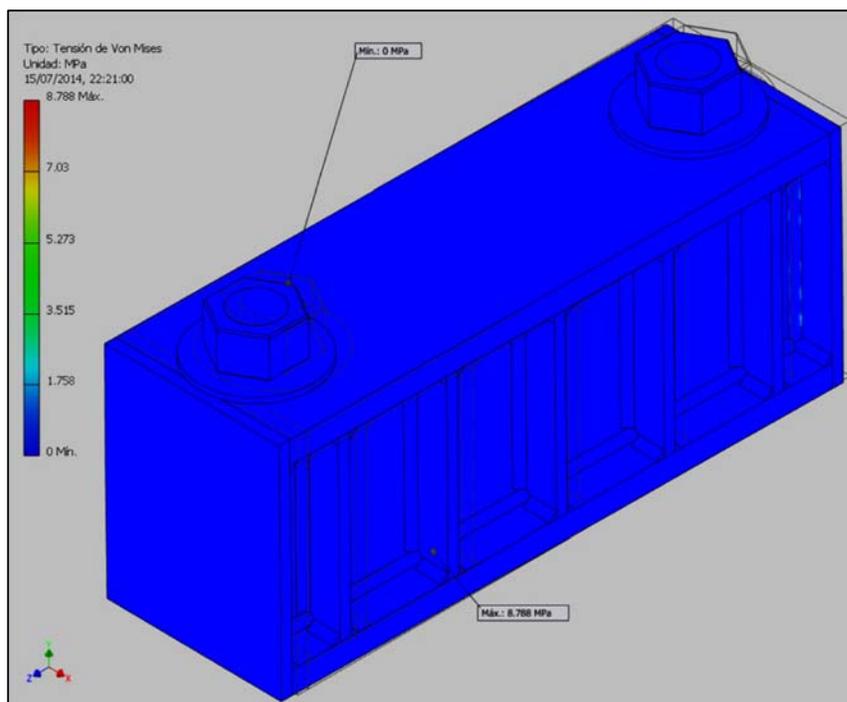


Figura 114. Tensión de Von Mises máxima en Grapa de sujeción

El esfuerzo al que est sujeta la grapa más crítica resulta ser de 8 MPa, y se da en el cordón de soldadura, de acuerdo al ANEXO 9 la dimensión del cordón y el material del mismo garantizan la resistencia del mismo, por lo tanto no se profundiza en el análisis del elemento.

4.4.1.5 Anclas de sujeción

Las anclas de sujeción largas, tal y como lo muestra la Figura 115, poseen una exigencia bastante baja en cuanto a resistencia refiere, así mismo el desplazamiento producido en el Ancla más crítica es menor, se observa que el mayor esfuerzo se da en la zapata inferior de anclaje, la cual soporta la tensión originada tanto por el ajuste de pernos del eje roscado como la tensión adicional que la pata de la torre sufre, en la simulación se considera la tensión extra que se origina del ensayo de la torre, más no la tensión que soporta el eje roscado por la pretensión del eje, lo cual está predefinido por las características del tipo de rosca del eje. De acuerdo a la Tabla 39 la tensión que tendría que soportar el eje es 20105.99 kgf, dado que se tienen dos pernos ancla por cada grapa, es decir sería la mitad de dicha carga, considerando que el eje tiene 2'' y

la resistencia del acero bonificado AISI 705 es de 70kgf/mm^2 se tiene un margen de seguridad suficiente como para obviar un análisis más riguroso.

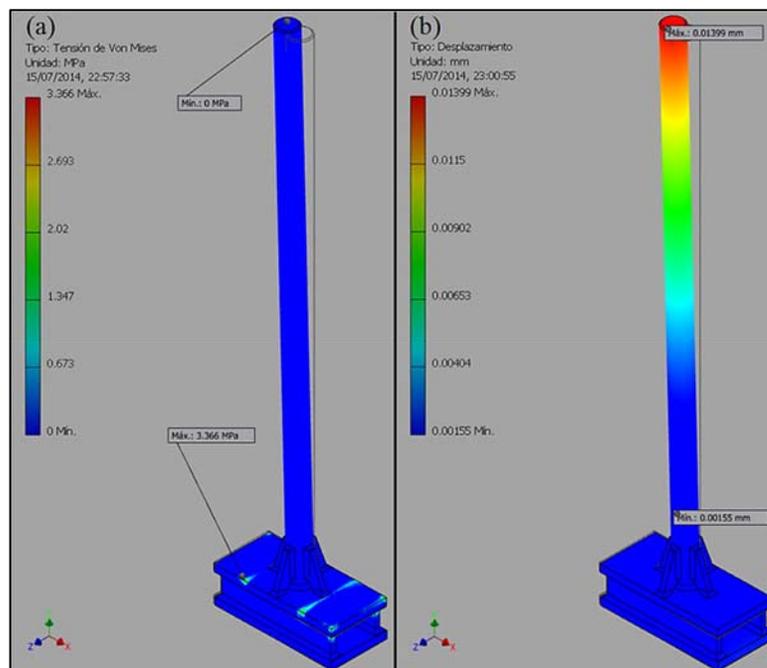


Figura 115. Anclas de sujeción largas; (a) esfuerzo crítico en ancla de sujeción y (b) desplazamiento máximo en ancla de sujeción

4.4.1.6 Torres guías de carga

Las torres guía si bien no toman magnitudes de carga iguales a la torre de prueba, se someten a cargas bajas que bien pueden alterar los resultados del ensayo, la verificación que se propone se limita a la simulación de las mismas bajo las cargas que soportan y se comparan las fuerzas que los cables que mantienen fijas a estas no sobrepasen la carga límite que soportan o según la norma ASCE 10-97 el 65% de la carga límite de los mismo. El procedimiento a continuación no se realizó en el diseño del ensayo.

4.4.1.6.1 Torre guía de carga longitudinal

La torre guía de carga longitudinal es la torre que más carga recibe indirectamente, a causa del arreglo de poleas que posee, las cargas a las que se somete son las definidas en el ANEXO 21 así mismo se indican en dicho anexo la simulación de estas; dichas cargas se descomponen de la tensión del cable en cada punto de apoyo de las poleas.

Al inicio del ensayo la torre posee un contraventeo de 6 cm, por lo cual los cables de soporte inician con una tensión de 30kgf, una vez se llegue a la máxima carga en el CASO 6 a ensayarse la tensión no debe sobrepasar el 65% de la carga de tensión máxima que soporta el cable según recomendaciones de la ASCE 10-97, por lo tanto para que la carga en la que el desplazamiento de la torre guía longitudinal sea cero, los cables deben tener las cargas indicadas en el ANEXO 21, las mismas no superan el 65% de la resistencia de los cables de soporte, por lo cual no existe peligro de que los mismos fallen.

La configuración, reacciones axiales y el desplazamiento de la estructura se indican en el ANEXO 21, en la Figura 116 se verifica que la estructura resiste.

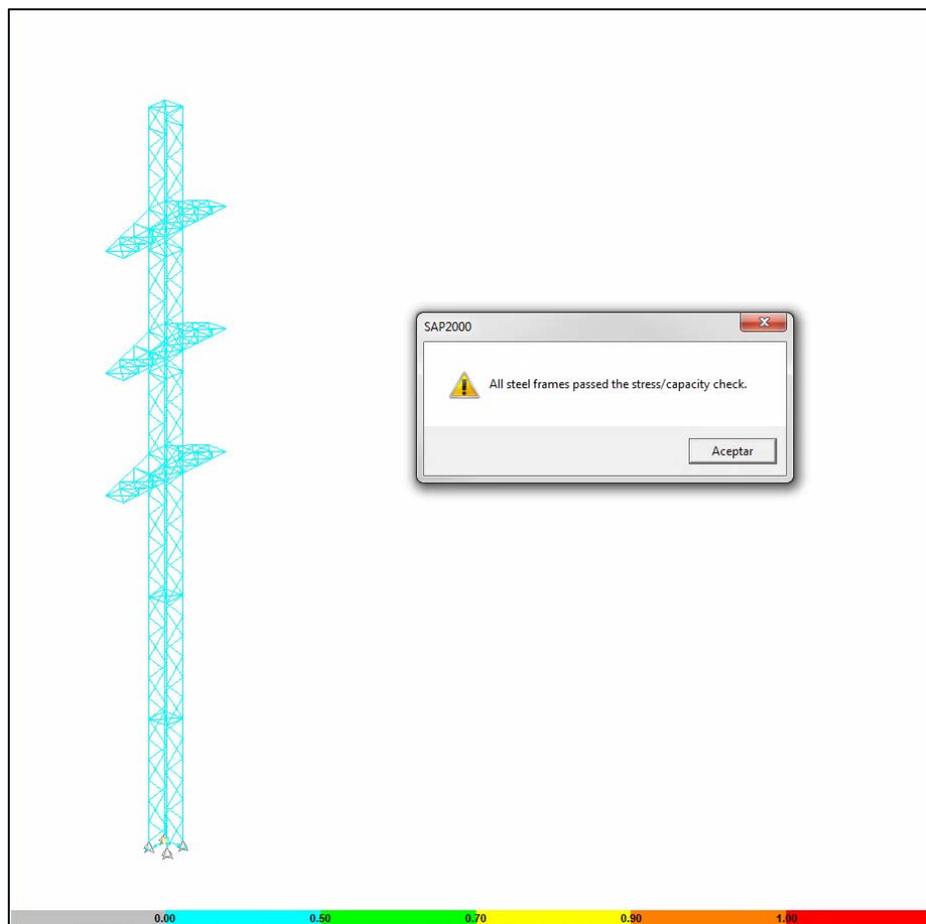


Figura 116. Verificación de resistencia de la torre guía de carga longitudinal

4.4.1.6.2 Torre guía de carga transversal

La torre guía transversal posee menos cables de soporte que la torre guía longitudinal, la distancia que separa la torre guía de carga transversal del punto de sujeción de los cables es grande por lo cual al descomponer las cargas de tensión de los cables, la mayor parte de la carga la toma la base de la torre haciendo que las cargas horizontales sean relativamente bajas: las cargas que se determinaron y con las que se simula el comportamiento de la torre se indican en el ANEXO 22 así como el análisis que se realizó para determinarlas.

La configuración, reacciones axiales y el desplazamiento de la estructura se indican en el ANEXO 22. La Figura 117 muestra la verificación de la resistencia de los componentes de la torre guía de carga transversal.

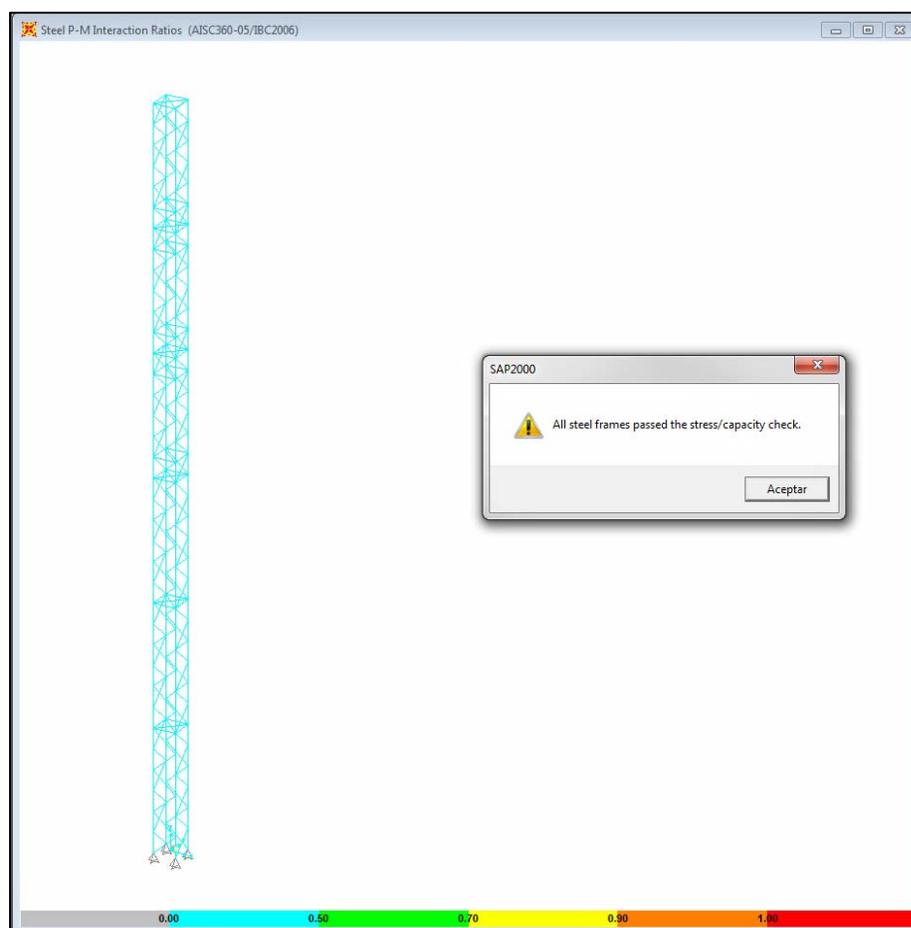


Figura 117. Verificación de la resistencia de la torre guía de carga transversal

CAPITULO 5

ETAPAS DE PRODUCCIÓN, MONTAJE Y COSTOS

5.1 ETAPAS DE PRODUCCIÓN

La producción de la estructura sigue las siguientes etapas:

- Solicitud por parte del cliente
- Diseño de la estructura
- Fabricación y entrega de la estructura
- Ensayo o prueba de la estructura (si el cliente así lo solicita)

En el CAPITULO 3 se cubren tanto los requerimientos por parte del cliente, como el diseño de la estructura, en el CAPITULO 4 se detallan los elementos del banco de pruebas, a continuación se describen los procesos de fabricación, montaje y costo.

5.1.1 FABRICACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ENTREGA

En la etapa de fabricación se reciben en taller los planos para la elaboración de cada pieza de la estructura, el material de bodega se procesará a través de cortes, perforaciones, estampados y recubrimiento de zinc en el caso de la estructura de servicio.

5.1.1.1 Planos de fabricación

Una vez realizado el diseño y la simulación de la torre, el diseñador entrega un esquema de detalle de la estructura al encargado de realizar los planos de fabricación. El mismo tiene las dimensiones de celosía, tipo de perfiles que los conforman, detalles básicos de conexiones, etc.

En los planos de fabricación se detallará pieza por pieza, sus dimensiones, perforaciones y detalles, así como su denominación, la cual se la realizará por medio de estampado en frío, con un respectivo código según el proyecto y su ubicación en la

estructura, para de este modo facilitar el procedimiento de ensamblaje. Ver Figura 118. Se acotan las medidas necesarias para la pieza, como es su longitud, distancia de perforaciones, distancia entre agujeros, vistas necesarias con sus respectivas escalas.

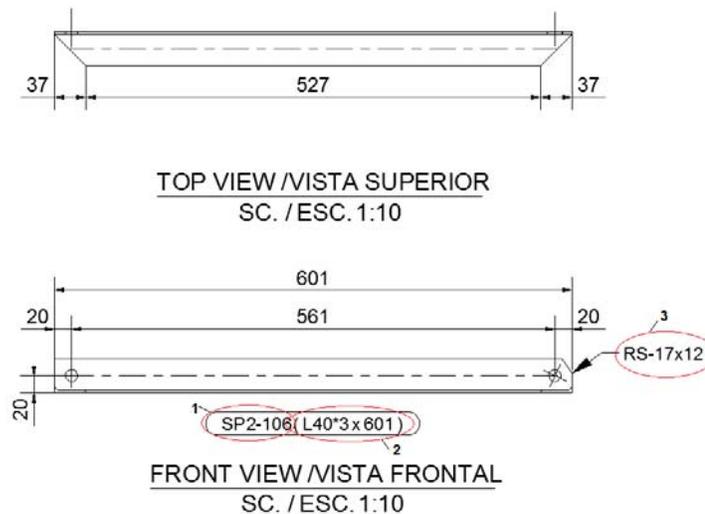


Figura 118. Planos de fabricación pieza SP2-106
Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la burbuja 1 se indica la denominación del elemento, siendo este SP2 – 106, todas las piezas llevan el nombre de la torre (el proyecto) y, a continuación la numeración correspondiente. En la burbuja 2 se indica el tipo de perfil utilizado en la pieza y la longitud del elemento. En la burbuja 3 se señala un tipo de corte de la punta del elemento, se utiliza una convención de cortes de acuerdo a la Figura 119.

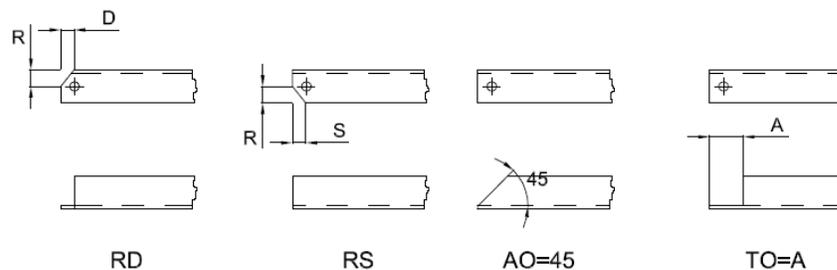


Figura 119. Convención de cortes en planos de fabricación y montaje
Fuente: SEDEMI S.C.C.

El código de las piezas que se repiten en el resto de caras de la torre será igual, dado que la torre es simétrica en todas sus caras sin tomar en cuenta las crucetas, las cuales son similares entre sí.

Los planos de fabricación de la torre de servicio y de prueba se encuentran en el ANEXO 23.

5.1.1.2 Maquinaria utilizada en la producción de la torre SP2+3

Se describe a continuación las características principales de la maquinaria pesada utilizada de manera directa en la elaboración de la torre SP2+3.

Todo lo que tiene que ver con angulería se procesa en la máquina GEKA ALPS 150 CNC, ver Tabla 40, incluyendo las placas obtenidas de perfiles L, en lo referente a placas planas se las procesa por medio de la máquina KOIKE ARONSON INC MGM-II 1500, ver Tabla 41, y toda pieza que requiere recubrimiento es procesada en la galvanizadora indicada en la Tabla 42.

Tabla 40.

Características máquina perforadora y punzonadora de ángulos

		<p>Descripción:</p> <p>Esta máquina se utiliza perforar, punzonar y marcar ángulos, posee alimentador automático y se controla por medio de una interfaz CNC.</p>		
				<p>Nombre</p>
<p>Procedencia</p>		<p>ESPAÑA</p>	<p>Máx. diám. de punzonador vertical</p>	
<p>Tamaño de ángulos</p>	<p>Mín.</p>	<p>35x35x4 mm</p>		
	<p>Máx.</p>	<p>150x150x15 mm</p>		
<p>Marcador</p>		<p>Cinta</p>	<p>Fuerza del Punzonador Vertical</p>	<p>73 ton</p>
<p>Número de Obreros.</p>		<p>2</p>		

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Tabla 41.
Características de cortadora de plasma

		<p>Descripción:</p> <p>Cortadora de plasma CNC, de planchas laminas y utilizada además para realizar cortes de alta precisión para perforaciones circulares en perfiles y placas.</p>	
Nombre	KOIKE ARONSON INC. MGM-II 1500	Máx. Núm. de Herramientas	6
Procedencia	USA	Velocidad de Traslación/Círculos	17780/ 10.160 mm/min
Ancho Total	4318 mm	Controlador CNC	KAR CNC X
N. Obreros	2		

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Tabla 42.
Características de cuba de galvanización

		<p>Descripción:</p> <p>La cuba galvanizadora semiautomatizada es utilizada para recubrir los perfiles y elementos metálicos para las obras con zinc para evitar corrosión en los mismos.</p>	
Procedencia	ITALIA	Capacidad Cuba	6.5 x 1.8 x 0.8 m
Capacidad Instalada	1.4 Ton/h		
N. Obreros	2		

Fuente: SEDEMI S.C.C.

5.1.1.3 Clasificación de elementos y entrega

Una vez realizadas todas las piezas, éstas son clasificadas para su transporte o almacenamiento y se realiza una hoja de control de despacho u almacenamiento identificando las piezas, sus códigos y sus respectivas cantidades, dicho documento se denomina packing list, ver ANEXO 24, en dicho anexo se adjuntan los certificados de materiales pertinentes.

5.2 MONTAJE DE CAMPO

El montaje de campo se enfoca en el procedimiento de ensambaje de la torre para el ensayo, más no para la torre de servicio, sin embargo el procedimiento para ambas es similar, difiriendo solamente en el proceso de fijación de la base, dado que la torre de servicio se fija al suelo con stubs embebidos en el concreto por lo cual ésta se realiza con un tiempo considerable antes que el montaje del resto de la torre.

5.2.1 PARÁMETROS DE MONTAJE TORRE A PRUEBA

Para iniciar el procedimiento de montaje es necesario clasificar las piezas de la torre previo su armado, por medio de los planos de montaje se reunirán las piezas que conforman cada tramo de la torre.

Para el correcto ensamblaje de la torre se deben cumplir las siguientes directrices de montaje:

Nivelación → ± 5 mm.

Inclinación para montantes → $\pm 2/1000$.

Verticalidad antes de carga → 0.2 % de la altura del elemento.

5.2.2 PLANOS DE MONTAJE

En los planos de montaje se indican los componentes de la torre ensamblados, de acuerdo a las caras de la misma, cada elemento se indica con su respectiva denominación en la posición que ocupa.

Los planos de montaje se indican en el ANEXO 25.

5.2.3 PROCESO DE MONTAJE

Por medio de los planos de montaje se interpreta el orden de armado de las piezas y su ubicación, las piezas llegan al lugar de ensamblaje en lotes, se inicia por fijar las patas de la torre en la ubicación que cumple con las especificaciones de los planos de ensamblaje, ver Figura 120.



Figura 120. Fijación de las bases para la torre que se va a someter a prueba
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Como se observa en la figura anterior, el proceso de ubicación de las patas se lo realiza a través de un monolito, el mismo se ubica en un sitio referencial del banco de pruebas, el cual tiene una señal que guía la ubicación del mismo para el posicionamiento de las patas de la torre a probarse con respecto a la torre guía. Una vez fijadas las patas se inicia el ensamblaje de la celosía de las mismas, esto con el fin de corregir cualquier desalineamiento que se tenga, ya que si la pendiente mínima requerida sobrepasa la recomendación, la torre se erguirá de manera inclinada.

Cada uno de los lotes de los tramos de la torre son clasificados en el piso tal y como se muestra en la Figura 121.



Figura 121. Clasificación de elementos, placas y perneria; (a) tramos clasificados; (b) montantes con pernos
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Después de la clasificación se procede al pre ensamblaje de cada tramo, cada pre ensamblaje se lo ubica en la cara correspondiente a la torre, tal y como se muestran en la Figura 122.



Figura 122. Preensamblaje de tramos inferiores de la torre a prueba
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Por medio del pre ensamblaje se verifica que las perforaciones se encuentran en el lugar que deben. En cada cara de la torre se preensamblan los tramos y se ubican los pernos ajustados a mano, posteriormente cuando se encuentren en la posición para la que fueron destinados, se aplicará la tensión recomendada en cada perno.

Una vez se ha verificado que los elementos están completos y poseen todas las especificaciones que los planos de ensamblaje indican, se procede a ensamblar la torre mediante la denominada “pluma”, en esta torre se utilizó una pluma de 9 metros conformada por tubos, la misma se sujeta en su parte superior por medio de 4 sogas dispuestas lo más ortogonalmente posible a ésta, con el fin de balancear y compensar la carga que va a elevar la misma; la pluma además se fija en su parte inferior a la torre por medio de sogas, así mismo posee una polea en su extremo superior, esto con el fin de cumplir un papel similar al de una grúa, ya que por dicha polea pasará una soga que elevará el panel que se desea ensamblar, en la Figura 123 se esquematizan los elementos que conforman el equipo de montaje, los círculos representan puntos de sujeción o nudos.

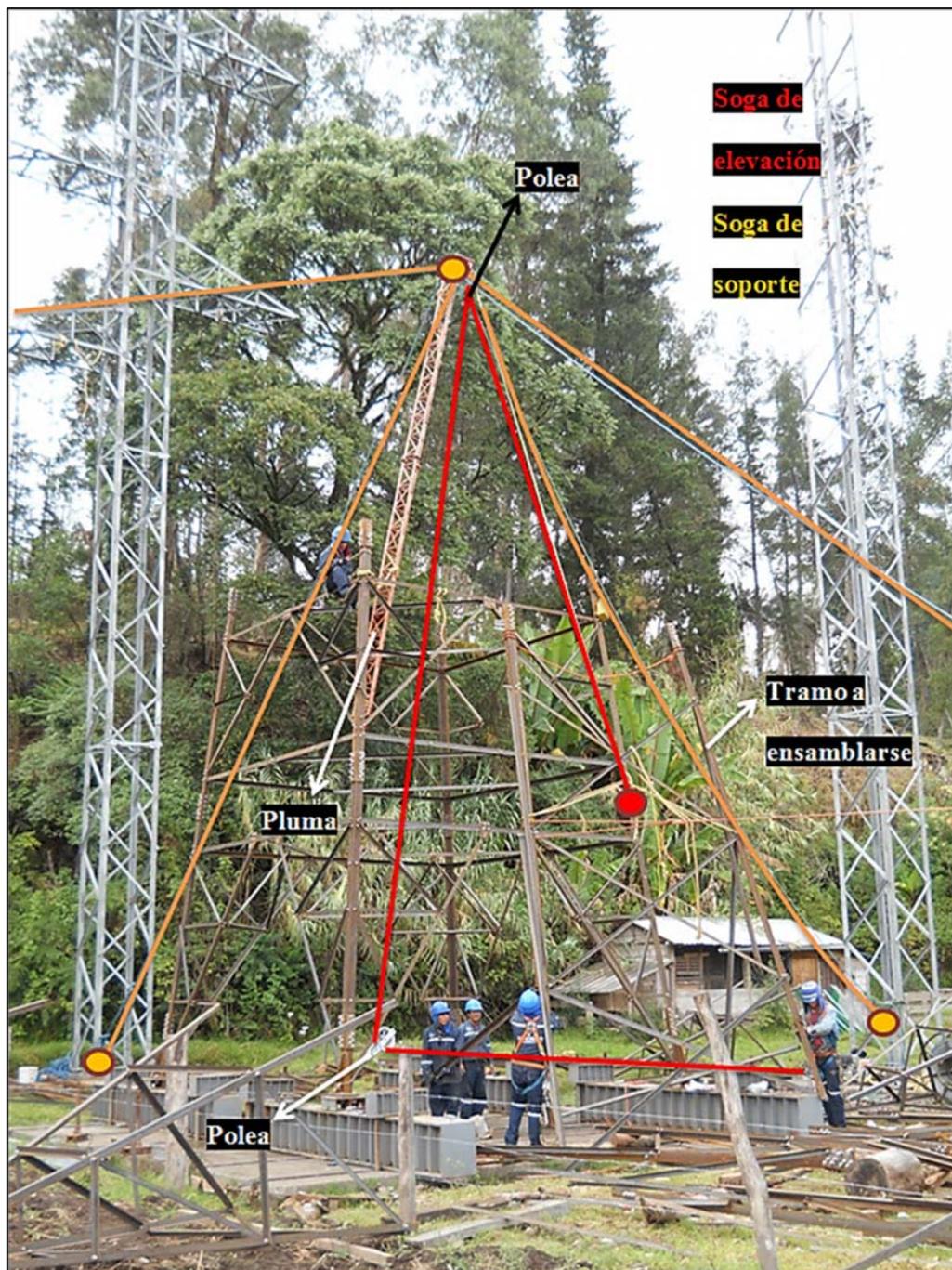


Figura 123. Elementos de montaje
Fuente: SEDEMI S.C.C.

El cable de carga está sujeto en el piso a un motor de elevación, el cual mediante fricción de la soga a un tambor rotatorio eleva la carga sujeta, dicho motor tiene diferentes velocidades en caso de requerir precisión en el proceso de elevación,

necesariamente requiere un operador que manipule el motor y la soga de carga, ver Figura 124.



Figura 124. Motor de elevación
Fuente: SEDEMI S.C.C.

5.3 ANÁLISIS DE COSTO DE LA TORRE

El proceso de obtención de materia prima, almacenamiento, preparación, fabricación, mano de obra, transporte, etc., representan rubros que requieren ser analizados de manera particular, ya que cada uno de estos elementos representa un proceso necesario en la obtención del producto final, el cual junto con todos estos elementos poseen un valor final que debe ser justificado.

5.3.1 ELEMENTOS DE COSTO DE PRODUCCIÓN

Consideraremos los elementos que se clasifican en los que tienen impacto directo e indirecto en la elaboración del producto final

5.3.1.1 Materia prima

Conforma el elemento principal que será procesado para transformarse en un producto elaborado final, la materia prima se clasificará en:

- Material Prima Directa: para este caso lo conforman perfiles ASTM A572 Gr50, Planchas de Acero ASTM A36, Zinc para galvanizado.

- Materia Prima Indirecta: lo conforman todos los elementos intangibles y procesados necesarios para obtener el producto elaborado, se consideran pernos, roscas y arandelas en este caso.

5.3.1.2 Mano de obra

La mano de obra representa la fuerza de trabajo que aporta el hombre al desarrollo del producto que se desea y es determinante en el costo final del mismo. Así mismo este elemento se clasifica en:

- Mano de Obra Directa: es fuerza de trabajo aportada por los obreros que se involucran de manera directa en la fabricación del producto, en este caso, los operadores de la maquinaria de corte, punzonado, galvanizado y soldado.
- Mano de Obra Indirecta: es el grupo de gente que hacen posible que el producto deseado se obtenga, pero que su papel en el mismo se da de manera indirecta, como son, diseñadores, supervisores de producción, obreros encargados del transporte de piezas, personal administrativo, etc.

5.3.1.3 Gastos indirectos de fabricación

Los gastos indirectos como su nombre lo indica se encasillan en el grupo de los costos indirectos en este grupo se incluyen los gastos necesarios para que el producto se obtenga, aquí se consideran el uso de energía eléctrica, agua, combustibles, lubricantes, accesorios, repuestos, mantenimiento, depreciación de maquinaria y equipo, fuerza laboral que no tiene contacto directo con el desarrollo del producto en su proceso de fabricación, etc.

5.3.2 UNIDADES PRODUCIDAS, HORAS MÁQUINA Y HORAS HOMBRE

El análisis a continuación se lo ha realizado para una sola torre SP2+3, la cual cuenta con perfiles, placas y el respectivo galvanizado de éstas, aproximadamente un perfil se encuentra en promedio 2 minutos en la máquina de corte y punzonamiento, y son aproximadamente 2 minutos para que se le aplique el galvanizado a la misma, en el caso de las placas el proceso de corte de las planchas es de 1.5 minutos y el

galvanizado de las mismas es igual al de los perfiles, 2 minutos. El galvanizado se lo realiza por lotes de varias piezas, aproximando el tiempo equivalente de un lote en el proceso de una sola pieza, se obtiene un tiempo aproximado de 1.5 minutos, ya que un lote demora alrededor de 15 minutos, y la cantidad de piezas que ingresan dependen de la geometría de las mismas, por lo cual se estimará un 10% del tiempo de proceso en una sola pieza. Tanto accesorios como pernos no se toman en cuenta en la producción, puesto que se los adquiere como productos elaborados, sin embargo en el peso total de oferta se los considera.

Tabla 43.

Número de piezas producidas y tiempo empleado en las mismas

	PESO UNIT. (kg)	UNIDADES	HORAS EMPLEADAS (hr)
PERFILES	5804.44	730	48.7
PLACAS Y JUNTAS	518.36	266	15.5
ACCESORIOS Y PERNOS	651.21	3115	-
TOTAL	6974.01	996	64.2

Son las horas hombre y horas máquina las estimaciones de tiempo que toma a una persona y a una máquina respectivamente para realizar una tarea ininterrumpidamente.

En lo que corresponde a las horas máquina la Tabla 44 indica el número de horas que se opera cada máquina y su respectiva herramienta en la elaboración de la torre SP2+3.

Tabla 44.

Total Horas-Máquina

HORAS MÁQUINA				
MÁQUINA	ÚTILES	HORAS DIARIAS	DIAS TRABAJADOS	TOTAL HORAS
GEKA	Punzón y marcador	8	8	64
KOIKE	Plasma	6	5	30
Galvanizadora	Limpieza	3	3	9
	Recubrimiento	3	3	9
TOTAL HORAS MÁQUINA				112

En la Tabla 45 se indican las horas hombre de cada operador según lo indicado en las tablas de incremento para la remuneración mínima sectorial y tarifas, en este caso el sector Metalmecánico.

Tabla 45.
Total Horas-Hombre

HORAS HOMBRE				
MÁQUINA	OBREROS	HORAS DIARIAS	DIAS TRABAJADOS	HORAS TOTALES
GEKA	Operador Punzón	8	8	64
	Ayudante	4	6	24
KOIKE	Operador Corte	6	5	30
	Ayudante	4	3	12
Galvanizadora	Operador grúa	3	3	9
	Ayudante	3	3	9
Montacargas	Chofer	8	8	64
TOTAL HORAS HOMBRE				212

El número total de horas trabajadas son las indicadas en la Tabla 46.

Tabla 46.
Total horas trabajadas

TOTAL HORAS DE TRABAJO	
TOTAL HORAS MÁQUINA (hr)	112
TOTAL HORAS HOMBRE (hr)	212
TOTAL HORAS (hr)	324

A continuación se indican los costos unitarios de materia prima directa e indirecta, maquinaria, mano de obra directa e indirecta:

Tabla 47.
Costo unitario de materia prima directa

MATERIA PRIMA DIRECTA			
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$)	CANTIDAD (kg)	COSTO
Acero ASTM A572 Gr. 50	\$ 1.05	1	\$ 1.05
Acero ASTM A36	\$ 0.95	1	\$ 0.95
TOTAL			\$ 2.00

Tabla 48.
Costo unitario de materia prima indirecta

MATERIA PRIMA INDIRECTA			
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$)	CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$)
Pernos ASTM A394 T0, Tuerca G2, arandela plana ANSI y arandela de presión A36	\$ 0.25	1	\$ 0.25
TOTAL			\$ 0.25

Dado que ciertos valores de producción los tenemos dados por costo-hora, es necesario estimar un factor que nos permita obtener dicho valor en hora-kilogramo, para lo cual utilizamos el denominado factor de productividad, referido a horas de trabajo por kilogramo.

Asumiendo que la productividad se da de manera constante y que absolutamente cada actor de la producción incluyendo máquinas y mano de obra realizan el mismo porcentaje de trabajo, determinamos el F.P. (Factor de productividad) así:

$$\text{F.P.} = \frac{\text{Total horas trabajadas}}{\text{Peso total de producción}} = \frac{324 \text{ h}}{6974.01 \text{ kg}} \quad \text{Factor de productividad}$$

$$\text{F.P.} = 0.046 \frac{\text{h}}{\text{kg}}$$

Tabla 49.

Costo unitario de maquinaria

COSTO UNITARIO DE MAQUINARIA				
MÁQUINA	ÚTIL	CANTIDAD (kg)	COSTO KILOGRAMO (\$/kg)	COSTO UNIT. (\$)
GEKA	Punzón y marcador	1	\$ 0.13	\$ 0.13
KOIKE	Plasma	1	\$ 0.12	\$ 0.12
Galvanizadora	Limpieza	1	\$ 0.02	\$ 0.02
	Recubrimiento	1	\$ 0.16	\$ 0.16
Transporte	Puente grúa	1	\$ 0.02	\$ 0.02
	Montacargas	1	\$ 0.03	\$ 0.03
COSTO UNITARIO TOTAL				\$ 0.48

Tabla 50.

Costo unitario de mano de obra directa

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA DIRECTA						
CARGO	CANT. DE PERSONAL	SALARIO MENS. (\$)	HORAS DIARIAS DE TRABAJO (h)	COSTO HORA (\$/h)	F.P. (h/kg)	COSTO UNIT. (\$)
Operador GEKA	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
Operador KOIKE	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
Operador puente grúa	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
Ayudante	3	\$ 348.50	8	\$ 1.97	0.046	\$ 0.27
Chofer montacargas	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
COSTO UNITARIO TOTAL MANO DE OBRA DIRECTA						\$ 0.64

Tabla 51.

Costo unitario de mano de obra indirecta

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA INDIRECTA						
CARGO	CANT. PERSONAL	SALARIO MENS. (\$)	HORAS DIARIAS DE TRABAJO (h)	COSTO HORA (\$/h)	F.P. (h/kg)	COSTO UNIT. (\$)
Diseñador	1	\$ 353.46	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
Dibujante	1	\$ 350.71	8	\$ 1.98	0.046	\$ 0.09
Supervisor Producción	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.046	\$ 0.09
COSTO UNITARIO TOTAL DE MANO DE OBRA INDIRECTA						\$ 0.28

Se tiene en la Tabla 52 el valor unitario total de un kilogramo de producto.

Tabla 52.

Costo unitario total de producción

COSTO UNITARIO TOTAL DE PRODUCCIÓN			
ELEMENTO DE PRODUCCIÓN		CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$)
MATERIA PRIMA DIRECTA	ASTM A572 Gr.50	1	\$ 1.05
	ASTM A36	1	\$ 0.95
MATERIA PRIMA INDIRECTA		1	\$ 0.25
MAQUINARIA		1	\$ 0.48
MANO DE OBRA DIRECTA		1	\$ 0.64
MANO DE OBRA INDIRECTA		1	\$ 0.28
COSTO TOTAL UNITARIO			\$ 3.65

Finalmente se tiene que el precio de la torre con galvanizado y accesorios para el cliente es el mostrado en la Tabla 53.

Tabla 53.

Costo total de producción

COSTO TOTAL DE PRODUCCIÓN				
ELEMENTO DE PRODUCCIÓN		CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$)	COSTO (\$)
MATERIA PRIMA DIRECTA	ASTM A572 Gr.50	5804.44	\$ 1.05	\$ 6,094.66
	ASTM A36	518.36	\$ 0.95	\$ 492.44
MATERIA PRIMA INDIRECTA		651.21	\$ 0.25	\$ 162.80
MAQUINARIA		6974.01	\$ 0.48	\$ 3,347.52
MANO DE OBRA DIRECTA		6974.01	\$ 0.64	\$ 4,463.37
MANO DE OBRA INDIRECTA		6974.01	\$ 0.28	\$ 1,952.72
COSTO TOTAL				\$ 16,513.52

CAPITULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 PROCEDIMIENTO GENERAL DE PRUEBA

A continuación se repasa el procedimiento que sigue la prueba de la torre SP2+3:

1. Configuración de la estación de prueba.
2. Montaje del prototipo de torre.
3. Calibración de los equipos de medición. (ver ANEXO 24)
4. Inspección de materiales y geometría del prototipo de torre ensamblada.
5. Aplicación de las cargas.
6. Registro de las deflexiones medidas. (ver ANEXO 24)
7. Comparación entre los resultados experimentales y los resultados calculados.

6.1.1 CONFIGURACIÓN DE LA ESTACIÓN DE PRUEBA

Lo primero que se realiza es la puesta a punto de la estación de prueba, es decir se fijan por medio de los cables de soporte las 2 torres guía que servirán para direccionar las cargas en los ejes X (transversal) y Y (longitudinal), esto de acuerdo al diseño del ingeniero encargado de la prueba.

6.1.2 MONTAJE DEL PROTOTIPO DE LA TORRE

El montaje de la torre de prueba se lo realiza en la cimentación principal, posteriormente se instalan cables en las crucetas y en la cúpula en las direcciones X (transversal), Y (longitudinal) y Z (vertical) los cuales sirven para aplicar las cargas de diseño.

6.1.3 INSPECCIÓN DE MATERIALES Y GEOMETRÍA DEL PROTOTIPO DE TORRE ENSAMBLADA

Se adjunta un listado con el reporte de la geometría y liberación de producción en el cual verifica la correspondencia entre los planos de taller con las piezas fabricadas.

6.1.4 APLICACIÓN DE LAS CARGAS

La aplicación de cargas se lo realiza mediante tecles, y para medir la carga aplicada se usan dinamómetros. Estos se colocan contiguos iniciando desde el apoyo con los tecles seguido de los dinamómetros. El proceso de carga se lo hace coordinando con cada estación la aplicación simultánea de las cargas, por medio de radios enlazados entre sí se mantiene una comunicación constante con cada estación hasta que en cada una de estas los dinamómetros marquen las tensiones requeridas de manera estable.

6.1.5 REGISTRO DE LAS DEFLEXIONES MEDIDAS

Por medio de un teodolito ubicado de manera opuesta a la aplicación de carga longitudinal se mide los desplazamientos de la torre SP2+3, para la deformación en el eje X (transversal), se ubicó una cinta métrica alineada con el perfil horizontal de la parte más alta de la cabeza y para la medición de deformaciones en el eje Y (longitudinal), el teodolito determina el desplazamiento por medio de láser fijo en un punto referencial.

6.1.6 COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LOS RESULTADOS CALCULADOS

Para comparar las deformaciones de la torre se desarrolló gráficas en Excel entre las deformaciones teóricas obtenidas mediante SAP 2000 y las prácticas obtenidas a través del banco de pruebas, así se determinó el margen que existe entre el diseño teórico y la aplicación real de dicho diseño.

6.2 DATOS OBTENIDOS POR MEDIO DEL BANCO DE PRUEBAS

Los datos obtenidos son los indicados en la Tabla 54 y Tabla 55, la última fila muestra el desplazamiento permanente que sufre la estructura, lo cual sirve como referencia más no representa un factor de control en el ensayo, ya que entre cada caso de carga, el sitio donde se encuentra en punto de referencia de desplazamiento actúa como origen de desplazamiento para el ensayo siguiente.

Tabla 54.

Resultados obtenidos del ensayo, condiciones de carga CASO 1

SP2+3 CARGAS APLICADAS CON SISTEMA DE POLEAS Y DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS								
CASO 1								
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	0	0
50.00%	1455	380	0	0	728	288	111	-
71.40%	2079	543	0	0	1039	411	168	-
75.00%	2183	570	0	0	1091	431	180	-
90.00%	2619	684	0	0	1310	518	210	-
100.00%	2910	760	0	0	1455	575	260	-
0.00%	0	0	0	0	0	0	10	0

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Tabla 55.

Resultados obtenidos del ensayo, condiciones de carga CASO 6

SP2+3 CARGAS APLICADAS CON SISTEMA DE POLEAS Y DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS								
CASO 6								
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	25	38
50.00%	885	228	110	105	728	288	25	38
71.40%	1264	325	157	150	1039	411	150	39
75.00%	1328	341	165	158	1091	431	151	42
90.00%	1593	410	198	189	1310	518	175	41
95.00%	1682	432	209	200	1382	546	180	45
100.00%	1770	455	220	210	1455	575	180	49
0.00%	0	0	0	0	0	0	70	30

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Tabla 55 se observa que al iniciar la prueba ya existe una deformación en la torre, a pesar de que la norma ASCE 10-97 indica que los desplazamientos residuales de la torre entre cada prueba no serán considerados hasta que se haya realizado la

prueba final, éstas se toman como referencia, ya que posterior al CASO 1, para estabilizar los equipos, es necesario aplicar tensión en los cables de carga, tanto dinamómetros como cables se encontraron a punto con el desplazamiento del punto referencial indicado.

6.3 DATOS TEÓRICOS OBTENIDOS A TRAVÉS DEL PROGRAMA SAP2000 V14.2.0

En el programa SAP2000 se aplicaron las cargas indicadas en la Tabla 56, las cargas aplicadas sobre las crucetas en SAP2000 son menores, esto debido a lo explicado en la sección 4.1. No se considera viento aplicado en la estructura.

Tabla 56.

Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000 sin considerar viento, condiciones de carga CASO 1

SP2+3 CARGAS Y DEFORMACIONES OBTENIDAS POR MEDIO DE SAP2000								
CASO 1								
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	0	0
50.00%	728	380	0	0	728	288	112.6	-
71.40%	1039	543	0	0	1039	411	160.8	-
75.00%	1091	570	0	0	1091	431	168.9	-
90.00%	1310	684	0	0	1310	518	202.6	-
100.00%	1455	760	0	0	1455	575	225.2	-

Tabla 57.

Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000 sin considerar viento, condiciones de carga CASO 6

SP2+3 CARGAS Y DEFORMACIONES OBTENIDAS POR MEDIO DE SAP2000								
CASO 6								
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	0	0
50.00%	443	228	220	105	333	288	68.3	33.5
71.40%	632	325	314	150	666	411	97.5	47.9
75.00%	664	341	330	158	933	431	102.4	50.3
90.00%	797	410	396	189	1244	518	122.9	60.4
95.00%	841	432	418	200	1382	546	129.8	63.7
100.00%	885	455	440	210	1455	575	136.6	67.1

6.4 COMPARACIÓN DE DATOS DEL ENSAYO CON DATOS TEÓRICOS

En el ensayo de la torre se obviaron las cargas de viento, a pesar de que la norma ASCE 10-97 señala que éstas se deben considerar, la razón por lo que sucedió esto es que debido a la magnitud tan alta de las cargas en crucetas y cúpula, la carga adicional de viento sobre la estructura resultaba ser casi insignificante en el CASO 1 el cual exige a la torre mucho más que el resto de casos de carga, por lo que el ingeniero encargado del ensayo decidió no tomarlas en cuenta, decisión que no fue objetada por el cliente.

En la práctica incrementar la carga de viento en la torre no habría sido mayor problema ya que basta con una línea de carga más, para aplicar un momento de vuelco equivalente al que la carga de viento ocasionaría sobre la estructura.

6.4.1 COMPARACIÓN DESPLAMIENTO EN MODELO SIMULADO EN SAP2000 CONSIDERANDO VIENTO Y NO CONSIDERÁNDOLO

Se tiene que los resultados de desplazamiento en la simulación considerando el viento son los indicados en la Tabla 58 y Tabla 59.

Tabla 58.

Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000, considerando viento, condiciones de carga CASO 1

SP2+3 CARGAS Y DEFORMACIONES OBTENIDAS POR MEDIO DE SAP2000									
CASO 1									
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Carga de Viento Transv. (kgf/m ²)	Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula		Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50.00%	728	380	0	0	32.5	728	288	119.6	-
71.40%	1039	543	0	0	46.41	1039	411	170.8	-
75.00%	1091	570	0	0	48.75	1091	431	179.4	-
90.00%	1310	684	0	0	58.5	1310	518	215.3	-
100.00%	1455	760	0	0	65	1455	575	237.3	-

Tabla 59.

Cargas y desplazamientos obtenidos en SAP2000, considerando viento, condiciones de carga CASO 6

SP2+3 CARGAS Y DEFORMACIONES OBTENIDAS POR MEDIO DE SAP2000									
CASO 6									
Porcentaje de Carga	Transversal (kgf)		Longitudinal (kgf)		Carga de Viento Long. (kgf/m ²)	Vertical (kgf)		Desplazamiento punto de referencia	
	Cruceta	Cúpula	Cruceta	Cúpula		Cruceta	Cúpula	X (mm)	Y (mm)
0.00%	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50.00%	443	228	220	105	32.5	333	288	68.3	44.3
71.40%	632	325	314	150	46.41	666	411	97.5	63.3
75.00%	664	341	330	158	48.75	933	431	102.4	66.5
90.00%	797	410	396	189	58.5	1244	518	122.9	79.8
95.00%	841	432	418	200	61.75	1382	546	129.8	84.2
100.00%	885	455	440	210	65	1455	575	136.6	88.7

En la Tabla 60, Tabla 61 y Tabla 62 se comparan las variaciones de desplazamiento del modelo con y sin viento, para la medición del desplazamiento se ha tomado como referencia el mismo punto indicado en la Figura 87.

Tabla 60.

Porcentaje de variación entre desplazamiento de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 1

DESPLAZAMIENTO "X" CASO 1			
Porcentaje de Carga	Simulación sin V.	Simulación con V.	Variación (%)
	X (mm)	X (mm)	
0.00%	0	0	0
50.00%	112.6	119.6	-5.85%
71.40%	160.8	170.8	-5.85%
75.00%	168.9	179.4	-5.85%
90.00%	202.6	215.3	-5.90%
100.00%	225.2	237.3	-5.10%

En el CASO 1 el porcentaje de variación promedio es de 5.8%, es decir el viento incide en aproximadamente un 6% de incremento del desplazamiento de la estructura para el CASO 1 de carga específicamente.

Tabla 61.

Porcentaje de variación entre desplazamiento transversal de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 6

DESPLAZAMIENTO "X" CASO 6			
Porcentaje de Carga	Simulación sin V.	Simulación con V.	Variación (%)
	X (mm)	X (mm)	
0.00%	0	0	0.00%

Continúa→

50.00%	68.3	68.3	0.00%
71.40%	97.5	97.5	0.00%
75.00%	102.4	102.4	0.00%
90.00%	122.9	122.9	0.00%
95.00%	129.8	129.8	0.00%
100.00%	136.6	136.6	0.00%

En el caso del desplazamiento transversal del CASO 6 de carga no existe variación dado que dicho caso no contempla viento en dirección transversal.

Tabla 62.

Porcentaje de variación entre desplazamiento longitudinal de simulación con viento y simulación sin viento, condiciones de carga del CASO 6

DESPLAZAMIENTO CASO 6			
Porcentaje de Carga	Simulación sin V.	Simulación con V.	Variación
	Y (mm)	Y (mm)	(%)
0.00%	0	0	0.00%
50.00%	33.5	44.3	-24.38%
71.40%	47.9	63.3	-24.33%
75.00%	50.3	66.5	-24.36%
90.00%	60.4	79.8	-24.31%
95.00%	63.7	84.2	-24.35%
100.00%	67.1	88.7	-24.35%

El viento en dirección longitudinal para el CASO 6 de acuerdo a los datos obtenidos representa aproximadamente un cuarto de incremento en el desplazamiento total en dicha dirección por lo cual definitivamente hace una diferencia palpable en lo que respecta al desplazamiento de la torre.

6.4.2 COMPARACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL MODELO DEL ENSAYO CON RESPECTO AL MODELO SIMULADO EN SAP2000 SIN CONSIDERAR VIENTO EN AMBOS

Para el CASO 1 la Tabla 63 indica la variación porcentual de desplazamiento del modelo de prueba con respecto al modelo simulado en software, mostrando que el modelo real se deformó un 15.45 % más de lo esperado.

Tabla 63.

Porcentaje de variación entre desplazamiento de ensayo con respecto a simulación sin viento, condición de carga CASO 1

DESPLAZAMIENTO CASO 1			
Porcentaje de Carga	Ensayo X (mm)	Simulación X (mm)	Variación (%)
0.00%	0	0	0
50.00%	111.0	112.6	-1.42%
71.40%	168.0	160.8	4.48%
75.00%	180.0	168.9	6.57%
90.00%	210.0	202.6	3.65%
100.00%	260.0	225.2	15.45%

Fuente: SEDEMI S.C.C.

La Figura 125 muestra un comportamiento similar de desplazamientos entre el modelo real y el simulado. Este tipo de comportamiento es el esperado ya que las placas suelen otorgar un mayor grado de flexibilidad a la estructura; determinando el porcentaje de deformación entre el punto de referencia a 31505 mm de altura con respecto a la máxima deformación, tenemos 0.825% de deformación, siendo menor que el especificado por el cliente, a dicha altura el 1.5% corresponde a 472.575mm.

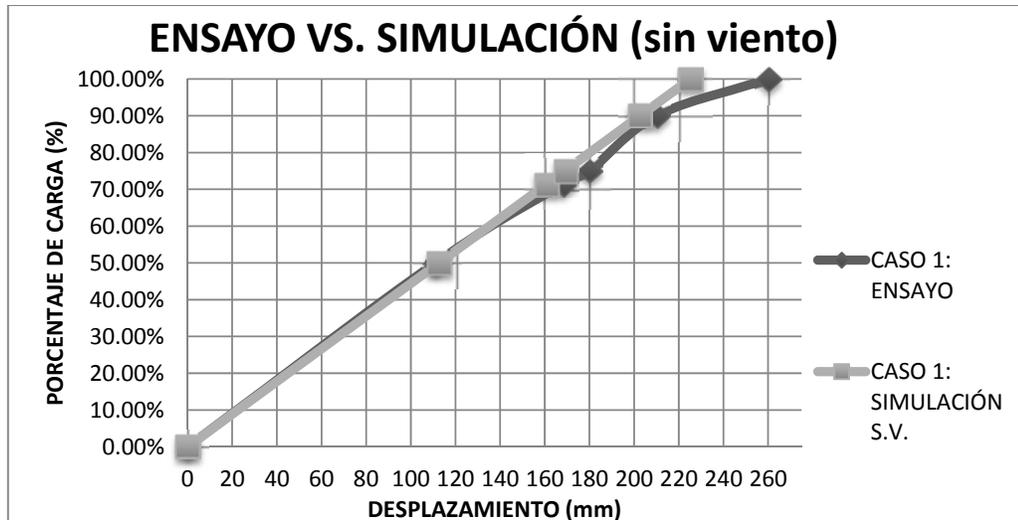


Figura 125. Gráfica de resultados de desplazamiento Ensayo vs. Simulación sin viento, CASO 1

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Tabla 64 se tiene el porcentaje de variación de desplazamiento transversal para el CASO 6 de carga, este muestra un incremento sustancial al aplicarse los respectivos porcentajes de carga, sin embargo el desplazamiento es menor que el alcanzado en el CASO 1 de carga indicado anteriormente.

Tabla 64.

Porcentaje de variación entre desplazamiento transversal de ensayo con respecto a simulación sin viento, condiciones de carga CASO 6

DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL CASO 6			
Porcentaje de Carga	Ensayo X (mm)	Simulación X (mm)	Variación (%)
0.00%	0	0	0.00%
50.00%	25	68.3	-63.40%
71.40%	150	97.5	53.85%
75.00%	151	102.4	47.46%
90.00%	175	122.9	42.39%
95.00%	180	129.8	38.67%
100.00%	180	136.6	31.77%

Fuente: SEDEMI S.C.C.

La Figura 126 muestra la relación de comportamiento del modelo real con respecto al teórico y evidencia que difiere del esperado, llegando a tener la misma naturaleza al aplicarse el 70% de la carga total, esto debido a que conforme se sigue incrementando la fuerza, cada uno de los componentes de la estructura empiezan a responder a las cargas, situándose en cada uno de sus puestos después de haber sido éstos alterados por el caso de carga anteriormente aplicado en el ensayo.

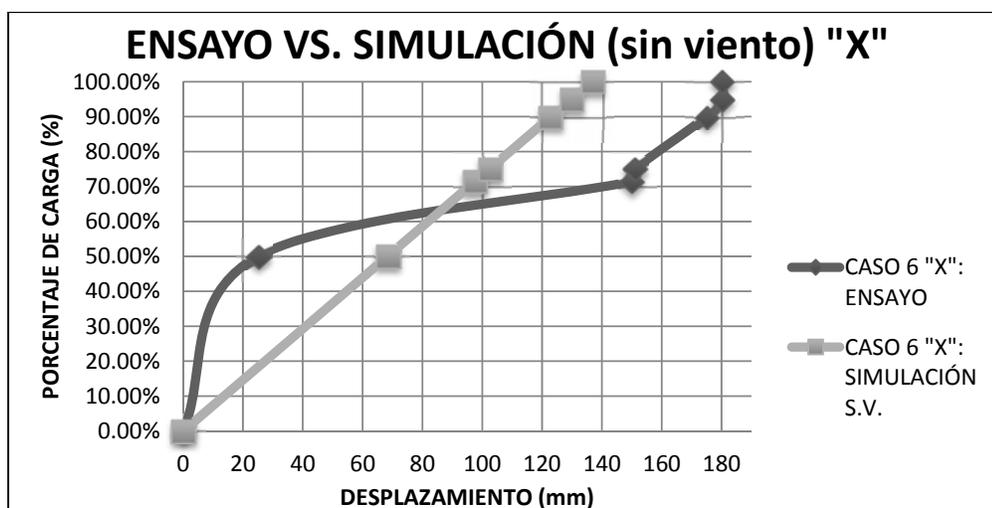


Figura 126. Gráfica de resultados de desplazamiento transversal Ensayo vs. Simulación sin viento CASO 6

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Tabla 65 se evidencia que la deformación obtenida por parte del modelo real es mucho menor a la registrada por el modelo simulado en software, de este modo la tendencia que se mostraba en los anteriores ensayos cambia por completo, por lo que

se deduce que durante el ensayo del CASO 6 de carga ocurrió algún fallo que alteró los resultados y la naturaleza de datos que se venían dando.

Tabla 65.

Porcentaje de variación entre desplazamiento longitudinal de ensayo con respecto a simulación sin viento, condiciones de carga CASO 6

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL CASO 6			
Porcentaje de Carga	Ensayo	Simulación	Variación
	Y (mm)	Y (mm)	(%)
0.00%	0	0	0.00%
50.00%	38	33.5	13.43%
71.40%	39	47.9	-18.58%
75.00%	42	50.3	-16.50%
90.00%	41	60.4	-32.12%
95.00%	45	63.7	-29.36%
100.00%	49	67.1	-26.97%

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Figura 127 se observa la comparación entre el ensayo y la simulación del desplazamiento longitudinal del CASO 6, se aprecia un cambio evidente que se da entre la transición de carga de 50% a 71.4%, en el que el desplazamiento de la torre longitudinalmente se reduce, adquiriendo cierto orden en la siguiente transición a 75% de carga, a continuación se da un brinco en el desplazamiento que descubre que el mismo disminuye en 1 milímetro; ya que posterior al ensayo la inspección de los elementos de la torre ensayada no mostró rotura de ninguno de sus componentes, se descarta la posibilidad de fallo de alguno de los elementos de la estructura, por lo tanto la siguiente hipótesis contempla que uno de los elementos conductores o de sujeción como son poleas y cables haya sufrido algún tipo de avería, sin embargo ninguno de los integrantes de las estaciones de carga reportó comportamientos de este tipo; de acuerdo a los porcentajes de variación de desplazamiento se deduce que la torre guía no prestó la rigidez necesaria para mantenerse fija y por ende se deformó al igual que la torre de prueba, aligerando la carga dirigida al prototipo y por ende alterando los datos de carga longitudinal del ensayo.

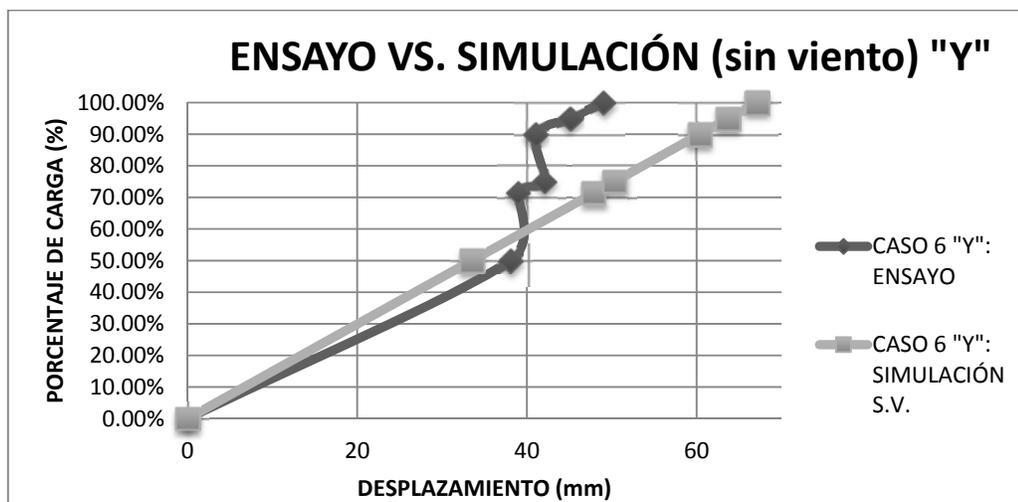


Figura 127. Gráfica resultado desplazamiento longitudinal Ensayo vs. Simulación sin viento, CASO 6
Fuente: SEDEMI S.C.C.

La falta de rigidez de la torre longitudinal explica el aumento de desplazamiento transversal de la torre que llegó a 31.77% de incremento.

Los datos obtenidos del CASO 1 de carga bastan para aprobar la rigidez de la torre SP2+3, dado que las cargas aplicadas en este caso son las más altas y el desplazamiento si bien supera el esperado, cumple con las condiciones del cliente. El CASO 6 de carga posee errores que ocasionan que los datos del ensayo no sean de utilidad con respecto a la estructura a prueba, se evidencian falencias desde las consideraciones que la norma ASCE 10-97 indica y errores en el diseño de la aplicación de cargas longitudinales en el banco de pruebas.

6.5 INSPECCIÓN DE ELEMENTOS DE TORRE SP2+3 PARA PRUEBA

Al momento de montar la torre se inspecciona que los elementos se encuentren tal y como los especifican los planos de montaje para hacer más rápido este proceso y no contar con inconvenientes durante el montaje, para ello se hace el pre armado. Así mismo posterior al ensayo se realiza una inspección de los elementos que presentan deformaciones residuales para determinar si son o no una amenaza a la integridad estructural de la torre.

6.5.1 CORRECCIÓN DE ELEMENTOS EN PERIODO DE ENSAMBLAJE

Gran parte de importancia del ensayo tiene el constatar que la producción de la estructura se dé de la mejor manera para facilitar su ensamblaje; en el proceso de montaje se hallaron falencias ocasionadas no sólo en la producción, sino también en el proceso de ingeniería.

6.5.1.1 Elementos mal fabricados en taller

Montante SP2-97 carece de perforación indicada en el plano de fabricación, ver Figura 128.



Figura 128. Montante SP2-97
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Antiescalante SP2-A1 carece de despunte indicado en planos de fabricación, ver Figura 129.



Figura 129. Antiescalante SP2-A1
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Celosía SP2-71 carece de despuntes indicados en los planos de fabricación, ver Figura 130.



Figura 130. Celosía SP2-71
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Placa SP2-P14 posee una perforación mal ubicada, ver Figura 131.



Figura 131. Placa SP2-P14
Fuente: SEDEMI S.C.C.

Placa SP2-P22 posee una perforación mal ubicada, ver Figura 132.



Figura 132. Placa SP2-P22
Fuente: SEDEMI S.C.C.

6.5.1.2 Elementos mal dibujados en etapa de ingeniería

Montante SP2-33 carece de perforación necesaria para ensamblaje que no se indica en planos de fabricación, ver Figura 133.



Figura 133. Montante SP2-33
Fuente: SEDEMI S.C.C.

La celosía SP2-57 poseía un despunte tipo RS en los planos de fabricación, ver Figura 134 (a), cuando en lugar del mismo debía haber estado un despunte tipo RD, el mismo se corrigió como se indica en la Figura 134 (b).

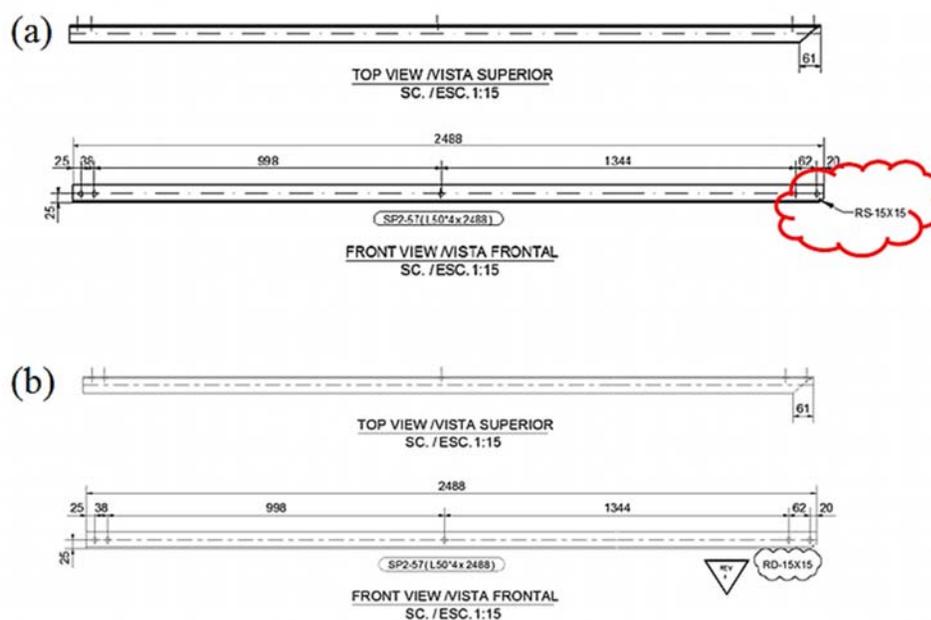


Figura 134. Celosía SP2-57; (a) despunte incorrecto y (b) despunte corregido
Fuente: SEDEMI S.C.C.

6.5.2 ELEMENTOS ANALIZADOS VISUALMENTE POSTERIOR AL ENSAYO

Una vez culminado el ensayo se inspeccionó los elementos de la estructura tanto cuando se encontraban aun montados como posteriormente al ser desmontados.

6.5.2.1 Inspección posterior al ensayo

Durante la aplicación de cargas sobre la torre, ésta no presentó desprendimientos ni roturas de sus elementos constitutivos, así mismo todos los pernos utilizados permanecieron en su posición original sin sufrir ningún tipo de alteración que resaltara a la vista o en el desempeño de la estructura.

A petición del cliente se revisó el comportamiento de la junta más crítica de la torre, indicada en la Figura 135 (a), esta junta corresponde a la que se sometió a la mayor carga de compresión en ambos casos de carga, en la inspección se revisó dos pernos al azar de la junta, ambos pernos presentaron marcas similares a las mostradas en la Figura 135 (b), en la cual se aprecia que las marcas de contacto del vástago del perno es uniforme y cubre el espesor correspondiente a las dos placas y el perfil que unen, por lo tanto se determina que los pernos trabajan tal y como se esperaba, finalmente se revisó los agujeros de la junta, Figura 135 (c), los cuales no mostraron marcas de contacto no uniforme ni ovalamientos.



Figura 135. Inspección de placa más crítica en Torre SP2+3; (a) extracción de muestras; (b) superficie marcada por del perno; y (c) inspección de borde de agujero.

Fuente: SEDEMI S.C.C.

La inspección de las zonas superiores de la torre la realizaron miembros de la Empresa Eléctrica Quito, los mismos no encontraron desperfectos en los elementos, ni en las conexiones de los mismos; tanto crucetas, cúpula y puntos de anclaje se revisaron sin mostrar ningún tipo de falla, deformación evidente o problemas en su funcionalidad.

6.5.2.2 Inspección de elementos posterior al desarmado de la torre

Al realizar el desmontaje se observó deformaciones permanentes en los elementos correspondientes a la Sección A de acuerdo al ANEXO 13; la Figura 136 (a) corresponde a los elementos del Tramo 7; en la Figura 136 (b) se ha encerrado en un círculo los elementos que presentaron deformación permanente.



Figura 136. Clasificación elementos de Tramo 7; (a) Tramo 7 y (b) celosía y antitorsos Tramo 7, señalados elementos deformados

Fuente: SEDEMI S.C.C.

Los elementos que presentaron una deformación permanente conforman los elementos antitorsos bajo la cúpula indicados en la Figura 137.



Figura 137. Celosía SP2-7; (a) y (c) vista de flejamiento del elemento; (b) y (d) agujero intermedio donde inicia la flexión del perfil

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Figura 137 (a) y (c) se aprecia un leve combamiento de los perfiles, así mismo en la Figura 137 (b) y (d) se puede observar que el origen del doblamiento se dio en la conexión intermedia que une ambos elementos SP2-7, la naturaleza de la deformación es flexión en el eje principal menor, la unión de los perfiles es por medio de perno simple, estos no restringen la rotación de perfil, permitiendo que fleje el ala no sujeta.

Se descarta la posibilidad de torsión como factor de falla, ésta es el único tipo de carga que se podría haber originado y causado sobreesfuerzo en estos elementos; dado que las condiciones de carga del CASO 4 y CASO 5 cubren la posibilidad de esfuerzo de torsión excesiva en la torre, y que en dichos casos las magnitudes de carga considerados son inalcanzables para las cargas que se aplicaron en los casos ensayados y difícilmente originados durante la prueba se descarta que la torsión haya sido la causa de falla; en las pruebas que se realizaron, de acuerdo a la simulación los antitorsores más exigidos se ubican a partir de la Sección D de acuerdo al ANEXO 13 hacia abajo, por lo tanto descartándose además la posibilidad de que factores considerados en la prueba hayan causado la deformación permanente de estos elementos.

De acuerdo a los datos revisados se determina que al desmontar la torre, el personal encargado del desmontaje cometió el error de apoyarse en la zona media o próxima a ésta entre los elementos indicados, causando la flexión de los mismos.

La Empresa Eléctrica Quito no solicitó cambios en el diseño y el diseñador no recomendó que se hiciera ningún tipo de corrección en la estructura ensayada con

respecto a la deformación que se presentó en el desmontaje de la misma, ya que la inspección por parte del personal de la Empresa Eléctrica Quito no consideró dicha deformación en su informe.



Figura 138. Placas de interés desmontadas y pernería; (a) Placas interiores y principales; (b) Placa interior de unión más crítica a compresión y (c) pernos de acuerdo a condición de desmontaje

Fuente: SEDEMI S.C.C.

En la Figura 138 (a) se observa la clasificación de las placas interiores de los montantes, en la parte derecha superior de la imagen se tiene las placas secundarias que unen celosía, todos estos componentes se clasificaron aparte para inspeccionarlos una vez desmontados dado que al estar armada la torre era complicado determinar el estado de las uniones, sin embargo tal y como se esperaba ninguna de las conexiones presento ningún tipo de defectos. La Figura 138 (b) muestra la placa interior que conforma la unión de la Figura 135 (a), la mismo no presentó ningún tipo de falla en sus agujeros. Finalmente en la Figura 138 (c) se muestra el estado final de los pernos al ser desmontada la torre, como se mencionó anteriormente no hubo rotura de ningún elemento y perno durante las pruebas, en el numeral 1 mostrado en la figura se ve un perno desenroscado de la manera esperada sin ningún tipo de daño en la rosca, cabeza o vástago, el numeral 2 muestra la rotura del perno por corte torsional, el mismo se da por sobreesfuerzo de torsión en el perno al ser desenroscado, esta es la condición más

común que se presenta al desmontar pernos del tipo apriete ajustado en las torres de transmisión eléctrica, en el numeral 3 se ve que el perno tuvo que ser cizallado para removerlo, es decir hubo daño de la rosca que impidió la remoción de la tuerca y finalmente se tiene el numeral 4 en el cual se muestra que a causa de daños en la rosca el perno fue removido parcialmente y finalmente por el forcejeo la zona roscada se dobló. Todos estos casos no presentan ningún tipo de señal de amenaza para la torre en servicio.

6.6 OPCIONES DE MEJORA DE ENSAYOS EN EL BANCO DE PRUEBAS EXISTENTE

En el ensayo realizado en el banco de pruebas existente se divisaron defectos que si bien al final no habrían influido en el rediseño de ningún componente para esta estructura específicamente, en otro tipo de torre con distintas condiciones podría haber causado problemas; basado en los inconvenientes obtenidos se plantean tres posibilidades de mejora en ensayos futuros sin llegar a alterar drásticamente el banco de pruebas existente. La directriz principal que se sigue en el siguiente análisis es mantener las torres guía con su actual diseño, puesto que la modificación de las mismas no es conveniente económicamente; adicionalmente en lugar de dinamómetros, contar con celdas de carga para la medición de tensiones reduciría el personal necesario para realizar las lecturas de medición, esta observación se puede aplicar a las tres opciones a continuación.

6.6.1 CONTROL DE DEFLEXIÓN EN TORRES GUÍA

Por los datos obtenidos con respecto al desplazamiento longitudinal de la torre de prueba, no existió control de la cantidad de carga que la torre guía longitudinal tomó, esto debido a que hace falta medir la tensión de los cables de soporte de la misma durante toda la prueba o aplicar cargas según lo determine el modelo a probarse de acuerdo a los respectivos incrementos de carga indicados, ya que según los resultados los cables de soporte no brindaron la tensión suficiente para fijar la torre guía, lo cual alteró los resultados de la prueba. En el ensayo presentado se presumió que con un contraventeo inicial de 6cm de la torre guía y que con una tensión similar en todos los

cables se podía compensar la cantidad de carga que el arreglo de poleas significa para ésta, cuando lo que se debió hacer es un análisis más categórico de la cantidad de tensión que cada cable de soporte debió tomar, basado en la ubicación del cable y la distribución de carga que el arreglo de poleas acarrea en la torre guía. Controlar la deflexión en las torres guía es sin duda la solución, pero incrementar equipo de medición y carga en las mismas complicaría el proceso de ensayo lo cual sería un factor en contra, pero sin embargo necesario; por lo tanto es de mayor consideración contemplar la posibilidad de adquirir equipos de medición que no requieran de un observador próximo, estos equipos podrían ser celdas de carga y mediante estas sería posible tener lectura de las cargas que llegan al prototipo tal y como lo indica la norma ASCE 10-97, ya que asumir que la tensión en los cables es constante en toda su longitud es una presunción optimista.

6.6.2 APLICACIÓN DE CARGAS LONGITUDINALES EN LÍNEAS INDIVIDUALES

Los resultados obtenidos muestran que la rigidez necesaria en la torres guía de carga para la aplicación de un arreglo de poleas no son las óptimas, y controlar la rigidez de las torres guía representa una dificultad alta tanto en logística como en la práctica, por lo que se plantea en ensayos futuros utilizar líneas independientes de carga para evitar así el uso de arreglos de poleas, de este modo la torre guía en cuestión se ve menos sujeta a cargas laterales que la desplacen, en lugar de esto se incrementan cargas verticales que no representan un peligro en la medición del desplazamiento del prototipo en prueba; esta medida requeriría la adquisición de más equipos de carga y medición, pero resulta ser una solución menos costosa que reemplazar las estructuras para guiar cargas.

6.6.3 REDUCIR LA CAPACIDAD DE CIRCUITOS DE ENSAYO

Como se mencionó antes los arreglos de poleas significan un incremento en el grado de dificultad del ensayo por la cantidad de parámetros de control que surgen en las estructuras del banco de pruebas, que sin duda deben prestar la mayor confiabilidad posible en el momento del ensayo, por lo cual como solución sencilla se aconseja no

realizar ensayos de torres de doble circuito, las cuales son las que obligan a que el banco cuente con arreglos de poleas longitudinales, esto se solventaría contando con ensayos de torres de simple circuito los cuales la empresa ha venido realizando sin inconvenientes y con resultados más aproximados a lo simulado, además se requerirían menos equipos de carga y medición de tomarse esta medida, resultando en una solución económica tanto para el cliente como para la empresa.

6.7 ANÁLISIS DE COSTO DEL ENSAYO

El ensayo consta de los mismos rubros analizados en la sección 5.3, con las siguientes variantes:

- No se realiza galvanizado para la torre a ensayarse, dado que dicha torre no tiene otra finalidad que la de verificar que el diseño cumple con las cargas solicitadas, y la galvanización no aporta ninguna ventaja a las propiedades mecánicas de la estructura.
- En el peso de la estructura se sustituyen los stubs y clets por placas base.
- En gastos de mano de obra directa se incluyen los obreros encargados del montaje de la estructura y de los arreglos de poleas para aplicación de carga.
- En gastos de mano de obra indirecta se incluye el diseño del ensayo.

6.7.1 COSTO DE PRODUCCIÓN Y MONTAJE

Tabla 66.

Número de piezas producidas y tiempo empleado en las mismas

	PESO UNIT. (kg)	UNIDADES	HORAS EMPLEADAS (hr)
PERFILES	4315.06	580	29
PLACAS Y JUNTAS	534.79	239	6
ACCESORIOS Y PERNOS	309.58	2067	-
TOTAL	5159.43	819	35

Tabla 67.
Total Horas-Máquina

HORAS MÁQUINA				
MÁQUINA	ÚTILES	HORAS DIARIAS	DIAS TRABAJADOS	TOTAL HORAS
GEKA	Punzón y marcador	8	4.4	35.2
KOIKE	Plasma	6	4.4	26.4
Equipo de montaje	Motor de elevación	5	5	25
	Monolito	2	5	10
TOTAL HORAS MÁQUINA				96.6

Tabla 68.
Total Horas-Hombre

HORAS HOMBRE				
MÁQUINA	OBROS	HORAS DIARIAS	DIAS TRABAJADOS	HORAS TOTALES
GEKA	Operador Punzón	8	4.4	35.2
	Ayudante	4	2	8
KOIKE	Operador Corte	6	4.4	26.4
	Ayudante	4	2	8
Montaje	Operador motor de elevación	8	5	40
	Operador monolito	2	5	10
	Ayudante (x5)	5	5	125
Montacargas	Chofer	8	4	32
Soldadora GMAW	Operador	4	1	4
TOTAL HORAS HOMBRE				288.6

El número total de horas trabajadas son las indicadas en la Tabla 69.

Tabla 69.
Total horas trabajadas

TOTAL HORAS DE TRABAJO	
TOTAL HORAS MÁQUINA (hr)	96.6
TOTAL HORAS HOMBRE (hr)	288.6
TOTAL HORAS (hr)	385.2

A continuación se indican los costos unitarios de materia prima directa e indirecta, maquinaria, mano de obra directa e indirecta:

Tabla 70.
Costo unitario de materia prima directa

MATERIA PRIMA DIRECTA			
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$)	CANTIDAD (kg)	COSTO
Acero ASTM A572 Gr. 50	\$ 1.05	1	\$ 1.05
Acero ASTM A36	\$ 0.95	1	\$ 0.95
TOTAL			\$ 2.00

Tabla 71.

Costo unitario de materia prima indirecta

MATERIA PRIMA INDIRECTA			
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$)	CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO
Pernos ASTM A394 T0, Tuerca G2, arandela plana ANSI y arandela de presión A36	\$ 0.25	1	\$ 0.25
TOTAL			\$ 0.25

Asumiendo que la productividad se da de manera constante y que absolutamente cada actor de la producción incluyendo máquinas y mano de obra realizan el mismo porcentaje de trabajo, determinamos el F.P. (Factor de productividad) así:

$$\text{F.P.} = \frac{\text{Total horas trabajadas}}{\text{Peso total de producción}} = \frac{385.2 \text{ h}}{5159.43 \text{ kg}}$$

Factor de productividad

$$\text{F.P.} = 0.075 \frac{\text{h}}{\text{kg}}$$

Tabla 72.

Costo unitario de maquinaria

COSTO UNITARIO DE MAQUINARIA				
MÁQUINA	ÚTIL	CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$/kg)	COSTO UNIT. (\$)
GEKA	Punzón y marcador	1	\$ 0.13	\$ 0.13
KOIKE	Plasma	1	\$ 0.12	\$ 0.12
Soldadora GMAW	Suelda	1	\$ 0.20	\$ 0.20
Montaje	Motor de elevación	1	\$ 0.03	\$ 0.03
Transporte	Montacargas	1	\$ 0.03	\$ 0.03
COSTO UNITARIO TOTAL				\$ 0.51

Tabla 73.

Costo unitario de mano de obra directa

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA DIRECTA						
CARGO	CANT. DE PERSONAL	SALARIO MENS. (\$)	HORAS DIARIAS DE TRABAJO (h)	COSTO HORA (\$/h)	F.P. (h/kg)	COSTO UNIT. (\$)
Operador Peddinghaus	1	\$ 326.26	8	\$ 2.04	0.075	\$ 0.15
Operador KOIKE	1	\$ 326.26	8	\$ 2.04	0.075	\$ 0.15
Ayudante	2	\$ 326.62	8	\$ 2.04	0.075	\$ 0.15
Soldador	1	\$ 326.62	8	\$ 2.04	0.075	\$ 0.15
Chofer montacargas	1	\$ 326.62	8	\$ 2.04	0.075	\$ 0.15
COSTO UNITARIO TOTAL MANO DE OBRA DIRECTA						\$ 0.77

Tabla 74.

Costo unitario de mano de obra indirecta

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA INDIRECTA						
CARGO	CANT. PERSONAL	SALARIO MENS. (\$)	HORAS DIARIAS DE TRABAJO (h)	COSTO HORA (\$/h)	F.P. (h/kg)	COSTO UNIT. (\$)
Diseñador	1	\$ 353.46	8	\$ 2.00	0.075	\$ 0.15
Dibujante	1	\$ 350.71	8	\$ 1.98	0.075	\$ 0.15
Supervisor Producción	1	\$ 352.89	8	\$ 2.00	0.075	\$ 0.15
COSTO UNITARIO TOTAL DE MANO DE OBRA INDIRECTA						\$ 0.45

Tabla 75.

Costo unitario total de producción y ensamblaje

COSTO UNITARIO TOTAL DE PRODUCCIÓN Y ENSAMBLAJE			
ELEMENTO DE PRODUCCIÓN		CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$)
MATERIA PRIMA DIRECTA	ASTM A572 Gr.50	1	\$ 1.05
	ASTM A36	1	\$ 0.95
MATERIA PRIMA INDIRECTA		1	\$ 0.25
MAQUINARIA		1	\$ 0.51
MANO DE OBRA DIRECTA		1	\$ 0.77
MANO DE OBRA INDIRECTA		1	\$ 0.46
COSTO TOTAL UNITARIO			\$ 3.99

Finalmente se tiene que el precio de la torre sin galvanizado y accesorios para el cliente es el mostrado en la Tabla 76.

Tabla 76.

Costo total de producción y ensamblaje

COSTO TOTAL DE PRODUCCIÓN Y ENSAMBLAJE				
ELEMENTO DE PRODUCCIÓN		CANTIDAD (kg)	COSTO UNITARIO (\$)	COSTO (\$)
MATERIA PRIMA DIRECTA	ASTM A572 Gr.50	4315.06	\$ 1.05	\$ 4,530.81
	ASTM A36	534.79	\$ 0.95	\$ 508.05
MATERIA PRIMA INDIRECTA		651.21	\$ 0.25	\$ 162.80
MAQUINARIA		5159.43	\$ 0.51	\$ 2,631.31
MANO DE OBRA DIRECTA		5159.43	\$ 0.77	\$ 3,972.76
MANO DE OBRA INDIRECTA		5159.43	\$ 0.46	\$ 2,373.34
COSTO TOTAL				\$ 14,179.07

6.7.2 COSTO TOTAL DE ACCESORIOS PARA PRUEBA

Se toman en cuenta solamente los elementos que se adquieren para esta prueba específica, costo del banco de pruebas y elementos del mismo no toman parte en este análisis.

Tabla 77.
Accesorios para prueba

EQUIPO PARA BANCO DE PRUEBAS				
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$/m)	CANTIDAD (m)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
Cable de 3/8"	\$ 1.80	2000	\$ 1.80	\$ 3,600.00
MATERIAL	PRECIO UNITARIO (\$)	CANTIDAD (u)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
U's de montaje 1/2"	\$ 3.50	220	\$ 3.50	\$ 770.00
Tensor 3/4" (OJO-OJO/OJO-GANCHO)	\$ 5.00	23	\$ 5.00	\$ 115.00
Teclé 3 Toneladas	\$ 320.00	12	\$ 320.00	\$ 3,840.00
Dinamómetro 16 kN	\$ 198.00	2	\$ 198.00	\$ 396.00
Dinamómetro 40 kN	\$ 288.00	10	\$ 288.00	\$ 2,880.00
Dinamómetro Digital 5 Ton.	\$ 1,547.00	1	\$ 1,547.00	\$ 1,547.00
Grillete 2 Toneladas	\$ 3.50	265	\$ 3.50	\$ 927.50
Polea 6 Toneladas	\$ 228.00	5	\$ 228.00	\$ 1,140.00
Polea 4 Toneladas	\$ 147.00	1	\$ 147.00	\$ 147.00
Polea 2 Toneladas	\$ 70.00	19	\$ 70.00	\$ 1,330.00
Guardacabos 3 Toneladas	\$ 3.90	90	\$ 3.90	\$ 351.00
COSTO TOTAL POR ACCESORIOS DE BANCO DE PRUEBAS				\$ 17,043.50

6.7.3 COSTO TOTAL DE ENSAYO

Tabla 78.
Costo total de ensayo

COSTO TOTAL DE ENSAYO	
COSTO TOTAL DE PRODUCCION Y ENSAMBLAJE	\$ 14,179.07
COSTO TOTAL DE ACCESORIOS	\$ 17,043.50
COSTO TOTAL	\$ 31,222.57

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- La torre resiste satisfactoriamente las cargas aplicadas y no presenta roturas ni desprendimientos de elementos.
- El diseño presentado en la torre SP2+3 cumple con el margen de desplazamiento requerido por el cliente menor al 1.5%.
- Los miembros estructurales están definidos además de las cargas, por el tipo de conexión que deben llevar ya que dependiendo del perfil estructural utilizado la configuración de las conexiones puede o no complicarse.
- Las sobredimensiones de las placas base son innecesarios ya que la utilidad de estos es solamente para el banco de pruebas y con placas base de menor espesor es posible tener los mismos resultados.
- El proceso de fabricación presenta errores difíciles de corregir en campo, por lo cual control de calidad en producción requiere una supervisión más rigurosa.
- El ensayo del primer caso de carga será siempre el más significativo para los resultados que se buscan puesto que posterior al mismo existirán esfuerzos residuales en zonas específicas de la estructura.
- Errores de cálculo del diseño del arreglo de poleas en el ensayo para el CASO 6 ocasionaron que se obtengan datos inútiles.
- La consideración de la carga de viento resulta ser significativa en el CASO 6, por lo cual no debió ser obviada, al menos para dicho caso de carga.
- La utilidad de los datos de ensayos en el banco de pruebas dependen directamente de la rigidez de las torres guía de cargas.
- Este método de ensayo sobre torres autosoportadas se lo puede trasladar a otro tipo de estructuras como son pórticos, monopolos, galpones, etc. contando con el equipo de carga y anclaje necesarios.

- El ensayo muestra la diferencia que existe entre la simulación de la estructura con respecto a la vida real de manera muy concreta, ya que no existe un comportamiento igual con respecto al comportamiento de la simulación de la estructura, como lo revela en CASO 1 de ensayo.
- El costo del ensayo de la torre SP2+3 es casi el doble del costo de fabricación de la torre SP2+3 para servicio.
- Ensayos en torres de doble circuito que incurren en arreglos de poleas no dan resultados esperados en el banco de pruebas existente.
- La solución más plausible para realizar ensayos con el banco existente sin riesgo a errores es orientando los ensayos a torres de simple circuito.
- Un sistema automatizado de aplicación de carga no justifica el costo de la inversión, ya que los ensayos que se realizan en torres son de dos a tres al año, además los resultados no muestran problemas de coordinación en la aplicación de cargas hacia la torre de prueba.

7.2 RECOMENDACIONES

- De ser necesario realizar ensayos en torres de doble circuito, se deberán contar con líneas de carga independientes para evitar utilizar arreglos de poleas.
- Sería más conveniente contar con equipos de medición más sensibles o equipos digitales, dado que las cargas con las que se trata y el equipo analógico que se posee dan lugar a errores de interpretación por parte de los observadores.
- La medición de cargas aplicadas sobre el prototipo se deben medir en los puntos de aplicación sobre el mismo, para evitar errores de medición de las cargas aplicadas a la estructura, tal y como lo indica la norma ASCE 10-97, para ello sería inevitable adquirir celdas de carga u otro tipo de dispositivos de medición que no requieran lectura próxima al observador.
- Un ensayo con datos de desplazamiento variados se lo podría obtener por medio de equipos de medición en más de un punto de referencia del desplazamiento como crucetas, cúpula, y paneles específicos de la celosía,

lo cual daría mayor idea de la deformación en toda la estructura y se podría definir de manera más sencilla sí su comportamiento se aproxima al idealizado.

- Las estructuras de soporte de cables de carga (torres guía) deberían ser estudiadas con el fin de determinar una capacidad de transmisión de carga útil hacia la torre a prueba, ya que carecen de la rigidez necesaria para transmitir fuerza sin estas absorber una parte de la misma al existir cargas laterales de consideración.
- Ensayos en estructuras grandes son solamente recomendados cuando una magnitud considerable de estas se van a fabricar, dado que su costo final justifica el gasto en ensayos de este tipo, los cuales tienen un precio considerable.

BIBLIOGRAFIA

- AISC. (2011). *STEEL CONSTRUCTION MANUAL* (14th ed.). Chicago, Illinois, United States: IHS.
- American Screw. (2014). *American Screw*. Recuperado el 2014, de <http://www.americanscrew.cl/contacto.php>
- ASCE 10-97. (1997). *Design of Latticed Steel Transmission Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASTM. (1993). *Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc Coated and Bare*. Philadelphia, Pennsylvania, USA: ASTM International.
- ASTM. (2001). *ASTM A 123/A 123M Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products*. Philadelphia, Pennsylvania, USA: ASTM International.
- Bautista, J. (2001). *Líneas de Transmision de Potencia*. Lima, Perú.
- Camberra's Engineering Heritage . (2008). *engineer.org.au*. Recuperado el 2014, de <http://www.engineer.org.au/chapter06.html>
- Canadian Institute of Steel Construction. (2002). *Torsional Section Properties of Steel Shapes*. Québec: CISC-ICCA.
- *compraspublicas*. (Diciembre de 2012). Recuperado el Domingo de Julio de 2013, de https://www.compraspublicas.gob.ec/ProcesoContratacion/compras/PC/informacionProcesoContratacion2.cpe?idSoliCompra=DTjxdYPeIKPNngEE8fUvKlmO8WZS2zlV-_9hprcYDjM,
- ECUADOR CONELEC. (Abril de 2008). *conelec.gob.ec*. (G. A. Ltda., Productor) Recuperado el Julio de 2013, de

http://www.conelec.gob.ec/images/documentos/doc_10147_CAPITULO%203%20-%20DESCRIPCION%20DEL%20PROYECTO.pdf

- EEQ. (s.f.). *eeq.com.ec*. Obtenido de <http://ftp.eeq.com.ec/upload/informacionPublica/PROCESOSDECONTRATACIONPUBLICA2012.pdf>
- Fang, S.-j., Roy, S., & Kramer, J. (1999). *Transmission Structures Structural Engineering Handbook*. Chicago, Illinois, USA: CRC Press LLC.
- Glover, D., & Sarma, M. (2003). *Sistemas de Potencia - Análisis y Diseño* (Tercera ed.). (P. de la Garza Rosales, Ed., F. Sánchez Fragosó, & H. Pérez Castellanos, Trads.) México D.F., México: Cengage.
- Grigsby, L. (2012). *ELECTRIC POWER GENERATION, TRANSMISSION, AND DISTRIBUTION* (3ra ed.). Boca Raton, Florida, USA: CRC Press.
- guest60ebc0, u. (14 de Octubre de 2007). *slideshare.net*. Recuperado el 13 de Marzo de 2014, de <http://www.slideshare.net/guest60ebc0/productividad-total-media-y-marginal-de-una-empresa>
- ICHA Instituto Chileno del Acero. (2001). *Libro de Diseño para Estructuras de Acero*. Santiago, Chile: INSTITUTO CHILENO DEL ACERO.
- INECCEL. (1976). *NORMAS DE PROYECTOS PARA LAS LINEAS DE 138KV*. Quito.
- Kumar, S. (2007). *Design of Steel Structures*. Recuperado el Lunes de Octubre de 2013, de scribd: <http://es.scribd.com/doc/31099794/Design-of-Steel-Structures-1-Prof-S-R-satish-Kumar-amp-Amp>
- McCormac, J. (2005). *Diseño de CONCRETO REFORZADO* (Quinta ed.). (F. Paniagua, Ed., & J. De la Cera, Trad.) México D.F., México: ALFAOMEGA.

- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *STRUCTURAL STEEL DESIGN* (Quinta ed.). New Jersey, USA: PEARSON.
- MINISTERIO DE MEDIOAMBIENTE DE ESPAÑA. (Julio de 2005). <http://www.prtr-es.es/>. Recuperado el 26 de Diciembre de 2013, de <http://www.prtr-es.es/data/imagenes/documento%20de%20orientaci%C3%B3n%20sectorial%20para%20la%20medici%C3%B3n,%20c%C3%A1lculo%20o%20estimaci%C3%B3n%20en%20el%20sector%20de%20galvanizaci%C3%B3n-b58165bf51317168.pdf>
- Ministerio de Relaciones Laborales. (2014). *relacioneslaborales.com*. Recuperado el Lunes 10 de Marzo de 2014, de <http://www.relacioneslaborales.gob.ec/biblioteca/>
- Naranjo, C. R. (2008). *Tecnología de la Soldadura*. Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de la Energía y Mecánica. Quito: Independiente.
- Norton, R. (2006). *Machine Design* (Tercera ed.). New Jersey: Prentice Hall.
- Qingdao Megatro. (Agosto de 2014). *made-in-china.com*. Recuperado el Agosto de 2014, de http://es.made-in-china.com/co_towerproduct/product_400kv-Double-Circuit-Transmission-Line-Steel-Tower-MGP-400ST-_hruiynyry.html.
- Sánchez, M. (2007). *Contabilidad Comercial y Costos*. Quito, Pichincha, Ecuador: Independiente.
- Segui, W. (2013). *STEEL DESIGN* (Quinta ed.). Stamford, Conneticut, USA: CENGAGE Learning.
- staticstools.eu. (n/a de n/a de n/a). *staticstools.eu*. Recuperado el 12 de Mayo de 2014, de http://www.staticstools.eu/profil_Le.php?profil=L+100x100x12&act=zobraz&lang=ES&je=1
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD* (Primera ed.). (R. del Bosque Alayón, Ed.) México D.F., México: McGraw-Hill.

ANEXOS

ANEXO 1. DIMENSIÓN NOMINAL DE AGUJEROS AISC

**ANEXO 2. DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DESDE CENTRO DE AGUJERO
AISC**

ANEXO 3. TABLA 1 NORMA ASTM A123

ANEXO 4. TABLA 2 NORMA ASTM A123

**ANEXO 5. PAUTAS PARA ENSAYO DE ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN
ELÉCTRICA DE ACUERDO A LA NORMA ASCE 10-97**

ANEXO 6. PLANO UBICACIÓN BANCO DE PRUEBAS SEDEMI S.C.C.

**ANEXO 7. PLANOS DE CIMENTACIONES DE BANCO DE PRUEBAS DE LA
EMPRESA SEDEMI S.C.C.**

**ANEXO 8. ESQUEMAS DE TORRES GUÍA LONGITUDINAL Y
TRANSVERSAL RESPECTIVAMENTE**

**ANEXO 9. PLANOS DE ELEMENTOS DE SUJECIÓN PARA TORRE EN EL
BANCO DE PRUEBAS DE LA EMPRESA SEDEMI S.C.C.**

**ANEXO 10. CARACTERÍSTICAS Y PARÁMETROS DE ESTRUCTURA
PRESENTADA POR LA EEQ**

**ANEXO 11. ESQUEMAS DE APLICACIÓN DE CARGAS PUNTUALES EN
TORRE SP2+3**

**ANEXO 12. ESQUEMAS DE REACCIONES DE CARGAS AXIALES EN
TORRE SP2+3**

ANEXO 13 . DENOMINACIÓN DE ELEMENTOS DE TORRE SP2+3

**ANEXO 14. CARGAS DE CASOS CRÍTICOS EN ELEMENTOS DE TORRE
SP2+3 DE ACUERDO A CLASIFICACIÓN DE ANEXO 13**

ANEXO 15. CLASIFICACIÓN DE NODOS QUE LLEVAN PLACAS DE TORRE
SP2+3

**ANEXO 16. CARGAS DE CASOS CRÍTICOS DE LOS ELEMENTOS QUE SE
UNEN CON PLACAS EN TORRE SP2+3 DE ACUERDO AL ANEXO 15**

**ANEXO 17. ESQUEMAS DE RESULTADOS DE DEFORMACIONES EN
TORRE SP2+3**

ANEXO 18. ESQUEMAS DE RESULTADOS DE D/C DE TORRE SP2+3

ANEXO 19. TABLA DE RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN EN SAP 2000
V14 TORRE SP2+3

**ANEXO 20. ESQUEMA FINAL DE TORRE SP2+3, PARA SERVICIO Y PARA
BANCO DE PRUEBAS**

**ANEXO 21. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE CARGAS EN TORRE GUÍA DE
CARGA LONGITUDINAL, CONFIGURACIÓN, REACCIONES AXIALES Y
DEFORMACIÓN OBTENIDOS EN SAP2000**

**ANEXO 22. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE CARGAS EN TORRE GUÍA DE
CARGA TRANSVERSAL, CONFIGURACIÓN, REACCIONES Y
DEFORMACIÓN OBTENIDOS EN SAP2000**

**ANEXO 23. PLANOS DE FABRICACIÓN DE TORRE SP2 +3 PARA SERVICIO
Y PARA ENSAYO**

ANEXO 24. PACKING LIST DE TORRE SP2+3 Y CERTIFICADOS

ANEXO 25. PLANOS DE MONTAJE DE TORRE SP2+3 PARA ENSAYO

ANEXO 26. CARTA DE CONFORMIDAD SEDEMI S.C.C.