

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE

TEMA:

“DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”.

AUTOR:

Alexis Ramiro Díaz Salambay

TUTOR:

Patricio M. Vasco L., Ing. Civil

Ambato – Ecuador

APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de investigación sobre el tema: “***DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42M DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)***”, del estudiante Alexis Ramiro Díaz Salambay, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, 13 de abril del 2015.

TUTOR

Patricio M. Vasco L., Ing. Civil

AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: ***“DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”***, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado.

Ambato, 13 de abril del 2015

AUTOR

Alexis Ramiro Díaz Salambay

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Los miembros del tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación sobre el tema: ***“DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”***, del estudiante: Alexis Ramiro Díaz Salambay, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, 13 de abril del 2015

Para constancia firman:

DEDICATORIA

A mi musa de inspiración...

A mi abuelita Nati, in memoriam.

*A mis primeros maestros, mis padres: Paco y Vilma,
que con su eterna paciencia y ejemplo han forjado
en mí el ser que soy, su hijo.*

*A mis niñas, María Belén, Karen, Marilyn, Dianella,
las que siempre me roban una sonrisa aún cuando
no la tengo.*

A mis casi hermanos: Wilson, Miguel.

A toda la gran familia.

Alexis.

*“Adonde quiera que vayas y con quién quiera te
encuentres, allí hallaras a tu propio amor
esperándote.”*

Louise Hay

AGRADECIMIENTO

Al ser supremo, por la vida toda, por las bendiciones recibidas en el día a día.

Mi agradecimiento imperecedero a cada uno de los profesores de la carrera de Ingeniería Civil, por compartir su sabiduría y conocimientos.

Mi gratitud al Ing. Patricio Vasco, quien dirigió acertadamente este trabajo investigativo, compartió su tiempo, conocimiento y experiencia para llegar al término exitoso de esta investigación.

También agradecer formalmente al Ing. Oswaldo Ortiz, por encaminar y guiarme en el desarrollo de esta tesis.

A mis primos, Wiwi, Santi, Jesús.

A cada uno de los amigos, y personas que de una u otra manera influyeron en las diferentes decisiones que han permitido estar en este lapso tan feliz de mi vida.

En si a ustedes, a todos, Gracias Totales!.

Alexis.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

Aprobación del tutor	ii
Autoría del trabajo de grado.....	iii
Dedicatoria	v
Agradecimiento	vi
Índice general de contenidos.....	vii
Índice de gráficos	x
Índice de tablas.....	xi
Índice de figuras	xv
Resumen ejecutivo	xx
Introducción	xxi
CAPÍTULO I	1
EL PROBLEMA	1
1.1 Tema	1
1.2 Planteamiento del problema.....	1
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos.....	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1 Antecedentes investigativos.....	8
2.2 Fundamentación filosófica.....	12
2.3 Fundamentación legal	13

2.4	Categorías fundamentales	14
2.5	Hipótesis	46
2.6	Señalamiento de las variables	46
CAPÍTULO III		47
METODOLOGÍA		47
3.1	Modalidad básica de la investigación	47
3.2	Nivel o tipo de investigación	48
3.3	Población y muestra.....	49
3.4	Operacionalización de variables	50
3.5	Plan de recolección de la información	52
3.6	Plan de procesamiento de la información	53
CAPÍTULO IV		54
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		54
4.1	Análisis de resultados de la encuesta	54
4.2	Interpretación de resultados	65
4.3	Verificación de la hipótesis.....	66
CAPÍTULO V		67
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		67
5.1	Conclusiones	67
5.2	Recomendaciones	68

CAPÍTULO VI	69
LA PROPUESTA	69
6.1 Datos informativos.....	69
6.2 Antecedentes de la propuesta.....	70
6.3 Justificación	71
6.4 Objetivos.....	71
6.5 Análisis de factibilidad	72
6.6 Fundamentación científico- técnica	73
6.7 Modo operativo.....	129
6.8 Administración.....	318
6.9 Previsión de la evaluación	318
BIBLIOGRAFÍA	319
ANEXOS	322
Anexo 1.- Tabulación de espectro de diseño.....	323
Anexo 2.- Catálogo de perfiles estructurales.....	325
Anexo 3.- Encuesta.....	327
Anexo 4.-Diseño pernos de anclaje	328
Anexo 5.- Resultados, análisis de sección transversal con xtract.....	329
Anexo 6.- Planos	330

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.- Opinión de encuestados, tipo de torre mas común en Ecuador	55
Gráfico 2.- Opinión de encuestados, utilización de métodos de cálculo.....	56
Gráfico 3.- Opinión de encuestados, utilización de software.....	57
Gráfico 4.- Opinión de encuestados, configuración geométrica de torre.....	58
Gráfico 5.- Opinión de encuestados, Normativa para cuantificación cargas sísmicas	59
Gráfico 6.- Opinión de encuestados, normativa cuantificación de cargas eólicas	60
Gráfico 7.- Opinión de encuestados, grado incidencia en diseño final, cargas sísmicas y eólicas	61
Gráfico 8.- Conocimiento de encuestados acerca de AENL.....	62
Gráfico 9.- Conocimiento de encuestados acerca de influencia de no linealidades en materiales.....	63
Gráfico 10.- Opinión de encuestados, Aplicación AENL.....	64
Gráfico 11.- Espectro Elástico de diseño. [NEC].....	166
Gráfico 12.- Espectro elástico de diseño, para modo de vibración diferente al fundamental.....	171
Gráfico 13.- Espectro elástico de diseño	171
Gráfico 14.- Espectro elástico e inelástico de diseño según NEC	172
Gráfico 15.- Espectro Elástico e Inelástico de diseño para modo de vibración distinto al fundamental según NEC.....	172
Gráfico 16.- Curva Fuerza-Deformación para Elemento tipo L100x10.....	268
Gráfico 17.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L60x6	269
Gráfico 18.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L30x3.....	270
Gráfico 19.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L65x6	271
Gráfico 20.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo UVE 80x80x8	272
Gráfico 21.- Diagrama conceptual de la ingeniería basada en el desempeño, [SEAOC Visión 2000 Committee, 1995]	278
Gráfico 22.- Curva de capacidad de la estructura.	294
Gráfico 23.- Espectros elásticos de diseño para diferentes periodos de retorno.	298
Gráfico 24.- Sectorización de curva de capacidad para torre en estudio	306

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Propiedades del acero estructural, [Fratelli, 2003]	20
Tabla 2.- ASTM A36, Requisitos de composición química según los productos, [Fratelli, 2003].....	20
Tabla 3.- Propiedades mecánicas del acero A36, [Fratelli, 2003].....	20
Tabla 4.- Grado de soldabilidad, [Fratelli, 2003].....	25
Tabla 5.- Torque usado para instalar tornillos	27
Tabla 6.- Población (frecuencia)	49
Tabla 7.- Población muestra.....	49
Tabla 8.- Operacionalización de variable independiente	50
Tabla 9.- Operacionalización variable dependiente	51
Tabla 10.- Plan de recolección de información.....	52
Tabla 11.- Tabulación datos, pregunta 1	55
Tabla 12.- Tabulación datos, pregunta 2	56
Tabla 13.- Tabulación datos, pregunta 3	57
Tabla 14.- Tabulación datos, pregunta 4.....	58
Tabla 15.- Tabulación datos, pregunta 5	59
Tabla 16.- Tabulación datos, pregunta 6.....	60
Tabla 17.- Tabulación datos, pregunta 7	61
Tabla 18.- Tabulación de datos, pregunta 8	62
Tabla 19.- Tabulación de datos, pregunta 9	63
Tabla 20.- Tabulación datos, pregunta 10	64
Tabla 21.- Interpretación de resultados	65
Tabla 22.- Gastos referenciales propuesta.....	70
Tabla 23.- Factores de dirección del viento. [TIA/EIA-222-F]	77
Tabla 24.- Coeficiente de fuerza para accesorios. [TIA/EIA-222-F].....	77
Tabla 25.- Factor de dirección de viento, k_d , [ASCE 7-10]	79
Tabla 26.- Coeficiente de exposición, K_z , [ASCE 7-10]	80
Tabla 27.- Coeficiente de fuerza, C_F , [ASCE 7-10].....	81
Tabla 28.- Coeficiente de corrección, σ , [NEC]	83
Tabla 29.- Determinación simplificada del factor C_f , [NEC].....	84
Tabla 30.- Niveles de amenaza sísmica. [NEC].....	86

Tabla 31.- Niveles de desempeño. [NEC].....	87
Tabla 32.- Nivel de desempeño estructural, estructuras esenciales. [NEC].....	88
Tabla 33.- Clasificación de perfiles de suelo. [NEC].....	91
Tabla 34.- Tipo de suelo y factor de sitio Fa. [NEC]	92
Tabla 35.- Tipo de suelo y factor Fd. [NEC]	92
Tabla 36.- Factor Fs comportamiento no lineal de suelos. [NEC].....	93
Tabla 37.- Valores coeficiente de respuesta estructural R. [NEC].....	94
Tabla 38.- Factor I, Tipo de uso, destino e importancia. [NEC].....	95
Tabla 39.- Valores del factor Z en función de zona sísmica adoptada. [NEC]....	96
Tabla 40.- Razones ancho espesor: Elementos en compresión. Miembros sujetos a compresión axial [AISC 360-10]	100
Tabla 41.- Razones Ancho-espesor: Elementos en compresión de miembros en flexión. [AISC 360-10]	101
Tabla 42.- Factor de corte diferido para miembros en tracción. [AISC 360-10]	102
Tabla 43.- Distancia mínima al borde, [AISC 360-10].....	111
Tabla 44.- Tensión Nominal de conectores y partes roscadas. [AISC 360-10] .	119
Tabla 45.- Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje, [AISC 360-10].....	120
Tabla 46.- Longitudes mínimas de empotramiento para pernos de anclaje, [DeWolf, 2003]	121
Tabla 47.- Tabla de valoración para calificación de parámetros de selección ...	130
Tabla 48.- Tabla de valoración de criterios para calificación de alternativas	130
Tabla 49.- Tabla modelo para alternativas de selección de condiciones de estructuración.	131
Tabla 50.- Ventajas y desventajas de alternativas de material	132
Tabla 51.- Alternativas de selección tipo de material	133
Tabla 52.- Ventajas y desventajas de alternativas de configuración geométrica en elevación	135
Tabla 53.- Alternativas de selección para configuración en elevación	136
Tabla 54.- Ventajas y desventajas de alternativas de configuración en planta ..	137
Tabla 55.- Alternativas de selección para configuración en planta.....	137
Tabla 56.- Ventajas y desventajas de configuración de entramado	139

Tabla 57.- Alternativas de configuración geométrica para torre en estudio	139
Tabla 58.- Ventajas y desventajas de alternativas para montantes.	140
Tabla 59.- Alternativas de selección para montantes	141
Tabla 60.- Ventajas y desventajas de alternativas de elementos secundarios....	142
Tabla 61.- Alternativas de selección para elementos secundarios	142
Tabla 62.- Ventajas y desventajas de alternativas de conexión entre elementos	143
Tabla 63.- Alternativas de selección de conexiones para torre en estudio.....	144
Tabla 64.- Cuantificación de pesos de accesorios en torre	149
Tabla 65.- Especificaciones antena Sectorial TMA DBD90060, 150.....	151
Tabla 66.- Especificaciones antena Sectorial GSM 900 DBD90060, 150.....	151
Tabla 67.- Especificaciones antena tipo parábola $d=1.20m$	151
Tabla 68.- Especificaciones antena tipo parábola $d=0.60m$	151
Tabla 69.- Cuantificación de cargas de viento según norma TIA/EIA 222-F....	154
Tabla 70.- Cuantificación de cargas de viento según norma ASCE 7-10.....	157
Tabla 71.- Cuantificación de cargas de viento según norma NEC.....	160
Tabla 72.- Parámetros para cuantificación de coeficiente de cortante basal.....	165
Tabla 73.- Parámetros para elaboración de espectro de diseño elástico para torre en estudio	167
Tabla 74.- Reporte de análisis para elemento 205	187
Tabla 75.- Combinaciones de carga para elemento 205.....	188
Tabla 76.- Pre diseño de elementos sometidos a tensión	190
Tabla 77.- Pre diseño de elementos sometidos a compresión	195
Tabla 78.- Características de modelo matemático	198
Tabla 79.- Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero. [Crisafulli, 2013].....	229
Tabla 80.- Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, [ASCE 7-10]	234
Tabla 81.- Características de modelo matemático para diseño de Diagonal 1, tramo 1	239
Tabla 82.- Combinación de cargas para diseño de diagonal	240
Tabla 83.- Características de modelo matemático para diseño de montante 1, tramo 1.....	244

Tabla 84.- Combinación de cargas para diseño de montante	245
Tabla 85.- Tabla resumen de diseño a compresión y tensión de elementos representativos de cada tramo.	249
Tabla 86.- Resistencia admisible de diseño para diseño ejemplo.	252
Tabla 87.- Diseño de conexiones con pernos tipo A325.....	253
Tabla 88.- Definición del desempeño estructural según Visión 2000.....	274
Tabla 89.- Movimientos sísmicos de diseño. [SEAOC Visión 2000 Committee, 1995]	275
Tabla 90.- Objetivos recomendados de desempeño sísmico, [SEAOC Visión Committee, 1995].....	276
Tabla 91.- Deriva inelástica máxima, [NEC].....	279
Tabla 92.- Chequeo de la deriva inelástica	279
Tabla 93.- Chequeo del índice de estabilidad y consideración de efectos P-delta.	280
Tabla 94.- Tabulación Fuerza-Desplazamiento para curva de capacidad.....	294
Tabla 95.- Punto de desempeño para cuatro eventos sísmicos dados por NEC.	301
Tabla 96.- Niveles de desempeño para torre en estudio.....	306
Tabla 97.- Derivas de piso recomendadas por el Comité Visión 2000.....	307
Tabla 98.- Verificación de desempeño para sismo frecuente.....	308
Tabla 99.- Verificación de desempeño para sismo ocasional	309
Tabla 100.- Verificación de desempeño para sismo raro	310
Tabla 101.- Verificación de desempeño para sismo muy raro	311
Tabla 102.- Tabulación Espectro Elástico de diseño según NEC	323
Tabla 103.- Tabulación Espectro Inelástico de diseño según NEC	324

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Tipos de perfiles estructurales de uso común, (McCormac, 2012).....	21
Figura 2.- Perfil tipo UVE.....	22
Figura 3.- Tipos de estructuras a) articulada, b) reticulada.....	23
Figura 4.- Tipos de soldadura	26
Figura 5.- Tipos de fallas en conexiones atornilladas.....	28
Figura 6.- Mecanismos de transferencia de cargas en conexiones atornilladas...	29
Figura 7.- Tipos de torres para sistemas de comunicación	31
Figura 8.- Configuración geométrica en elevación de torres	34
Figura 9.- Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño, [NEC-SE-DS].....	85
Figura 10.- Curvas de peligros sísmico Ambato. [NEC-SE-DS].....	97
Figura 11.- Valores de k teóricos y de diseño, para columnas con diferentes condiciones en los extremos	105
Figura 12.- Cono de arrancamiento por tracción para pernos de anclaje.....	122
Figura 13.- Algunas alternativas de configuración geométrica para torres auto soportadas.....	138
Figura 14.- Preselección de configuraciones geométricas para torre auto soportada	138
Figura 15.- Estructuración de torre en estudio	145
Figura 16.- Plataforma, bota de torre y unión montantes.....	147
Figura 17.- Elemento de conexión de alta resistencia.....	148
Figura 18.- Accesorios en torre autosoportada de telecomunicaciones	148
Figura 19.- Ubicación de antenas en torre, vista en planta	150
Figura 20.- Comparación de resultados de cuantificación de cargas de viento para las diferentes normativas en estudio, Tramo 1	153
Figura 21.- Curva de peligro sísmico para Ambato, determinación de Ω ,	164
Figura 22.- Tramo tipo, Elementos que constituyen la torre en estudio	175
Figura 23.- Ventana de apertura de software	176
Figura 24.- Pantalla de inicio	177
Figura 25.- Definición de unidades en SAP 2000.....	177
Figura 26.- Ventana definición de unidades en AutoCAD 2015	178
Figura 27.- Modelación en 3D dentro del entorno AutoCAD 2015	178

Figura 28.- Ruta de acceso para importación de archivos .dxf.....	179
Figura 29.- Ventana de información de importación de archivo .dxf.....	179
Figura 30.- Ventana de asignación de capas a elementos.....	180
Figura 31.- Pantalla de inicio en SAP 2000, con modelo importado desde AutoCAD.....	180
Figura 32.- Ventana de asignación de materiales.....	181
Figura 33.- Definición de sección tipo general.....	181
Figura 34.- Definición de tipos de carga para pre diseño.....	182
Figura 35.- Definición de tipo de carga sísmica.....	182
Figura 36.- Ventana de asignación de cargas, viento TIA/EIA.....	183
Figura 37.- Cargas de viento asignadas a la estructura.....	184
Figura 38.- Asignación de carga viva.....	184
Figura 39.- Ventana para liberación de extremos de elementos.....	185
Figura 40.- Asignación de análisis tipo celosía.....	185
Figura 41.- Ventana con deformación de estructura y esfuerzos axiales.....	186
Figura 42.- Ventana con diagrama de esfuerzos axiales para elemento 25.....	186
Figura 43.- Ventana de definición de propiedades de sección Frame.....	199
Figura 44.- Ventana de selección de propiedades para importación a modelo..	200
Figura 45.- Ruta de acceso a Section Designer.....	200
Figura 46.- Ventana de definición de propiedades de Section Designer.....	201
Figura 47.- Pantalla de inicio de Section Designer.....	201
Figura 48.- Pantalla de Section Designer con perfil estructural tipo UVE.....	202
Figura 49.- Ventana de autoselección de secciones.....	202
Figura 50.- Ventana de definición de grupos.....	203
Figura 51.- Ventana de asignación de elementos a grupos.....	203
Figura 52.- Asignación de propiedades Frame.....	204
Figura 53.- Ventana de definición de Cargas.....	205
Figura 54.- Definición de sismo en sentido X.....	206
Figura 55.- Ventana de definición de cargas laterales de viento según ASCE 7-10.....	207
Figura 56.- Tramo tipo y su configuración numérica de los nudos que componen el entramado.....	208

Figura 57.- Asignación de cargas a estructura	208
Figura 58.- Cargas de antenas sobre la estructura.....	209
Figura 59.- Cargas de accesorios en estructura.....	209
Figura 60.- Cargas de viento sobre la estructura según TIA/EIA/222-F	210
Figura 61.- Tabulación de espectro en archivo de texto .txt.....	210
Figura 62.- Definición de función de espectro de respuesta	211
Figura 63.- Ventana de definición de combinaciones de carga	212
Figura 64.- Ventana con combinaciones de carga definidas.....	213
Figura 65.- Definición de combinación de carga tipo envolvente	213
Figura 66.- Ventana de definición de caso de carga DEAD	216
Figura 67.- Ventana, definición de caso de carga modal "Ritz Vector"	219
Figura 68.- Ventana, definición de caso de carga Response-Spectrum	220
Figura 69.- Ventana Assign Frame Releases	222
Figura 70.- Ventana de asignación de condiciones de apoyo.	223
Figura 71.- Ventana de definición de opciones de análisis.....	223
Figura 72.- Ventana para ejecutar análisis de modelo.	224
Figura 73.- Deformación de estructura bajo sollicitación de, carga muerta (izq.) y carga de viento (der.).....	225
Figura 74.- Cuatro primeros modos de vibración de la estructura en estudio. ..	226
Figura 75.- Diagrama de esfuerzos axiales, carga muerta (Izq.) carga viva (Der.)	226
Figura 76.- Diagrama de esfuerzos axiales para elemento 470 (horizontal).....	227
Figura 77.- Diagrama de cortante, momento y deflexiones para elemento 470.	227
Figura 78.- Ventana de selección de tablas a mostrar en reporte.....	228
Figura 79.- Tabulación de resultados mostrado por el software de análisis	228
Figura 80.- Preferencias de diseño para pórticos de acero utilizando AISC 360-10	232
Figura 81.- Ventana de selección de elementos a diseñar.....	235
Figura 82.- Ventana de definición de combinaciones de carga para diseño	235
Figura 83.- Escala de color de estructura diseñada.	236
Figura 84.- Ventana de mensaje de chequeo "stress/capacity".....	237
Figura 85.- Reporte gráfico en escala de colores de estructura diseñada.	238

Figura 86.- Resultados dados por software de diseño para elemento 108.	243
Figura 87.- Diagrama de esfuerzos en placa base	256
Figura 88.- Configuración de placa base y montante tipo UVE	258
Figura 89.- Curva Carga axial-Desplazamiento para un puntal, [Liew, et al, 1996]	263
Figura 90.- Puntal imperfecto en el rango elástico, [Liew, et al, 1996].....	264
Figura 91.- Puntal en El Rango Plástico Perfecto, [Liew, et al, 1996]	265
Figura 92.- Ubicación de nudo de control de desplazamiento.....	281
Figura 93.- Definición de caso de carga Estática No Lineal.....	282
Figura 94.- Definición de carga no lineal estática	283
Figura 95.- Definición de caso de carga No Lineal Pushover	283
Figura 96.- Definición de parámetros para control de desplazamiento	284
Figura 97.- Definición de mínimo y máximo número de pasos guardados	284
Figura 98.- Definición de parámetros de No Linealidad	285
Figura 99.- Curva Normalizada Fuerza-Deformación para definición de articulaciones plásticas.....	286
Figura 100.- Creación de articulación plástica para material de acero	286
Figura 101.- Definición de tipo de Articulación plástica.....	287
Figura 102.- Propiedades de articulación plástica por defecto	287
Figura 103.- Ventana con modelación de perfil tipo UVE utilizando software XTRACT.....	288
Figura 104.- Definición de articulación para sección UVE 80x80x8.....	289
Figura 105.- Definición de articulación para sección L100x10.....	289
Figura 106.- Asignación de articulación plástica para sección UVE 80x80x8..	290
Figura 107.- Discretización de articulaciones plásticas	290
Figura 108.- Estructura con articulaciones plásticas asignadas	291
Figura 109.- Ventana de análisis.....	291
Figura 110.- Ventana de análisis de caso no lineal.	292
Figura 111.- Curva de capacidad de torre autosoportada de 42m de altura.....	293
Figura 112.- Punto de desempeño según ATC-40	295
Figura 113.- Definición de parámetros para determinación de punto de desempeño	296

Figura 114.- Punto de desempeño para sismo raro (475 años)	297
Figura 115.- Punto de desempeño para un periodo de retorno de 72 años	299
Figura 116.- Punto de desempeño para un periodo de retorno de 225 años	300
Figura 117.- Punto de desempeño para un periodo de retorno de 2500 años. ...	300
Figura 118.- Curva idealizada fuerza-desplazamiento, [FEMA 356].....	302
Figura 119.- Curva de capacidad de la estructura, Método FEMA 356	303
Figura 120.- Ventana con valores calculados para método FEMA 356	303
Figura 121.- Punto de fluencia efectiva (d_y , V_y), método FEMA 356.....	304
Figura 122.- Sectorización de la curva de capacidad según Visión 2000.....	305
Figura 123.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 0 y 1	312
Figura 124.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 2 y 3	312
Figura 125.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 4 y 5	313
Figura 126.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 6 y 7	313
Figura 127.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 8 y 9	314
Figura 128.- Deformación por Análisis Pushover, Paso 10.....	314

RESUMEN EJECUTIVO

Tema: “DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”

Autor: Alexis Ramiro Díaz Salambay

Tutor: Patricio M. Vasco, Ing. Civil

Fecha: Abril 2015

Debido a la alta peligrosidad sísmica y eólica del Ecuador, y la incidencia que tienen estas amenazas en el comportamiento estructural, en el presente trabajo investigativo se plantea el diseño estructural de una torre autosoportada de telecomunicaciones de 42m de altura, que se encuentra solicitada por cargas de sismo y viento, las cuales se cuantifican acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-15, NEC-SE-CG-15), considerando también la aplicación de estándares internacionales tales como la ASCE7-10 y la TIA/EIA 222-F; mientras que para el diseño estructural se utilizan los parámetros dados por la AISC 360-10 en concordancia con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

Posteriormente al diseño, se procede al chequeo del comportamiento estructural de la torre diseñada a través de un Análisis Estático No Lineal, permitiendo de este modo establecer el desempeño estructural de la torre autosoportada bajo la sollicitación de demandas sísmicas para diferentes periodos de retorno.

INTRODUCCIÓN

La realidad de la ingeniería Estructural en el Ecuador se fundamenta en la gran mayoría de los casos en el análisis dentro del rango elástico, es decir existe la proporcionalidad directa en las deformaciones, sin embargo el panorama de análisis y diseño se amplía exponencialmente cuando las solicitaciones generan esfuerzos de tal magnitud que inducen en la estructura deformaciones dentro de la zona plástica del comportamiento, dejando de este modo al análisis convencional como un método casi obsoleto y abriendo paso al análisis avanzado de estructuras espaciales el cual implica la aplicación de teorías que establecen criterios de comportamiento de los materiales y de la geometría más allá del rango elástico.

Así entonces, tomando como punto de partida el precepto antes mencionado, en el presente trabajo investigativo se profundiza el análisis y diseño estructural de una torre de telecomunicaciones considerando a priori un diseño convencional para a posterior realizar el chequeo de este dentro del rango inelástico del comportamiento.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA

“DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

La comunicación es fundamental en el crecimiento y desarrollo de un país pues permite generar beneficios innumerables a través de la utilización correcta de este recurso; lo cual se ve evidenciado en países dotados de economías influyentes en los que el sistema comunicacional refleja como parámetros principales; calidad, seguridad y eficiencia, esto gracias a la correcta ubicación de los equipos de transmisión en altura, longitud y latitud, parámetros que son logrados a través de estructuras diseñadas para estos fines como lo son; torres, torretas y monopolos.

El tipo de estructura que se implementará generalmente se define por la ubicación topográfica que tendría la radiobase, entonces por facilidades constructivas y de transporte se encuentra la eficiencia en las torres autosoportadas.

Una torre autosoportada se define como la constitución lógica y ordenada de elementos metálicos en forma de perfiles tipo C, UVE, L, entre otros, que unidos a través de pernería que cumple especificaciones técnicas internacionales forjan una

estructura liviana y flexible, características de toda estructura metálica, lo que permite vencer grandes alturas sin necesidad de utilizar elementos de gran peralte, dando así como resultado bajo costo en la implementación. El análisis diseño y construcción de estas estructuras implica que se involucren varios campos de la ingeniería, y entre los primordiales es el de la Ingeniería Civil, la cual se encarga del estudio de la estabilidad de la torre como todo un elemento en sí, actuado e influido por cargas de peso propio y externas.

El Ecuador tiene una amplia red de telecomunicaciones la cual sigue acrecentándose por la imperiosa necesidad de comunicación, y por ende la construcción, implementación y mejoramiento del campo comunicacional es latente en nuestra realidad; así como también lo es el saber que Ecuador se encuentra ubicado en el llamado “Cinturón de fuego del Pacífico” lo que unido a la diversidad de altitudes y por ende de velocidades de viento, convierten a nuestro país en una zona de peligro eólico y sísmico, y es necesario sumar a esto el efecto que a mayor altura del elemento resistente a cargas laterales, mayores serán las magnitudes de estas solicitaciones, entonces se vuelve imprescindible que el diseño una torre autosoportada (la cual vence grandes alturas), se realice considerando los más altos parámetros de seguridad.

Así el sitio donde se realizará el presente estudio reúne las características antes mencionadas, zona de alto peligro sísmico y eólico, debido a su ubicación en la región sierra centro del Ecuador.

En consideración a los puntos antes mencionados este trabajo investigativo se centrará en el diseño de una torre autosoportada considerando los chequeos de seguridad que la normativa establece, así como también su chequeo en el rango inelástico de respuesta, chequeo imprescindible y necesario en la optimización de diseño.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

La variedad topográfica del Ecuador y su ubicación dentro de la cuenca circunpaciífica, trae consigo efectos naturales con probabilidad de ocurrencia alta, como lo son sismos y vientos, los que influyen de manera directa en el comportamiento estructural de la torre y por ende en su óptimo desempeño dentro de los rangos de seguridad establecidos.

Las torres autoportadas son estructuras altas, delgadas, y flexibles que son afectadas por acciones laterales, como son las nombradas anteriormente (viento y sismo), y que al ser de naturaleza probabilística y variable generan aceleraciones en la estructura, induciendo en la misma fuerzas de inercia, por lo que se vuelve necesario conocer las características dinámicas, a través de la utilización de herramientas acorde a la actualidad y avance tecnológico. Entonces es imprescindible y necesario realizar un análisis a profundidad de todos los factores decisivos e incidentes en el diseño estructural de una torre autoportada y realizar su respectivo chequeo dentro del rango inelástico de respuesta, para generar a través de la presente investigación un documento técnico que sirva de base para la optimización en el diseño y análisis estructural de este tipo de estructuras de carácter esencial.

1.2.3 LA PROGNOSIS

Considerando que, los efectos que produce el viento y el sismo, en elementos de gran altura, que en casos especiales por su alta magnitud conllevarían a ciertas estructuras como lo son las torres autoportadas a un comportamiento inelástico, y la filosofía de diseño sismorresistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), establece que para el nivel de desempeño más crítico (nivel de colapso), se esperará incursiones en el rango inelástico, experimentando daño pero en ningún momento la estructura o edificación llegará al colapso; se concluye que en el caso de no desarrollarse el presente proyecto, la consideración de los efectos sísmicos y eólicos como fenómenos incidentes en el comportamiento inelástico

estructural no serían analizados a profundidad como factores definitorios de si la estructura se comporta elástica o inelásticamente frente a las solicitaciones externas, y, esto es importante conocer dado que estas estructuras pertenecen al tipo esenciales; las que deberían estar en su óptimo funcionamiento y operativas al 100%, para mantener la comunicación dentro de la zona afectada por el evento sísmico o de viento extremo.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo ejecutar el diseño de una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de altura, y posteriormente evaluar el comportamiento estructural de esta a través del procedimiento de análisis estático no lineal?

1.2.5 INTERROGANTES SUB PROBLEMAS

- ¿Tiene usted el grado de conocimiento necesario para la estimación y cuantificación de cargas laterales aplicadas a la estructura en el proceso de análisis y diseño de la torre autoportada?
- ¿Tiene conocimiento usted sobre que normativa se debe utilizar en el análisis y diseño de una torre autoportada?
- ¿Tiene conocimiento sobre cuál es el diseño más óptimo para una torre autoportada de 42m de altura que se encuentra influenciada por acciones sísmicas y eólicas?
- ¿Conoce usted los cambios que se deberían realizar en un diseño para lograr la optimización del diseño de una torre autoportada frente a las solicitaciones de sismo y viento en un evento catastrófico?
- ¿Tiene usted conocimiento de la influencia de un dimensionamiento óptimo de la estructura en la estabilidad estructural de la torre autoportada?

- ¿Conoce usted el procedimiento de análisis estático no lineal para la evaluación o análisis de una estructura?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN

1.2.6.1 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO

Campo: Ingeniería Civil

Área: Estructuras

Aspecto: Estructuras Metálicas, Torres Autosoportadas

1.2.6.2 DELIMITACIÓN DE ESPACIO

El presente estudio se realizará en la provincia de Tungurahua, Cantón Pelileo, sector Huambaló, considerando que este sitio se encuentra en una zona de alta influencia sísmica y eólica.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La presente investigación se llevará a cabo desde el mes de mayo del 2014 hasta mayo del 2015.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El hombre aparentemente ha dominado al medio en el que se desenvuelve, pero la naturaleza se escapa de este dominio y constantemente asesta golpes capaces de destruir el trabajo, avance y desarrollo de las sociedades. Estas amenazas naturales son de diferentes orígenes, sísmicos, hidrológicos, eólicos y de masas, los cuales afectan directa e indirectamente a estructuras de carácter esencial, las que deben permanecer funcionales antes durante y después de la ocurrencia de estos eventos. Las torres de telecomunicación son estructuras esenciales, pues cumplen funciones de trascendental importancia en el cotidiano vivir de la sociedad y más aún en

eventos de ocurrencia poco probables. Los eventos más comunes en nuestro país, son los sismos, que por la ubicación del Ecuador, hacen que se generen aceleraciones máximas del suelo del orden, 0.5g (NEC), generando en una estructura de clase torre autosoportada, movimientos multidireccionales impuestos a la cimentación y de este modo se transmiten a toda la estructura, la cual responderá de acuerdo a su rigidez y su masa, también es necesario sumar otro efecto como el producido debido a las acciones de viento, que al ser aplicadas sobre la estructura se transmiten a la cimentación, haciendo que se amplifiquen los esfuerzos que resiste la torre como un elemento en sí considerando los dos efectos antes nombrados a través de una combinación de cargas, las cuales pueden llegar a una magnitud tal que podrían llevar a la estructura a un funcionamiento fuera del rango elástico, en el cual ya habría que tomar en cuenta las propiedades no lineales del material.

Entonces al unir, la importancia de la comunicación en la sociedad, la necesidad de optimizar las estructuras a través de las diferentes herramientas tecnológicas, y la estricta aplicación de seguridad en las estructuras diseñadas que plantean los diferentes códigos de construcción, es menester profundizar en el procedimiento de análisis estático no lineal de una torre autosoportada, para determinar el comportamiento estructural de esta en su rango inelástico de respuesta, para que de este modo se pueda evaluar el diseño y su funcionamiento frente a la ocurrencia de eventos de carácter poco probables.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Ejecutar el diseño estructural de una torre autosoportada de telecomunicaciones de 42m de altura sometida a fuerzas laterales correspondiente a sismo y viento, y su evaluación en el rango inelástico de respuesta.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Ejecutar una investigación acerca del grado de conocimiento de cuantificación de cargas aplicadas en una torre autosoportada
- Determinar la aplicación de normativa aplicada por la muestra en estudio, para el proceso de análisis y diseño de una torre autosoportada.
- Determinar los procedimientos de análisis y diseño que son aplicados por la muestra a ser investigada.
- Evaluar y tabular los resultados que se obtengan del instrumento de investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Se han revisado diferentes fuentes de consulta a través de revisión de libros, búsqueda en repositorios de tesis, tanto digitales como físicas, y navegando en la red, por lo que a continuación se muestran algunos trabajos investigativos que servirán de base para desarrollar el presente estudio de investigación.

En la tesis de los autores: Ramiro Andrade, Diego Guamán, Miguel Carapaz, estudiantes de la Universidad Técnica del Norte, con el tema: "**Diseño y construcción de una torre de comunicación**", para la obtención del título de Ingeniero en Mecatrónica, se sugiere en la misma que:

“Las estructuras utilizadas en la telecomunicación sirven para la transmisión de energía eléctrica, así como para a transmisión de señales...Existen diversos elementos que estas estructuras deben soportar, como antenas de transmisión y equipos para telecomunicaciones, entre otros...La mayoría de estas estructuras son ligeras, por lo que en su diseño influyen mucho los esfuerzos que genera el viento...Las torres están diseñadas para recibir cargas en toda su estructura. Para este tipo de trabajos tenemos que tener en cuenta muchos factores, la altura, la cantidad de parábolas que se desean instalar, la ubicación, ya sea la región, el factor topográfico y el tipo de terreno...Una base de buena calidad es esencial para una torre segura y de soporte de larga duración.” (Andrade, et al. 2011)

En la tesis del autor: Oscar García Segura, en el año (2001) estudiante de la Universidad Autónoma de México con el tema: "**Análisis y diseño de una torre autoportada de comunicación**", para la obtención del título de Ingeniero Civil, se describe lo siguiente:

“Las torres autoportadas son aquellas que como su nombre lo menciona, se soportan así mismas. Estas estructuras tienden a ser anchas en su parte inferior, pueden ser de sección variable, siendo su configuración geométrica delgadas en su parte superior o bien de sección recta...Las antenas por su geometría, sufren un empuje debido al viento, siendo la antena sólida o de plato (antena parabólica), la que por su forma provoca mayores efectos sobre la torre...Es importante mencionar que la torre puede estar sometida a grandes cambios de temperatura o cargas adicionales como granizo y nieve, esto dependerá principalmente de la ubicación de la estructura...Para determinar las acciones ejercidas por el viento, es necesario definir qué tipo de análisis se requiere; este análisis puede ser estático o dinámico, dependiendo principalmente de la rigidez y geometría de la estructura, además de las características topográficas, regionales y locales del sitio...Debido principalmente a la altura de la torre, se puede concluir que los efectos provocados por el viento, son en gran medida mayores que los efectos provocados por sismo...En la realización de proyectos como este, resulta indispensable el empleo de computadoras y programas, estas herramientas son sin duda alguna de gran ayuda ya que de no utilizarlas, la realización de proyectos sería mucho más prolongada.” (García, 2001)

En la tesis del autor: Jonás Antonio Dobías Nuila, en el año (2004), estudiante de la Universidad de San Carlos de Guatemala, con el tema: "**Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular**", para la obtención del título de Ingeniero Civil, se describe:

“El análisis estructural de la torre depende de muchos factores, entre ellos, la localización de esta para establecer la velocidad del viento de la región así como las dimensiones de la estructura y los elementos que la conforman, también deben

establecerse las propiedades físicas del equipo y antenas a soportar...Las torres de telefonía celular, por ser una estructura ligera y flexible con uniones articuladas, tienen elementos que trabajan únicamente y soportan cargas axiales a tensión y compresión, esta última es la crítica...La estructura de la torre se encuentra sujeta a su cimentación mediante pernos de alta resistencia. Dichos pernos deben ser de una longitud requerida para que la fuerza de adherencia entre estos y el concreto sea suficiente para soportar los esfuerzos de tensión y compresión transmitidos por la torre a la cimentación...También llamadas en cantiliver, ya que actúan como un voladizo, soportándose por sí mismas, es decir, no necesitan de elementos externos para alcanzar el equilibrio, como en el caso de las arriostradas o las de alta tensión...Las torres autoportadas son las más rígidas...Las torres de telefonía celular, así como cualquier tipo de estructura, están sujetas básicamente a dos tipos de cargas: cargas gravitacionales y cargas laterales...Las cargas laterales actuantes en una torre como en cualquier estructura son dos: la carga debido a la presión ocasionada por la velocidad del viento y la carga debido a sismos...El viento es aire en movimiento. El aire tiene masa, (densidad o peso) y se mueve en una dirección y con una velocidad particular, por lo tanto posee energía cinética...La condición de viento que más interesa para el diseño de estructuras es, principalmente, la de una tormenta de viento, específicamente vientos con alta velocidad al nivel de la superficie del suelo. Estos vientos se asocian por lo general con tornados o huracanes...Los sismos fuertes ocurren, con mayor frecuencia, en regiones particulares de la superficie terrestre que se conocen como zonas de probabilidad alta...Durante un sismo el suelo se mueve en todas direcciones. Los efectos que producen más daños en estructuras son, en general, los movimientos paralelos a superficie del suelo, es decir horizontalmente, debido a que las estructuras se diseñan, rutinariamente, para resistir cargas verticales de gravedad...La eficacia energética está determinada por la elasticidad de la estructura y por varios factores, como la rigidez de los apoyos...Para el diseño de una torre de estructura de acero, que es una estructura esbelta, con uniones articuladas, flexible y ligera, entre la carga lateral de viento y la de sismo existe una relación de 4 a 1 aproximadamente...Las torres autoportadas de sección triangular poseen el área superficial necesaria para la ubicación de equipos, ocupan un área relativamente

reducida para la ubicación de la misma y la materia prima requerida para su fabricación es menor que la utilizada para una torre de sección cuadrada o un monopolo, lo que hace una diferencia económica. Por estas razones, las torres autoportadas de sección triangular son las de mayor demanda para uso en la telefonía celular... Todo el análisis y diseño de la estructura de la torre y de los elementos que la conforman puede realizarse de acuerdo a especificaciones ASTM, AISC y TIA/EIA-222-F... El diseño de todo elemento, debe realizarse independientemente para soportar cargas axiales a tensión y compresión, este último es el crítico... Para el análisis y diseño estructural de una torre para telefonía celular, el diseñador debe apoyarse en el uso de un programa de computadoras para cálculo estructural.” (Dobias, 2004)

En la tesis del autor: Carlos Alberto Faz Barahona, estudiante de la Escuela Politécnica Nacional, con el tema: "**Diseño de una torre triangular autoportada para antena de comunicación**", para la obtención del título de Ingeniero Mecánico, se describe:

“Las estructuras autoportadas se instalan fundamentalmente cuando las limitaciones de terreno son importantes y las dimensiones de las antenas así lo obligan; las torres de base triangular son una de las varias alternativas al creciente mercado de telecomunicación de nuestro país... Estas torres se construyen sobre terrenos, en áreas urbanas o cerros, y deberán de contar con una cimentación adecuada para poder resistir, las fuerzas a las que están sometidas. La geometría de estas torres depende de la altura, la ubicación y del fabricante de la torre... Las estructuras metálicas deben cumplir con algunos requisitos previos, con los cuales se asegura el desempeño y durabilidad de la misma... La configuración es un factor importante en el diseño de la torre autoportada, debido a que de esta dependen las cargas que soportarán cada uno de los miembros estructurales así pues la disposición de los mismos incrementa o reduce el peso en la estructura... Se considera primordialmente la acción de viento sobre las áreas más amplias y expuestas que son las antenas, además se tomara en cuenta las fuerzas producidas por la incidencia sobre los perfiles de las torres... Las estructuras distintas a las de

edificación, incluyendo las estructuras autoportadas que no son edificios, los cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, como son torres de transmisión, deben cumplir con ciertos requerimientos mínimos del Código Ecuatoriano de la Construcción...Para el diseño de la estructura de la torre autoportada se ha empleado el programa SAP2000'. Con lo cual se realizara una simulación adecuada del modelo a diseñar y posterior fabricación...Al realizar un análisis iterativo de la torre, en el programa SAP2000, por la complejidad de la estructura y la cantidad de elementos que está constituida, se está garantizando la obtención de los mejores resultados para el diseño y posterior construcción...Es importante la utilización de las normas para la comprobación, debido que en la actualidad existen una gran variedad de programas informáticos que facilitan el diseño de estructuras metálicas como SAP2000 entre otros, que trabajan con diferentes normas internacionales..." (Faz, 2010)

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El proceso investigativo que se desarrollará en el presente trabajo, estará basado en el criterio del paradigma Critico-Propositivo que ofrece alternativas flexibles en relación al análisis y diseño, el mismo que a través de la visión de la realidad permite viabilizar al problema planteado, puesto que es posible hallar una amplia gama de soluciones para el diseño estructural de una torre de telecomunicación autoportada de 42 m de altura bajo la acción de cargas laterales como lo son sísmicas y eólicas; este planteamiento permite que el trabajo investigativo se desarrolle en forma y brinde optimas soluciones que permitan diferenciar los aspectos más influyentes del problema

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

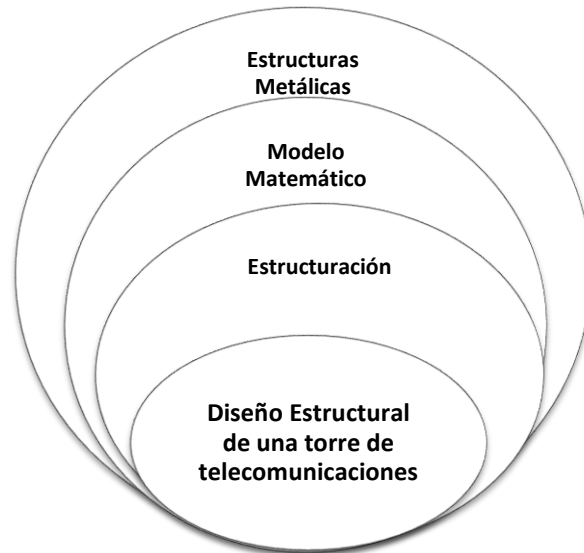
La presente investigación se referencia al marco legal vigente considerando las normas, códigos y leyes que se expone:

- **ACI 318-11**, American Concrete Institute, establece los requisitos de reglamento para concreto estructural.
- **ANSI/AISC 360-10**, American National Standards Institute/ American Institute of Steel Construction, establece las especificaciones para construcciones en acero estructural.
- **ANSI/AISC 341-10**, American National Standards Institute/ American Institute of Steel Construction, incluye en su contenido las provisiones sísmicas para construcciones estructurales de acero.
- **ASCE/SEI 7-10**, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, establece las cargas de diseño mínimos para la construcción y otras estructuras.
- **NEC-15**, Norma Ecuatoriana de la Construcción (vigente desde Enero del 2015), que contiene los requisitos generales de diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismorresistente.
- **RTE INEN 037**, Reglamento Técnico Ecuatoriano, que incluye el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero.
- **TIA/EIA-222-F**, Telecommunications Industry Association/Electronic Industries Alliance, incluye en su contenido las normas estructurales para torres y estructuras de acero para antenas.

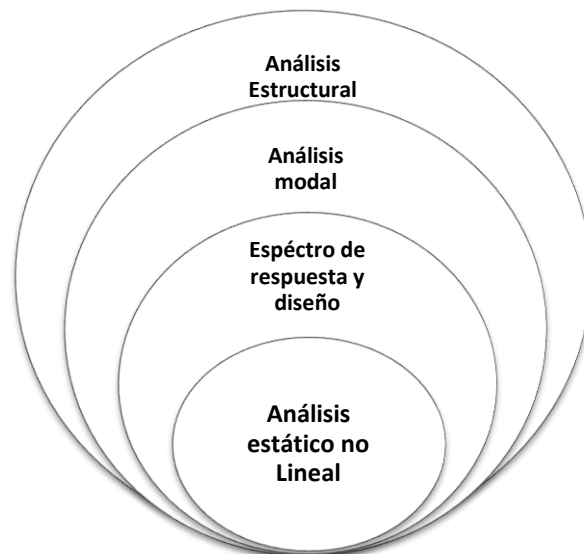
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRA-ORDINACIÓN DE VARIABLES

2.4.1.1 VARIABLE INDEPENDIENTE



2.4.1.2 VARIABLE DEPENDIENTE



2.4.2 DEFINICIONES VARIABLE INDEPENDIENTE

Considerando como premisa que las estructuras son parte constituyente de la Ingeniería Civil y esta se define como la disciplina de la ingeniería profesional que emplea conocimientos de cálculo, diseño y construcción de obras civiles en general, entonces se detalla y define a una estructura como la entidad física de carácter unitario, concebida como una organización de cuerpos dispuestos en el espacio de modo que el concepto del todo domina la relación entre las partes. Según esta definición se observa que una estructura es un ensamblaje de elementos que mantiene su forma y su unidad antes de las deformaciones así como también frente a las solicitaciones de cargas externas. (Estructuras EIA, s.f.)

La función trascendental de cualquier estructura es resistir la solicitación de cargas a lo largo de su vida útil, entonces las solicitaciones pueden ser de diferentes orígenes.

2.4.2.1 ACCIONES Y SUS EFECTOS SOBRE LAS ESTRUCTURAS.

Atendiendo los conceptos de seguridad estructural y a los criterios de diseño, la clasificación más racional de las acciones se hace en base a la variación de su intensidad con el tiempo. (Hernández, 2014), se distinguen así los siguientes tipos de acciones:

2.4.2.1.1 ACCIONES PERMANENTES

Son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Pertenecen a este grupo las siguientes:

2.4.2.1.2 CARGAS MUERTAS

Debidas al propio peso de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción. Así se pueden considerar las siguientes:

- Empujes estáticos de líquidos y tierras
- Fuerzas debidas a deformaciones y desplazamientos producto del esfuerzo de efecto del pre-esfuerzo y a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos

2.4.2.1.3 ACCIONES VARIABLES

Son aquellas que inciden sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores importantes durante lapsos prolongados. Se consideran las siguientes:

- Cargas vivas asociadas al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente.
- Cambios de temperaturas y/o volumétricos

2.4.2.1.4 ACCIONES ACCIDENTALES

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que puede tomar valores significativos solo durante un corto tiempo, en toda la vida útil de la estructura. Se consideran las siguientes: sismos, vientos, oleajes y explosiones. Para evaluar el efecto de las acciones sobre la estructura se requiere modelar dichas acciones como fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas. Si la acción es de carácter dinámico se puede proponer un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica.

A) EL VIENTO

El origen del viento, considerado a escala planetaria, tiene su origen en las diferencias de presión creadas por la no homogeneidad del calentamiento debido a la radiación solar. Por ejemplo, la cantidad de radiación solar absorbida en la superficie terrestre es mayor en el Ecuador que en los polos. Adicionalmente, el movimiento de traslación del planeta da lugar a variaciones estacionales en la

distribución de radiación. Las variaciones espaciales en la transferencia de calor a la atmósfera crean variaciones en el campo de presión que fuerzan al aire a moverse desde las altas hacia las bajas presiones. Normalmente, la fuerza del gradiente de presión vertical se cancela con la fuerza gravitatoria. Es por ello que el viento sopla predominantemente en el plano horizontal, respondiendo a los gradientes horizontales de presión.

Una vez que el movimiento se ha iniciado, aparecen otras fuerzas que condicionan la circulación atmosférica a escala planetaria. La primera de ellas es la fuerza de Coriolis, que aparece por el hecho de pertenecer a un sistema manifiestamente no inercial como es la Tierra en rotación sobre su eje. Suponiendo que se tiene un cuerpo que siguiera una trayectoria rectilínea de norte a sur sin contacto con la superficie de la Tierra, visto desde el espacio, el cuerpo efectivamente sigue una trayectoria rectilínea y es la Tierra la que se desplaza debajo de él. Para un observador situado en reposo sobre la superficie, el cuerpo que se desplaza sobre su cabeza aparentará desplazarse hacia la derecha en el hemisferio norte y hacia la izquierda en el hemisferio sur. Esta fuerza ficticia que explica este movimiento en el sistema no inercial es la que se llama de Coriolis. El equilibrio entre las fuerzas b́arica (o del gradiente de presión) y la fuerza de Coriolis, genera una circulación idealizada a la que se denomina viento geostrófico. Es una buena aproximación al viento real en niveles altos de la atmósfera; el viento geostrófico es paralelo a las isóbaras, o superficies de igual presión. El viento geostrófico es una idealización, dado que la presencia de zonas de altas y bajas presiones hacen que las isobaras no sean rectas sino curvas. Esto impone una nueva fuerza que actúa sobre el viento, a fuerza centrífuga. El equilibrio de las fuerzas b́arica, de Coriolis y la centrífuga, resulta en una circulación conocida como viento del gradiente, este viento es también paralelo a las isóbaras. Por último, el rozamiento de la superficie terrestre ejerce también una fuerza sobre el viento que distorsiona su movimiento a escala global, frenándolo en diferente medida según las características del suelo, y cuya tendencia es a desviarlo hacia las regiones de baja presión. (Ministerio de Electricidad y Energía Renovable, 2013)

B) SISMOS

Llamado también terremoto (del latín: terra «tierra» y motus «movimiento»), o conocido como seísmo o sismo (del griego σεισμός: «temblor» o «temblor de tierra») es un fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producido por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Los más comunes se producen por la ruptura de fallas geológicas, también pueden ocurrir por otras causas como, por ejemplo, fricción en el borde de placas tectónicas, procesos volcánicos o incluso ser producidos por el hombre al realizar pruebas de detonaciones nucleares subterráneas. El punto de origen de un terremoto se denomina hipocentro. El epicentro es el punto de la superficie terrestre directamente sobre el hipocentro. Dependiendo de su intensidad y origen, un terremoto puede causar desplazamientos de la corteza terrestre, corrimientos de tierras, tsunamis o actividad volcánica. Para la medición de la energía liberada por un terremoto (magnitud) se emplean diversas escalas entre las que la escala de Richter es la más conocida y utilizada en los medios de comunicación. (Wikipedia, 2014)

2.4.2.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS

Las tipologías de estructuras (Wikipedia, 2013), se pueden dividir atendiendo a diferentes aspectos:

- Materiales: acero, hormigón, madera, mixtas.
- Isostáticas, hiperestáticas, hipostáticas.
- Espaciales o planas
- Uso industrial o residencial: arquitectónico, monumental, artístico.

2.4.2.3 ESTRUCTURAS METÁLICAS

Es un sistema constructivo que a través de la configuración lógica y ordenada de elementos metálicos en formas de barras, varillas, perfiles, entre otros, son unidos a través de pernería, soldadura o remaches, lo que permite forjar un sistema

estructural resistente a cargas de origen externo como de peso propio. En este tipo de estructuras se evidencia características de ductilidad, alta resistencia y peso relativamente ligero, esto a efecto de las propiedades de los materiales constitutivos (acero, aluminio entre otros). Las estructuras metálicas de acero son las más difundidas y utilizadas.

2.4.2.3.1 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo cual asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. (Scribd Inc., 2012)

2.4.2.3.2 CLASIFICACIÓN DEL ACERO

Los aceros estructurales generalmente se agrupan en varias clasificaciones principales de la ASTM: los aceros al carbono A36, A53, A500, A501 y A529; los aceros de baja aleación y de alta resistencia A572, A618, A913 y A992, y los aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión A242, A588 y A847. (McCormac & Csnernak, 2012)

2.4.2.3.3 ACERO ESTRUCTURAL A-36

Es el acero comúnmente usado para estructuras debido a sus propiedades en fluencia y elasticidad, este es un acero estructural al carbono que es utilizado en la construcción de puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas, conexiones eléctricas y señalización, en las tablas que se muestran a continuación se detallan en la Tabla 1 las propiedades químicas y en la Tabla 2 y 3 las propiedades mecánicas del acero A36.

Tabla 1.-Propiedades del acero estructural,

PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL*	
Peso Especifico	7850 Kg/m ³
Módulo de elasticidad longitudinal (Modulo de Young)	2038901,9 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad transversal (Modulo de corte)	$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0,3$ (en rango elástico) $\mu = 0,5$ (en rango plástico)
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
* Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos, Las propiedades mostradas, sin embargo son comunes a todos los aceros	

Tabla 2.-ASTM A36, Requisitos de composición química según los productos,
[Fratelli, 2003]

ELEMENTOS	Perfiles	Barras	
	<i>Todos</i>	<i>Hasta 19mm</i>	<i>Sobre 19mm hasta 38mm</i>
% C, máx.	0,26	0,26	0,27
% Mn	-	-	0,60 a 0,90
% P, máx.	0,04	0,04	0,04
% S, máx.	0,05	0,05	0,05
% Si	-	-	.
% Cu, máx.	0,20	0,20	0,20

Tabla 3.- Propiedades mecánicas del acero A36, [Fratelli, 2003]

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO A36	
Límite de fluencia mínimo	$f_y \geq 2531,057 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia tracción mínimo	$f_{u_{min}} \geq 4078,86 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia tracción máximo	$f_{u_{max}} \geq 5608,44 \text{ kg/cm}^2$

2.4.2.3.4 PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE:

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos que presentan grandes momentos de inercia en relación a sus áreas. (McCormac, 2012). Los perfiles I, T, y C que son de uso tan común, se sitúan en esta clase (Figura 1).

Los perfiles laminados en caliente se forman moldeando repetidamente acero caliente semi-plástico a través de rodillos que le dan forma al elemento lineal con una sección transversal constante. Se pueden moldear formas de ángulos iguales y simples como varillas y ejes. Las características técnicas de los perfiles laminados en caliente facilitan la solución de las conexiones y uniformidad estructural, por no presentar soldaduras o costuras e inclusive un bajo nivel de tensiones residuales localizadas. (Scribd Inc., 2012)

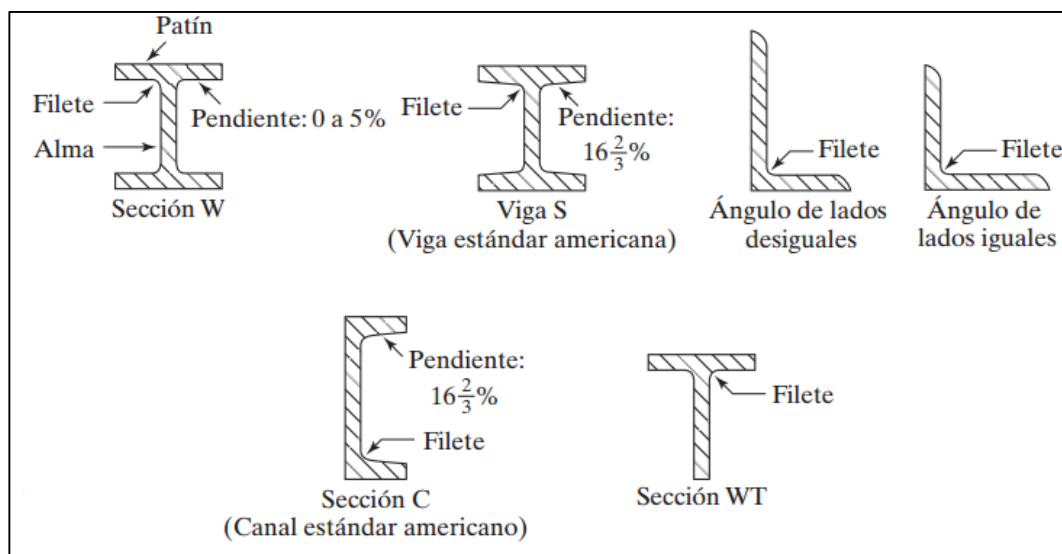


Figura 1.-Tipos de perfiles estructurales de uso común, (McCormac, 2012)

En el mercado también existen perfiles especiales, tales como lo son los de tipo UVE, a continuación en la Figura 2 que se muestra, se detalla esquemáticamente su forma:

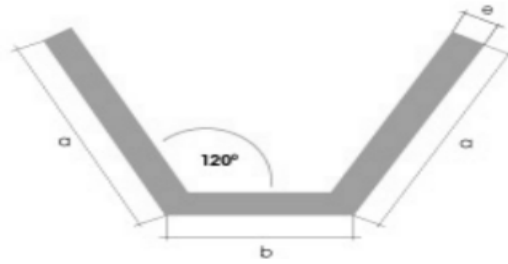


Figura 2.- Perfil tipo UVE

2.4.2.3.5 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Estas estructuras cumplen con los mismos condicionantes que las estructuras de hormigón, es decir, esta tipología de estructuras debe estar diseñada para resistir acciones verticales y horizontales.

En el caso de estructuras de nudos rígidos (situación no muy frecuente), las soluciones generales a fin de resistir las cargas horizontales serán las mismas que para Estructuras de Hormigón Armado, pero si se trata de estructuras articuladas el cual es un caso normal en estructuras metálicas es necesario rigidizar la estructura a través de triangulaciones.

2.4.2.3.6 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las estructuras metálicas pueden dividirse en dos grupos principales. a) Estructuras de cascarón hecho principalmente de placas o láminas, como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, etc. b) Estructuras reticuladas, las cuales se caracterizan por estar constituidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos y pórticos tridimensionales. (Faz, 2010)

A) ESTRUCTURAS ARTICULADAS Y RETICULADAS.

Cervera, (2004), define a una estructura articulada como la estructura formada por piezas prismáticas, unidas entre sí mediante articulaciones. Dado que los enlaces articulados no permiten transmisión de momento flector de una pieza a otra, es fácil deducir que una pieza articulada trabaja sometida a esfuerzos axiales, ya que la única flexión a la que puede estar sometida es la debida a las cargas transversales que actúan sobre ella. La resolución de este tipo de estructura implica la determinación de esfuerzos axiales que actúan sobre ella, en la Figura 3a se muestra un ejemplo de este tipo de estructura.

El mismo autor define a la estructura reticulada como aquella formada por piezas prismáticas unidas entre sí mediante uniones rígidas. Puesto que los nudos rígidos si transmiten los momentos de una barra a otra, las piezas de las barras reticuladas trabajan fundamentalmente a flexión y, en su caso, también a torsión. Resolver una estructura reticulada implica, aplicar las leyes de los momentos flectores, cortantes, esfuerzos axiales y momentos torsores que actúan sobre las diferentes barras, en la Figura 3b se indica el tipo de estructura reticulada.

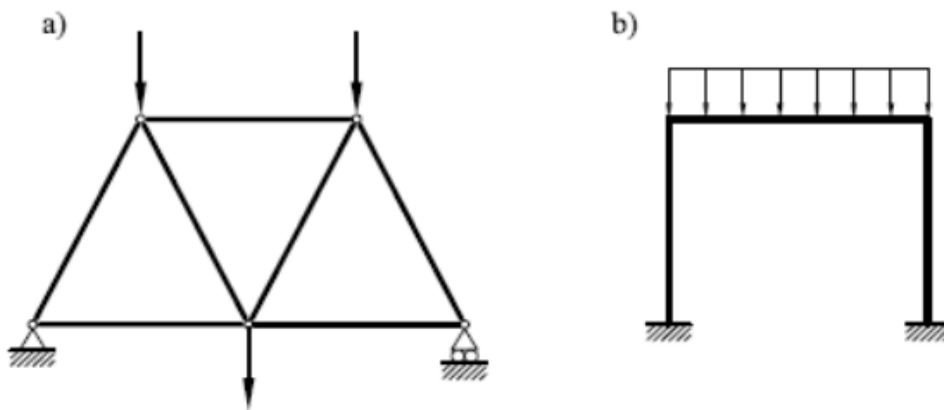


Figura 3.-Tipos de estructuras a) articulada, b) reticulada

B) ARMADURAS PLANAS

Una armadura plana se define como una configuración ordenada y lógica de miembros unidos por sus extremos de manera que conforman como elemento principal el triángulo, por la naturaleza de indeformabilidad del triángulo hace que este tipo de estructura sea un entramado de miembros que presenta alta flexibilidad y resistencia frente a solicitaciones externas y de peso propio, los puentes, los soportes de techo, las grúas y otras estructuras semejantes son ejemplos de armaduras planas.

C) ARMADURAS ESPACIALES

Es la contrapartida tridimensional de la estructura plana. Las armaduras espaciales idealizadas constan de barras rígidas conectadas por sus extremos mediante articulaciones rótula, este tipo de armaduras requiere seis barras unidas por sus extremos, mismas que constituyen las aristas de un tetraedro, para formar una unidad fundamentalmente indeformable. (Faz, 2010)

2.4.2.3.7 LAS CONEXIONES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las conexiones de las estructuras metálicas suelen efectuarse mediante soldaduras y/o tornillos, de manera general en las estructuras metálicas las conexiones son laboriosas tanto en diseño como en la construcción, por lo que se debe buscar su simplicidad y eficiencia. Tradicionalmente se han usado las conexiones atornilladas y soldadas para unir miembros estructurales de acero. (Escalante, 2003)

2.4.2.3.8 CONEXIONES SOLDADAS, SOLDABILIDAD

Es la propiedad de permitir la ejecución y perfecto funcionamiento de una unión mediante soldadura, bajo determinadas condiciones, sin que se afecten las propiedades mecánicas del acero. La soldabilidad varía considerablemente para los diferentes tipos de aceros, y según el proceso de soldadura que se ejecute. Una

aproximación para determinar el grado de soldabilidad de un acero es el criterio de carbono equivalente en relación a las aleaciones que contiene. (Fratelli, 2003), entre las fórmulas de carbono equivalente (CE) se tiene:

$$CE = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

$$CE = C + \frac{Mo}{4} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mn}{8} + \frac{Cu}{13} + \frac{Ni}{15}$$

$$CE = C + \frac{Mn}{4} + \frac{Si}{4}$$

$$CE = C + \frac{Mn}{6}$$

De los resultados obtenidos, se deduce el grado de soldabilidad, que se define en la Tabla 4:

Tabla 4.- Grado de soldabilidad, [Fratelli, 2003]

CE	Soldabilidad
CE < 0,4	Excelente
0,41 < CE < 0,45	Buena
0,46 < CE < 0,52	Regular
CE > 0,52	Pobre

2.4.2.3.9 CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES SOLDADAS

Las soldaduras usadas en la construcción de estructuras pueden ser clasificadas en función del proceso de soldadura: soldadura de fusión, soldadura de resistencia.

A) SOLDADURA DE FUSIÓN

También llamada de arco, es un grupo de procesos donde los extremos de los miembros (metal base) son unidos mediante la aplicación de un metal aportado durante el proceso (electrodo) a gran temperatura (en estado de fusión), sin la

aplicación de presión o golpes. La unión soldada consistirá en la aleación de los metales base y de aportación. Las soldaduras de fusión se usan comúnmente durante el montaje de la estructura para conectar a los perfiles estructurales. (Escalante, 2003). Los tipos principales de soldadura de fusión se muestran esquemáticamente en la Figura 4:

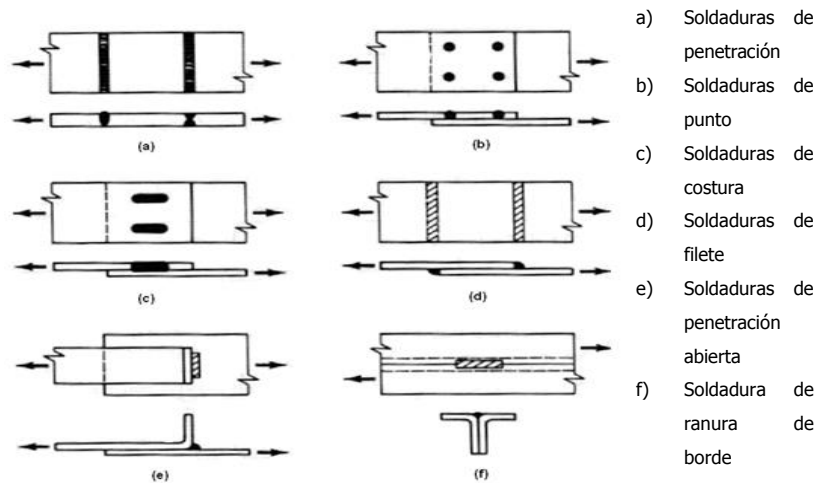


Figura 4.-Tipos de soldadura

B) SOLDADURA DE RESISTENCIA

Es un grupo de procesos donde la unión soldada se produce mediante el calor generado a partir de la resistencia al paso de la corriente eléctrica de los metales a unirse, sujetos bajo presión mediante electrodos sólidos. En este caso los electrodos no se funden en el proceso. (Escalante, 2003)

2.4.2.3.10 CONEXIONES ATORNILLADAS

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que es relativamente rápido y requiere mano de obra “menos especializada” que cuando se trabaja con soldadura o remaches.

Escalante (2003), establece que los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los

tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos A307 se fabrican en dos grados A y B, son fabricados en acero de bajo carbono con una resistencia mínima a la tensión de 60ksi y una resistencia máxima a la tensión de 100ksi para los tornillos de grado B. Se usan para estructuras sometidas a cargas gravitacionales y no son adecuados para cargas vibratorias o de impacto.

Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente aleado, su resistencia a la tensión es de más del doble de los tornillos ordinarios. La resistencia mínima a tensión en los tornillos A325 es de 105 a 120ksi y para los tornillos A490 es de 150ksi. Se usan para cualquier tipo de estructuras. Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que alcanzan esfuerzos de tensión muy altos, de manera que las partes conectadas queden afianzadas entre la cabeza del tornillo y la tuerca de apriete, lo que permite que las fuerzas se transfieran por fricción. (Escalante, 2003), en la Tabla 5 se muestran los valores de torque para los dos tipos de tornillos.

Tabla 5.- Torque usado para instalar tornillos

Diámetro del Tornillo		Tornillo A307 Torque (kg-cm)	Tornillo A325 Torque (kg-cm)
plg.	mm.		
<i>0.250</i>	<i>6.350</i>	<i>70</i>	<i>155</i>
<i>0.375</i>	<i>9.525</i>	<i>195</i>	<i>520</i>
<i>0.500</i>	<i>12.700</i>	<i>555</i>	<i>1315</i>
<i>0.625</i>	<i>15.875</i>	<i>695</i>	<i>2630</i>
<i>0.750</i>	<i>15.050</i>	<i>1525</i>	<i>4635</i>
<i>1.000</i>	<i>25.400</i>	<i>3460</i>	<i>10380</i>

A) TIPOS DE FALLAS EN CONEXIONES ATORNILLADAS

Escalante (2003), define a los tipos de falla para conexiones atornilladas de la siguiente manera, véase Figura 5:

- a) Tipo I: Corte longitudinal de la lámina a través de dos líneas paralelas
- b) Tipo II: Aplastamiento o acumulación de material enfrente del tornillo
- c) Tipo III: Desgarre de la lámina en la sección neta
- d) Tipo IV: Corte del tornillo

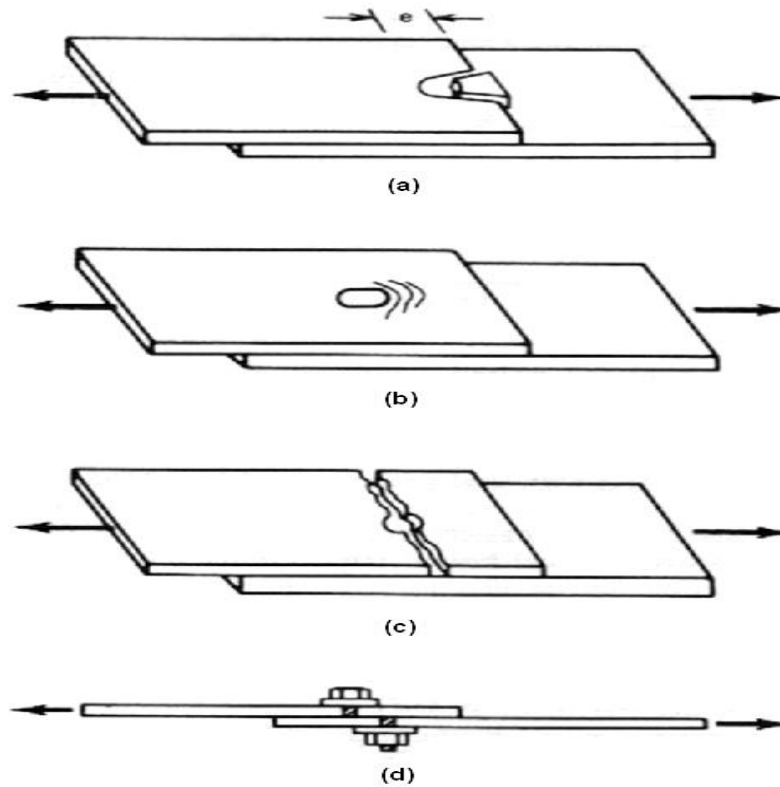


Figura 5.-Tipos de fallas en conexiones atornilladas

B) MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

En la Figura 6 se muestran los mecanismos de transferencia de carga que pueden desarrollarse físicamente a través de tornillos.

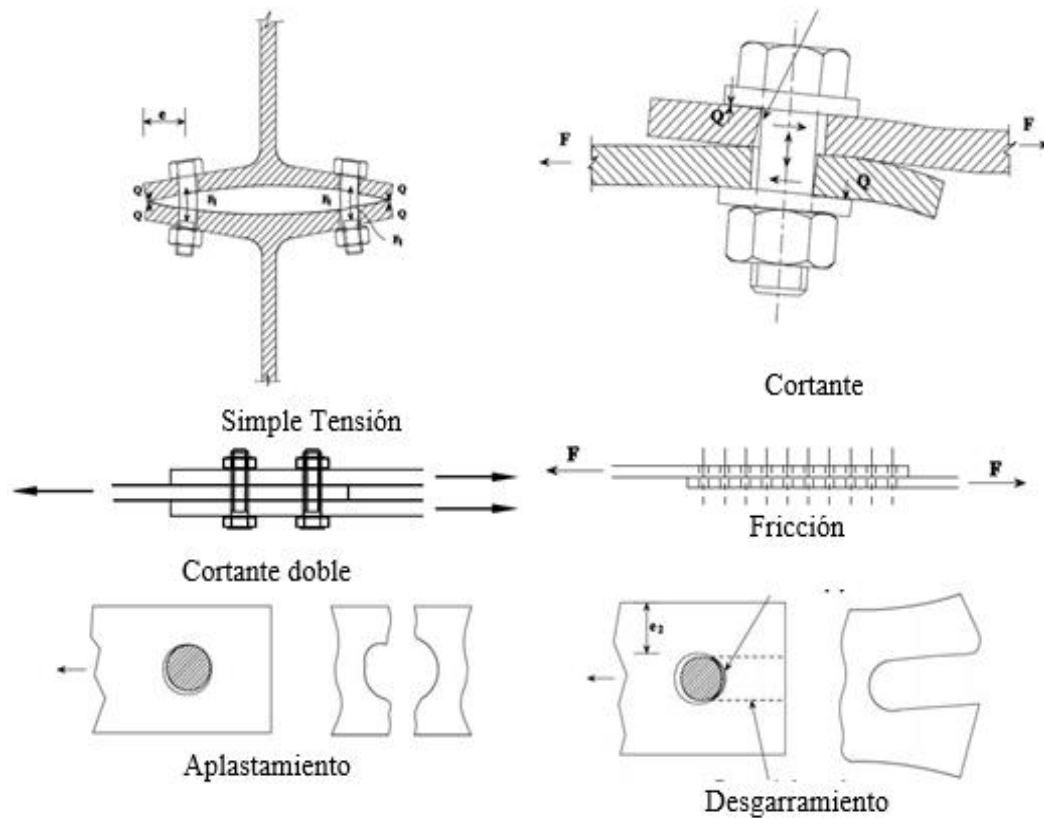


Figura 6.- Mecanismos de transferencia de cargas en conexiones atornilladas

La resistencia de un tornillo en tensión o cortante puede limitar la carga que puede transmitirse. La resistencia de la conexión atornillada también puede ser función del aplastamiento del tornillo a los miembros a unir. Los tornillos pueden y en ocasiones se pretensionan, por tanto, crean una carga de fricción entre las superficies de los elementos conectados. (Azcapotzalco, 2014)

2.4.2.4 MODELO MATEMÁTICO

Es uno de los tipos de modelos científicos que emplea algún tipo de formalismo matemático para expresar relaciones, proposiciones sustantivas de hechos, variables, parámetros, entidades y relaciones entre variables y/o entidades u operaciones, para estudiar comportamientos de sistemas complejos ante situaciones difíciles de observar en la realidad. El término modelización matemática es utilizado también en diseño gráfico cuando se habla de modelos geométricos de los objetos en dos dimensiones (2D) o tres dimensiones (3D). El significado de modelo matemático en filosofía de las matemáticas y fundamentos de las matemáticas es, sin embargo, algo diferente. En concreto en esas áreas se trabajan con "modelos formales". Un modelo formal para una cierta teoría matemática es un conjunto de relaciones unarias, binarias y trinarias, que satisface las proposiciones derivadas del conjunto de axiomas de la teoría. La rama de la matemática que se encarga de estudiar sistemáticamente las propiedades de los modelos es la teoría de modelos. (Wikipedia, 2014)

2.4.2.5 ESTRUCTURACIÓN

Considerando que por estructuración se entiende a la configuración, lógica y ordenada de varios elementos que constituirán un solo conjunto, para cumplir funciones y características determinadas. La estructuración que comúnmente se utiliza para la instalación de antenas son las torres de celosía, las que pueden estar arriostradas (atirantadas) y ser autosoportadas, sin embargo, también se utilizan monopolos (estructura tubular de acero que vence grandes alturas). En la Figura 7 se indica esquemáticamente los diferentes tipos de estructuración de torres, utilizadas para la instalación de las antenas de los sistemas de comunicación, de izquierda a derecha se muestra una torre de celosía arriostrada, un monopolo y una torre de celosía autosoportada. (Rangel, 2009)

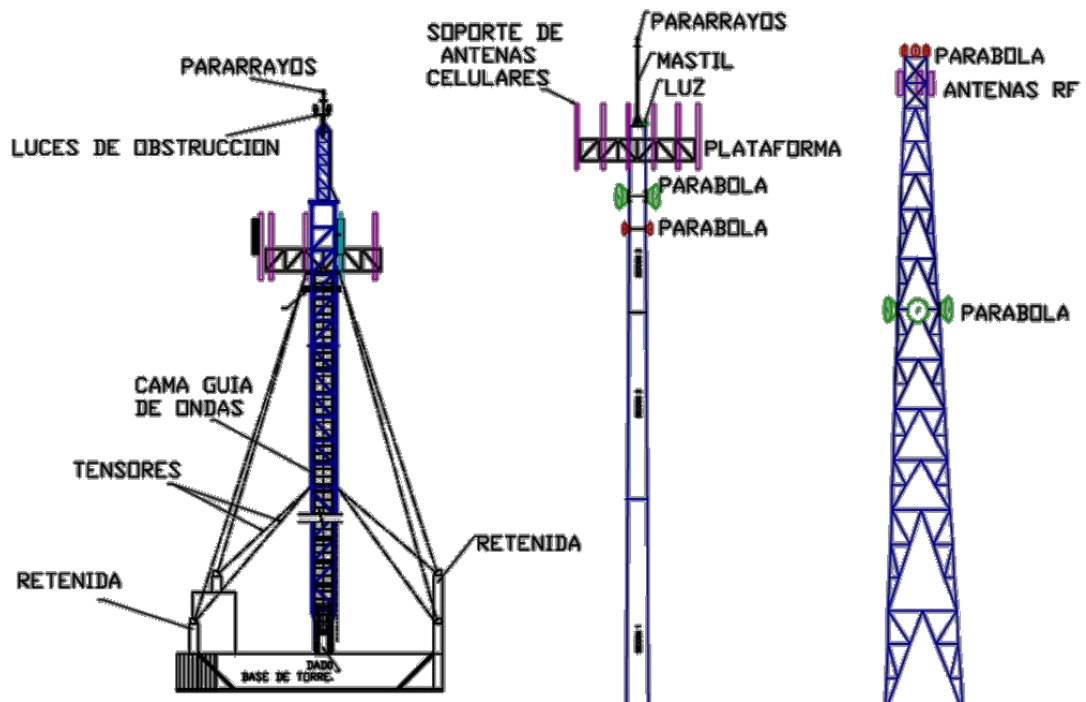


Figura 7.- Tipos de torres para sistemas de comunicación

Las torres de celosía arriostradas o atirantadas están apoyadas en forma articulada en un solo punto; son torres con una relación altura-ancho (h/w) relativamente alta, requieren de tensores para mantener su estabilidad, los tensores (cables) están ancladas en bloques de concreto.

Los monopolos están estructurados con perfiles tubulares y se instalan regularmente en lugares en donde se requiere conservar la estética. De los tres tipos de estructuras antes definidas, los monopolos son los que ocupan menos espacio. En ocasiones los monopolos se pintan o camuflan para armonizar con la zona en donde han sido instalados

Las torres de celosía autoportadas distribuyen su carga en 3 o 4 piernas, no requieren de elementos adicionales para mantenerse estables, y son el tipo de estructuras más utilizadas para la instalación de las antenas en los sistemas de comunicación.

2.4.2.5.1 TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS

Las torres de celosías autosoportadas se instalan fundamentalmente cuando existe limitado espacio para la implementación y/o cuando la cantidad de antenas a instalarse es tal que se hace necesario su colocación en este tipo de torres. Las torres de celosías autosoportadas están formadas por los siguientes elementos: (Rangel, 2009).

A) ESTRUCTURA PRINCIPAL

La estructura principal está conformada por las piernas, las cuerdas horizontales y diagonales principales; en algunos casos también existen elementos secundarios como horizontales y diagonales.

B) ESCALERA DE ACCESO Y DESCENSO

Este elemento está conformado por perfiles tipo L, unido por peldaños a una separación determinada, y tiene como finalidad permitir el fácil acceso a la plataforma de trabajo, y antenas instaladas, para realizar trabajos de instalación, reparación, implementación, etc.

C) KIT DE SEGURIDAD O LÍNEA DE VIDA

Consiste en un cable de acero tipo retenido con herraje superior e inferior, placas de seguridad, tensor de ojillo, separador de cable de seguridad, abrazaderas y placas de unión de escalera.

D) ESCALERILLA PORTA CABLES VERTICAL Y HORIZONTAL

La escalerilla está conformada por perfiles o ángulos tipo L, unidos por peldaños, con una separación determinada, la función principal de este elemento es guiar a los cables desde las antenas tipo RF (Radiofrecuencia) o MW (Microonda), a la base de equipos.

E) PLATAFORMA DE TRABAJO

La plataforma de trabajo es la zona de la torre destinada a la supervisión y mantenimiento de las antenas y de la propia torre, su construcción se efectúa mediante rejilla tipo anti derrape para evitar el deslizamiento del calzado.

F) SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS

Consiste principalmente de un pararrayos instalado en la parte superior de la torre, con un mástil de una longitud y diámetro determinado, unido al sistema de tierras con cable 2/0 de cobre recubierto, abrazaderas metálicas, y llegando a un electrodo activo químico para la fosa de descarga, agregado electrolítico y soldadura cadwell.

G) SISTEMA DE ILUMINACIÓN O BALIZAMIENTO NOCTURNO

Está conformado básicamente por un faro que se ubica en la punta de la torre, con el fin de establecer una señal al tráfico aéreo de la presencia de la torre, considérese que este faro cumple especificaciones y requerimientos técnicos, normalizados en cada país.

H) PINTURA O BALIZAMIENTO DIURNO

Con el mismo fin que el balizamiento nocturno, consiste básicamente en la aplicación de pintura, la cual debe cumplir ciertos estándares internacionales de calidad.

I) SOPORTE DE ANTENAS PARA SU INSTALACIÓN SOBRE LA TORRE

Este elemento consiste en un tubo galvanizado de diámetro variable, esto dependiendo de la antena a instalarse, (RF, MW)

J) SISTEMA DE TIERRA

El sistema de tierra es un arreglo de electrodos y conductores mediante materiales intensificadores, rellenos especiales, agregados electrolíticos y difusores, que permiten obtener un sistema que sea capaz de reducir la resistencia a tierra y asegurar que el valor de la resistencia a tierra sea el mismo en cualquier punto de la malla estructural, de esta manera la disipación de las descargas se maximiza, evitando cualquier diferencia de potencial, y a la vez minimizar el riesgo de daño al personal, equipo y/o sistema.

K) CLASIFICACIÓN DE LAS TORRES AUTOSOPORTADAS DE CELOSÍA

Según su configuración geométrica en elevación las torres se clasifican en:

- Torres con sección transversal constante (Figura 8a)
- Torres con tres tipos de secciones (Figura 8b)
- Torres con sección transversal variable con la altura (Figura 8c)
- Torres con dos secciones transversales (Figura 8d)

En la Figura 8 se detalla la clasificación de las torres autoportadas.

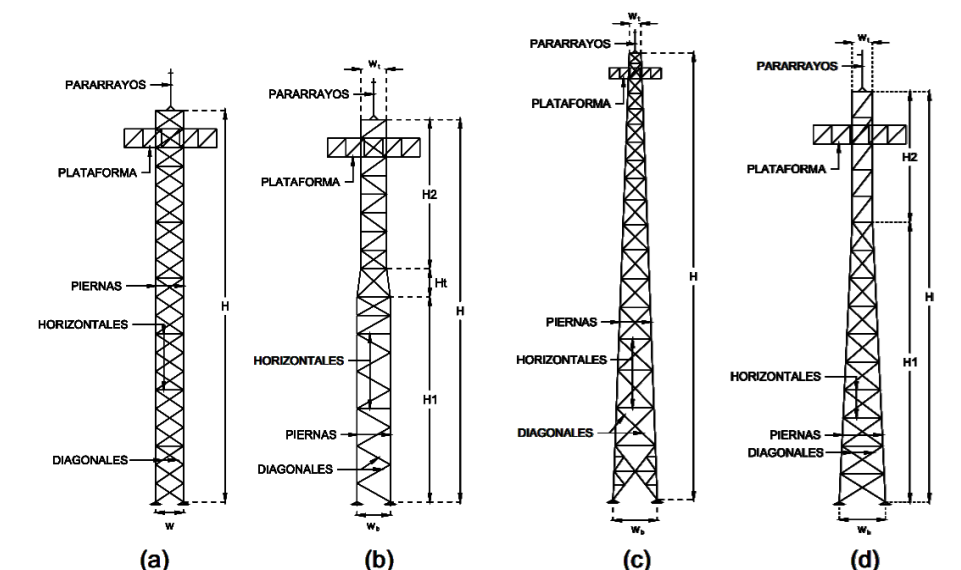


Figura 8.-Configuración geométrica en elevación de torres

2.4.2.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se caracteriza por un proceso mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad establecido en las normas, códigos o documentación afín y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Entonces, la solución al problema de diseño no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas, o de manera concreta se sintetizaría al Diseño estructural como uno de los campos donde se desarrolla la Ingeniería Civil.

2.4.3 DEFINICIONES VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.3.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. (Wikipedia, 2014). Según (Hernández, 2014), la definición a análisis estructural se define como el procedimiento que lleva la determinación del sistema estructural ante la sollicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento bajo una acción determinada, está en función de sus propias características y puede expresarse en términos de deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, reacciones, vibraciones, agrietamiento, etc.

2.4.3.2 ANÁLISIS MODAL DE ESTRUCTURAS

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el

mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. (Arquhys, 2014)

2.4.3.3 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DISEÑO

2.4.3.3.1 ESPECTRO

En forma general, se define a espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento. (Crisafulli F. , 2002)

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Sin embargo es necesario conocer, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos. (Crisafulli F. , 2002)

2.4.3.3.2 TIPOS DE ESPECTROS

A) ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

B) ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICA

Son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismo resistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura. (Crisafulli F. , 2002)

C) ESPECTROS DE DISEÑO

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismo resistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismo resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. La función trascendental de los espectros de diseño es la de proporcionar información útil y necesaria para diseñar una estructura que puede ser sometida a una excitación sísmica durante su vida útil. Con ellos se pueden evaluar las fuerzas sísmicas probables, que pueden actuar sobre la estructura en un determinado tiempo conocido como periodo de retorno. Para evaluar dichas fuerzas se deben emplear los movimientos sísmicos, definidos mediante un espectro de diseño o una familia de acelerogramas. (Botero, 2011)

Un espectro de diseño permite evaluar las aceleraciones que puede demandar una estructura en función del tipo de suelo, el nivel de amenaza sísmica de la zona donde se ubique dicha estructura, la importancia de la edificación y el periodo del sistema. Para definir un espectro de diseño se han propuesto diversas metodologías, basadas en estudios estadísticos asociados a espectros de respuesta de sismos históricos en la zona de interés y a determinados periodos de recurrencia. Usualmente los espectros de diseño se definen para la condición de suelo rígido (roca), y por lo tanto no incluyen los efectos de amplificación que pueda generar las condiciones de suelo. En aquellos casos en que hay depósitos profundos de suelos blandos se debe realizar un estudio amplificación de onda, por medio del cual es posible incluir los parámetros locales del sitio al espectro de diseño (Botero, 2011)

2.4.3.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)

El análisis estático no lineal es una herramienta útil para realizar evaluaciones sísmicas, que puede ser usado para estimar las demandas impuestas a una estructura por un movimiento sísmico. Scott, et al., (1994) señalan que el objetivo del análisis estático no lineal (AENL) de una estructura consiste en determinar sus características de respuesta y que éstas serán usadas para evaluar la estabilidad global del sistema estructural.

Krawinkler, (1998) extiende el panorama y mencionan que con un AENL se puede evaluar el desempeño de un sistema estructural por medio de la estimación de su demanda de resistencia y deformación en un diseño sísmico, y comparar estas demandas con las capacidades disponibles en los niveles de desempeño de interés. La evaluación se basa en la revisión de parámetros importantes de desempeño, incluyendo la distorsión global, distorsión de entrepiso, deformación inelástica de los elementos y fuerzas en los elementos y conexiones.

El AENL se puede ver como un método para predecir la demanda de fuerza y de desplazamiento; considera de una manera aproximada la redistribución de las fuerzas de inercia cuando la estructura está sujeta a cargas sísmicas fuera del intervalo de comportamiento elástico.

Para Krawinkler y Seneviratna, (1998), el AENL es una fuente de información de varias características de la respuesta estructural que no pueden ser obtenidas de un análisis estático lineal o de uno dinámico. Las características de respuesta más importantes son (Krawinkler & Seneviratna, 1998):

- a) Las demandas reales de fuerza sobre elementos potencialmente frágiles, tales como fuerza axial en columnas, fuerza en diagonales, momentos flexionantes en las conexiones viga- columna, fuerza cortante en vigas de concreto reforzado, etc.

- b) La estimación de demandas de deformación para elementos que tienen que deformarse inelásticamente para disipar la energía impuesta a la estructura por los movimientos del terreno.
- c) Las consecuencias del deterioro de resistencia en elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural.
- d) Identificación de las regiones críticas de los elementos en las cuales se espera que la demanda de deformación sea alta.
- e) Identificación de las discontinuidades de rigidez en planta o elevación.
- f) Estimación de las distorsiones de entrepisos que consideran la discontinuidad de la resistencia o rigidez y que pueden ser usadas para el control del daño y para evaluar los efectos P-delta.

Los mismos autores, afirman que el AENL está basado en que la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad puede ser relacionada con la de un sistema equivalente de un grado de libertad. Esto implica que la respuesta es controlada por un modo de vibrar (fundamental o primer modo), y que la forma de éste permanece constante en la respuesta a través del tiempo. Indica que ambas suposiciones son incorrectas, sin embargo, en los estudios realizados por varios investigadores se ha encontrado que estas suposiciones permiten una buena predicción de la respuesta sísmica máxima de estructuras de múltiples grados de libertad, suponiendo que su respuesta está dominada por un solo modo de vibración.

La predicción de demandas sísmicas en un AENL debe ser hecha con la estimación de un desplazamiento máximo inducido al sistema estructural y con la selección de un patrón de cargas laterales. Este último producirá la deformación de manera similar a la que se experimentaría en un diseño sísmico. Existen consideraciones adicionales que afectan dichas predicciones tales como la resistencia al nivel de fluencia, la degradación de la rigidez, el deterioro de la resistencia, la consideración de los efectos P-delta y al amortiguamiento viscoso efectivo.

2.4.3.4.1 PATRÓN DE CARGA LATERAL

Para evaluar el desempeño de una estructura, es importante seleccionar el patrón de carga lateral que determine el desplazamiento objetivo. Los patrones de carga tratan de representar y limitar la distribución de fuerzas de inercia en un análisis sísmico. La distribución de las fuerzas de inercia deberá variar de acuerdo con la intensidad del sismo (hasta la deformación inelástica) y con el tiempo (Krawinkler & Seneviratna, 1998). Una distribución de las fuerzas de inercia puede ocurrir cuando se forma un mecanismo local y las propiedades dinámicas de la estructura cambian por consecuencia de éste. Así, es más atractivo utilizar un patrón de carga que siga más de cerca la distribución de fuerzas de inercia con variación en el tiempo. Esto indica que pueden existir varios patrones de carga y que cada uno de ellos reflejará un comportamiento distinto en la estructura. (Arzate, 2006)

Cuando se use un patrón de cargas constante, que no varía en el tiempo, existen las suposiciones básicas de que la distribución de fuerzas de inercia será razonablemente constante durante el sismo y que las deformaciones máximas serán comparables con aquellas que se experimentan durante el evento sísmico. Estas suposiciones podrán ser muy cercanas a la realidad si la respuesta de la estructura no se ve afectada por el efecto de la contribución de los modos de vibrar superiores, y si tiene sólo un mecanismo de fluencia que pueda ser detectado por el patrón de cargas constante (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Lo anterior indica que los modos superiores juegan un papel importante durante la realización de un AENL. Se debe seleccionar un patrón de cargas constante que proporcione una predicción adecuada en las demandas de deformación de los elementos estructurales, o usar al menos dos patrones de carga para la distribución de las fuerzas de inercia (Krawinkler & Seneviratna, 1998). Por ejemplo, como primera opción, el patrón de carga deberá ser un sistema de cargas uniforme (fuerzas de piso proporcionales a la masa del nivel), el cual enfatice las demandas en los niveles inferiores comparada con las demandas en niveles superiores y magnifique la importancia del comportamiento relativo de las fuerzas cortantes de

entrepiso. La segunda opción podría ser un patrón de cargas de diseño propuesto en códigos actuales. De preferencia, un patrón de cargas que considere los efectos de los modos elásticos superiores, tales como el patrón de carga derivado de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los cortantes de cada nivel, método RCSC. Para la elección de un patrón de carga lateral, se han hecho diferentes propuestas que incluyen el uso de cargas de piso que son proporcionales a la configuración deformada de la estructura, el uso de patrones de carga RCSC basados en las formas modales, derivadas de la rigidez secante en cada paso de carga. También, el uso de patrones en los cuales las cargas de entrepiso aplicadas son proporcionales a la resistencia cortante del nivel en los pasos previos.

Actualmente, no se tiene un consenso en las ventajas que pueden proporcionar los diferentes patrones de carga propuestos. Por lo tanto, se necesita un patrón de cargas que proporcione una predicción con resultados realistas de la demanda estructural por medio de un AENL. El tópico del patrón de cargas es un punto débil en el procedimiento del AENL. El uso de un patrón de cargas constante puede llevar a predicciones incorrectas, particularmente para estructuras con periodos fundamentales de vibración largos y mecanismos de fluencia localizados. (Arzate, 2006)

2.4.3.4.2 LIMITACIONES DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Existen buenas razones para usar un análisis estático no lineal para la predicción de demandas sísmicas. En muchos casos, el AENL proporciona mucho más información relevante que aquella obtenida de un análisis estático elástico o aún de un análisis dinámico. Pero podría ser contraproducente si este método se toma como una técnica general de solución para todos los casos.

Scott, et al., (1994), comparten ideas en cuanto a los resultados obtenidos de un AENL. Los estudios que han realizado demuestran que el AENL es una herramienta útil pero no infalible, ya que valora por puntos débiles la resistencia inelástica y las demandas de deformación de una estructura expuesta a un mecanismo. La ventaja

de su utilización consiste en que el ingeniero reconozca la importancia de la respuesta sísmica y que cuantifique juiciosamente las demandas y capacidades de fuerza y deformación en la estructura. De igual manera, permite tener una idea de la capacidad y el control de la respuesta sísmica de una estructura que está cercana a la falla. Sin embargo, es necesario enfatizar que en algunos casos este método podría proporcionar un falso sentido de seguridad en sus resultados.

Un estudio detallado de un AENL debe conducir a cuidar aspectos estructurales que controlen el desempeño durante sismos extraordinarios. Por ejemplo, para estructuras que vibren en su modo fundamental, este tipo de análisis dará buenos resultados en la estimación tanto de demandas de deformación global como demandas locales de deformación inelástica. También puede descubrir debilidades ocultas para un análisis elástico. Dentro de las debilidades se incluyen los mecanismos de colapso de entrepiso, demandas de deformación excesiva, irregularidades en resistencia y sobrecargas en elementos potencialmente frágiles que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura, como son columnas y conexiones.

El AENL es un método aproximado y, como su nombre lo indica, está basado en cargas estáticas. Este tipo de análisis no puede representar un fenómeno dinámico con gran grado de exactitud, ni tampoco puede detectar algunos modos importantes de deformación ocurridos en estructuras sujetas a sismos extraordinarios, y puede exagerar otros. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de aquellas predicciones basadas en patrones de cargas constantes o modos estáticos adaptados, particularmente si los efectos de los modos superiores llegan a ser importantes (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

También existen otras limitaciones debidas al patrón de cargas. Este podría favorecer ciertos modos de deformación o perder otros debidos al movimiento del suelo y las características de la respuesta dinámica inelástica de la estructura. El ejemplo más simple es una estructura con el piso superior débil: un patrón de cargas constante llevaría a la concentración de deformaciones inelásticas en el piso

superior, y nunca iniciará las deformaciones inelásticas en cualquier otro nivel. Así, se necesita de un buen juicio en la selección de un patrón de carga y en la interpretación de resultados obtenidos.

Bajo el supuesto importante de reconocer las limitaciones que tiene un AENL (Scott, *et al.*, 1994), se sugiere plantear tres preguntas: por qué, cuándo y cómo utilizar un AENL.

¿Por qué?... Porque se puede obtener información más relevante que aquella que resulta de un análisis estático elástico y porque actualmente los análisis dinámicos con historia en el tiempo no son factibles de realizar en la mayoría de los casos prácticos.

¿Cuándo?...Para conocer el comportamiento de nuevos diseños, donde existe la duda o la incertidumbre de que un análisis estático elástico pueda proveer un nivel adecuado de protección contra sismos intensos. Además se puede utilizar para la evaluación de estructuras existentes así como también para garantizar el comportamiento adecuado en estructuras en las que se pueda utilizar esquemas simples de respuesta.

¿Cómo?... Es importante fijar la atención y tomar en cuenta las aseveraciones previamente discutidas. La interpretación de los resultados de un AENL requiere de un buen juicio ingenieril. El uso de más de un patrón de cargas es altamente recomendable para prevenir intervalos de comportamiento estructural no deseado.

El desplazamiento objetivo puede ser establecido de acuerdo con las necesidades estructurales, su exactitud no es el tópico más importante. La interpretación del análisis implica la comparación entre demandas de deformación estimadas con las capacidades disponibles de la estructura. (Arzate, 2006)

2.4.3.4.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAL SIMPLIFICADOS

Los documentos ATC-40 (ATC, 1996) y FEMA-274 (FEMA, 1997) contienen procedimientos de análisis no lineal simplificado para determinar la demanda de desplazamientos impuestos en un edificio suponiendo que éste experimentará una deformación inelástica. En otras palabras, estos análisis estiman la deformación inducida por sismo de un sistema inelástico. Estos procedimientos son aproximados en el sentido de que evitan el análisis dinámico del sistema inelástico. Se debe recordar que el procedimiento estático no lineal de estos documentos se basa en el Método del Espectro de Capacidad (MEC) (Chopra & Goel, Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures:SDF Systems, 1999) .

2.4.3.4.4 MÉTODOS PROPUESTOS POR EL ATC-40

El ATC-40 (ATC, 1996) especifica tres diferentes procesos: “A”, “B” y “C”, para determinar la demanda de deformación inducida por sismo. Todos están basados en los mismos principios. Los procedimientos “A” y “B” son numéricos, mientras que el procedimiento “C” es gráfico y apropiado para un análisis manual (Chopra & Goel, Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures:SDF Systems, 1999).

2.5 HIPÓTESIS

El procedimiento de análisis estático no lineal permite evaluar el diseño bajo cargas laterales de una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de altura.

2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:

Diseño bajo cargas laterales de una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de altura.

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE:

El procedimiento de análisis estático no lineal.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

En consideración al tema de estudio, la investigación que se ejecutará estará relacionada a determinar el grado de discernimiento por parte de la población de estudio en la aplicación del análisis y diseño de una torre de telecomunicaciones autosoportada, así como también para conocer la receptividad del grupo de estudio al procedimiento de Análisis Estático No Lineal (AENL).

3.1.1 ENFOQUE

El desarrollo investigativo de la presente investigación se encausará en el plano cuantitativo-cualitativo dentro del cual a través de procesos de cálculo, utilizando diferentes herramientas se llegará a concretar un estudio a profundidad del diseño estructural de una torre de telecomunicaciones autosoportada bajo el efecto de cargas laterales y del chequeo del comportamiento estructural en el rango inelástico de respuesta.

3.1.2 MODALIDAD

La modalidad de la presente investigación será una investigación Bibliográfica-Documental-Aplicada, esto fundamentado en que a través de recolección de información permitirá plantear soluciones a la problemática planteada.

3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

En la presente investigación se alcanzaran los siguientes niveles investigativos:

3.2.1 EXPLORATORIO

Esta investigación tiene el carácter de exploratorio, pues se genera una hipótesis, relacionando variables dependientes e independientes, identificando de este modo el problema: la incidencia del chequeo en el rango inelástico de la respuesta de una torre de telecomunicaciones autosoportada.

3.2.2 DESCRIPTIVO

El presente trabajo documental corresponde a una investigación descriptiva, debido a que se obtendrán datos que permitirán determinar, propiedades, características y parámetros, los cuales facilitarán establecer una descripción acertada del comportamiento estructural de la torre autosoportada en estudio.

3.2.3 EXPLICATIVO

Junto a las investigaciones antes nombradas, es necesario incursionar en una investigación de carácter explicativo, pues a través de esta se expondrá los métodos y soluciones halladas en el desarrollo de la investigación.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1 POBLACIÓN

La investigación presente utilizará como población, la mostrada en la Tabla 6:

Tabla 6.- Población (frecuencia)

DESCRIPCIÓN	NÚMERO
Ingenieros Estructurales (Calculista)	4
Ingenieros Estructurales (Constructor)	4
TOTAL	8

3.3.2 MUESTRA

Es de trascendental importancia conocer el criterio de profesionales en el campo de construcción y cálculo de torres autoportadas, por lo que es necesario realizar encuestas que permitirán conocer la receptividad de los profesionales a los procedimientos estáticos no lineales en el caso de torres autoportadas acorde a la realidad constructiva de nuestro país, y se tomará como muestra a la población antes enunciada como indica la Tabla 7.

Tabla 7.- Población muestra

Descripción	N	Porcentaje
Ingenieros Constructores	4	50%
Ingenieros Calculistas	4	50%
TOTAL	8	100%

3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.4.1 VARIABLE INDEPENDIENTE: Diseño bajo cargas laterales de una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de altura.

Tabla 8.- Operacionalización de variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Proceso mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado y óptimo.	Estabilidad estructural	Estructuración	¿Cuáles son las condiciones necesarias para un correcto análisis estructural?	Encuesta, investigación documental
			¿Qué modelo matemático se debe adoptar para que se adapte acorde a las solicitaciones de carga a la estructura?	Encuesta, investigación documental
			¿Qué tipo de análisis es el adecuado?	Investigación documental
			¿Qué espectro de diseño es el más conveniente para las condiciones de estudio?	Observación directa: Normativa vigente
			¿Qué software permitirá la modelación de la estructura y su posterior análisis?	Encuesta, Observación directa: Software
		Diseño estructural	¿Cuál es el diseño óptimo de la estructura?	Investigación documental, observación directa: Normativa vigente
			¿Se cumple con la normativa dispuesta para el diseño?	
			¿Qué software permitirá el diseño estructural?	Encuesta,

3.4.2 VARIABLE DEPENDIENTE: El procedimiento de Análisis Estático No Lineal.

Tabla 9.-Operacionalización variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Es un procedimiento estático que estudia el comportamiento no lineal de estructuras, en el que se considera la respuesta de la estructura cuando estas hacen incursiones en el rango plástico debido a altas deformaciones provocadas por excitaciones accidentales.	Solicitaciones de carga a la estructura	Intensidad	¿Qué aspectos se toma en cuenta para establecer la intensidad de las acciones sísmicas?	Investigación documental
		Ocurrencia	¿Cuáles son los parámetros para determinar la ocurrencia de las acciones sísmicas y eólicas?	Investigación documental
	Características de las acciones sísmicas y eólicas	Parámetros técnicos	¿Cuál es el espectro más conveniente para las condiciones de estudio?	Investigación documental, encuesta
		Efectos en la estructura	¿Cómo es la aplicación de las cargas sísmicas y eólicas en la estructura?	Investigación documental,
	Resistencia de materiales	Propiedades físicas de los materiales	¿Qué propiedades físicas debe cumplir el material constituyente en la estructura en análisis?	Investigación documental,
		Propiedades mecánicas de los materiales	¿Cómo debe ser el comportamiento mecánico idóneo para resistir las sollicitaciones de cargas?	Investigación documental,

3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Tabla 10.- Plan de recolección de información

DETALLE	EXPLICACIÓN
¿Para qué realizar la presente investigación?	Conocer la receptividad de los profesionales a los procedimientos estáticos no lineales en el caso de torres autosoportadas. Ejecutar el diseño estructural de una torre autosoportada de telecomunicaciones de 42m de altura sometida a fuerzas laterales correspondiente a sismo y viento, y su evaluación en el rango inelástico de respuesta.
¿De qué personas u objetos?	Técnicos profesionales en el campo del diseño y construcción de estructuras metálicas.
¿Quién investiga?	La investigación realizará Alexis Díaz
¿Cuándo se recolecta la información?	La recolección de información se realizó en el mes de mayo y junio del 2013.
¿En qué lugar se recolectará la información?	La información se recolectará a través de la revisión de documentación bibliográfica, y fuentes tales como, internet, libros, revistas técnicas.
¿Qué frecuencia se aplicará?	Número de muestra =8 profesionales en el diseño y construcción de estructuras metálicas
¿Qué técnica de la investigación se aplicará?	Observación. Encuesta, Entrevista
¿Qué instrumento de investigación?	Cuestionario,

3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.6.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

En el presente proyecto el plan de procesamiento de información se concretará en la revisión crítica de toda la información recogida, clasificación de esta según su importancia, para posteriormente realizar un análisis crítico, tabulación de datos considerando la hipótesis y sus variables, para finalmente realizar la presentación de resultados considerando un estudio estadístico previo.

3.6.2 PLAN DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

A continuación de la recolección de información, tabulación y representación estadística, se procederá a analizar los resultados considerando el apoyo del marco teórico, para de este modo contrastar con la hipótesis planteada y establecer las respectivas conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA ENCUESTA

Luego de haber realizado un procedimiento de investigación, bajo el tema: **“DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL).”**, se obtuvieron datos de trascendental importancia, que fueron obtenidos gracias a una encuesta realizada a Ingenieros Calculistas y Estructurales con experiencia en el tema de investigación antes mencionado. Por lo que a continuación se detallan los resultados obtenidos, mediante gráficos y cuadros estadísticos.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 1	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Conoce usted cuál es el tipo de torre autoportada más común en el campo de telecomunicaciones del Ecuador?	SI	7	87,50%
	NO	1	12,50%

Tabla 11.- Tabulación datos, pregunta 1

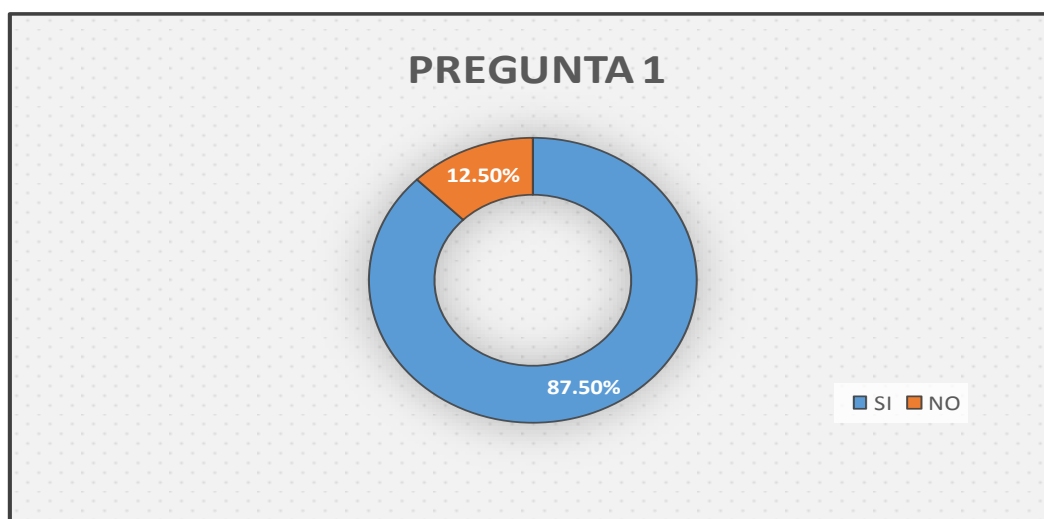


Gráfico 1.- Opinión de encuestados, tipo de torre mas común en Ecuador

4.1.1 ANÁLISIS PREGUNTA 1:

El 87.5% de los encuestados ha respondido que tiene conocimiento sobre el tipo de torre más común implementada en el campo de telecomunicaciones, mientras que el 12.5% afirma que no conoce sobre este tema.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 2	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural de torres, métodos de cálculo manual?	SI	8	100,00%
	NO	0	0,00%

Tabla 12.- Tabulación datos, pregunta 2

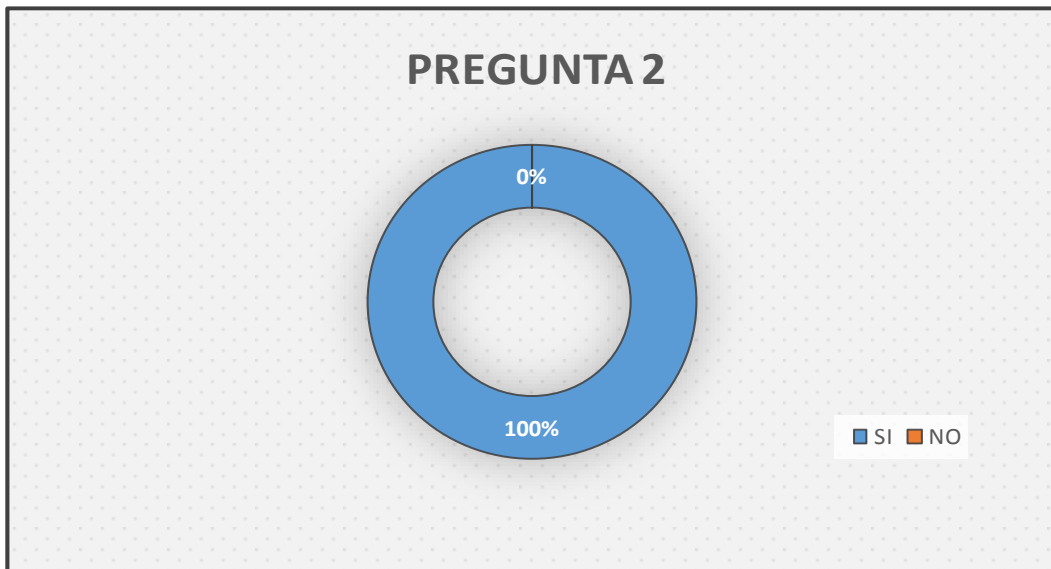


Gráfico 2.- Opinión de encuestados, utilización de métodos de cálculo

4.1.2 ANÁLISIS PREGUNTA 2:

El 100% de la población encuestada ha respondido que ha utilizado para el análisis y diseño estructural métodos de cálculo manual,

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 3	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural métodos de cálculo con la asistencia de software especializado?	SI	8	100,00%
	NO	0	0,00%

Tabla 13.- Tabulación datos, pregunta 3

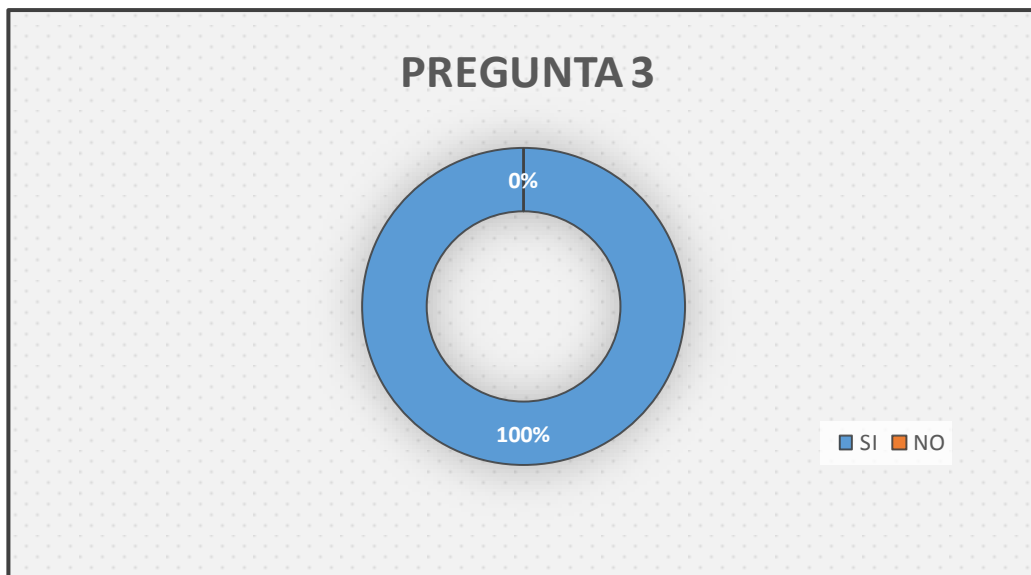


Gráfico 3.- Opinión de encuestados, utilización de software

4.1.3 ANÁLISIS PREGUNTA 3:

El 100% de los encuestados afirman que para el análisis y diseño estructural, han utilizado métodos de cálculo utilizando la asistencia de software especializado.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 4	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Tiene usted conocimiento de que configuración geométrica sería la mejor opción para implementarse en una torre autoportada?	SI	4	50,00%
	NO	4	50,00%

Tabla 14.-Tabulación datos, pregunta 4

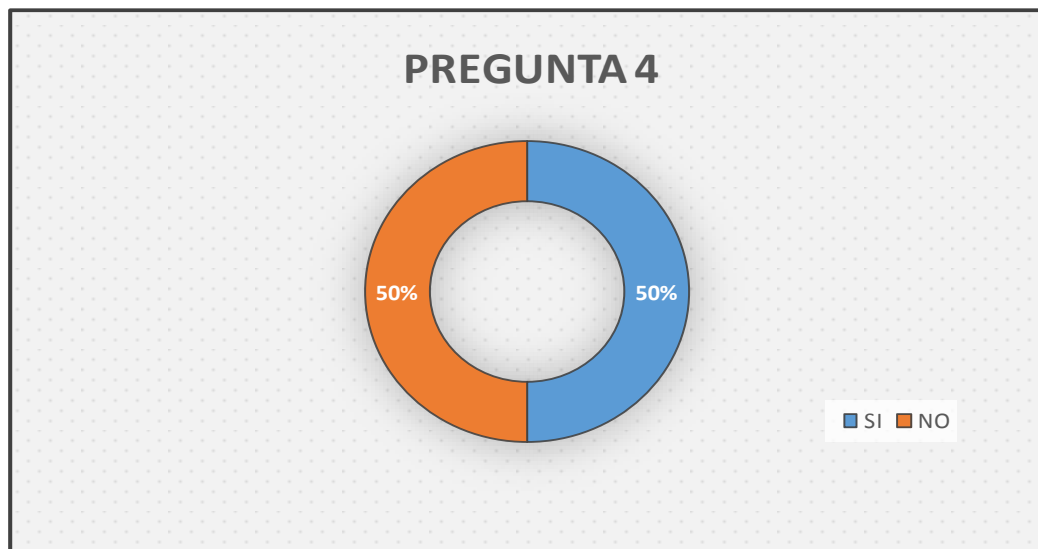


Gráfico 4.-Opinión de encuestados, configuración geométrica de torre

4.1.4 ANÁLISIS PREGUNTA 4:

El 50% de los encuestados dan a conocer que tienen conocimientos sobre la configuración geométrica idónea para implementarse en una torre autoportada, mientras que el otro 50% restante ha respondido que no tiene conocimiento acerca de la configuración.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 5	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Conoce usted la normativa que se debe considerar para la cuantificación de cargas sísmicas?	SI	7	87,50%
	NO	1	12,50%

Tabla 15.-Tabulación datos, pregunta 5

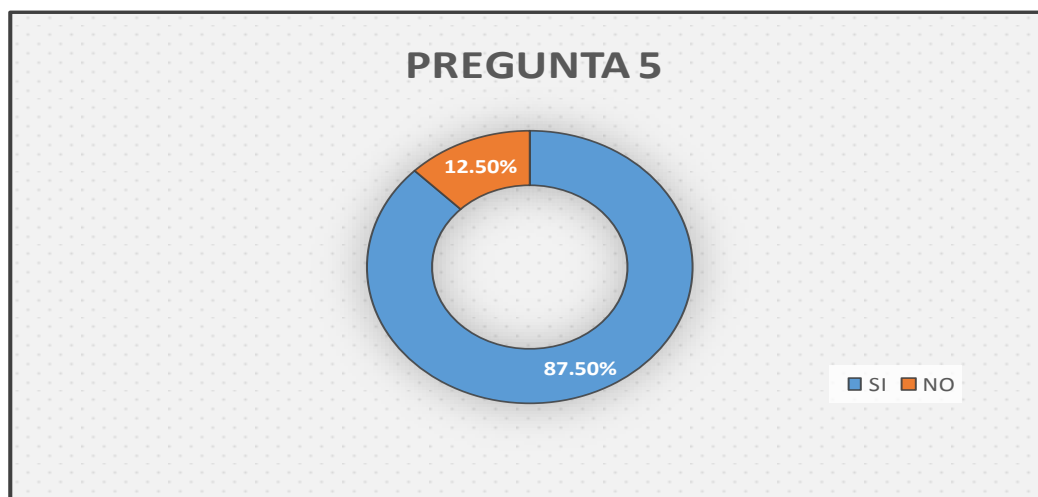


Gráfico 5.-Opinión de encuestados, Normativa para cuantificación cargas sísmicas

4.1.5 ANÁLISIS PREGUNTA 5:

El 87.5% de los encuestados afirma conocer sobre la normativa que se debe considerar para la cuantificación de cargas sísmicas para el análisis y diseño de una torre autosoportada, mientras que el 12.5% indica que no tiene conocimiento sobre la normativa a aplicarse.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 6	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Tiene conocimiento acerca de que normativa se debe utilizar para la cuantificación de cargas eólicas?	SI	6	75,00%
	NO	2	25,00%

Tabla 16.-Tabulación datos, pregunta 6

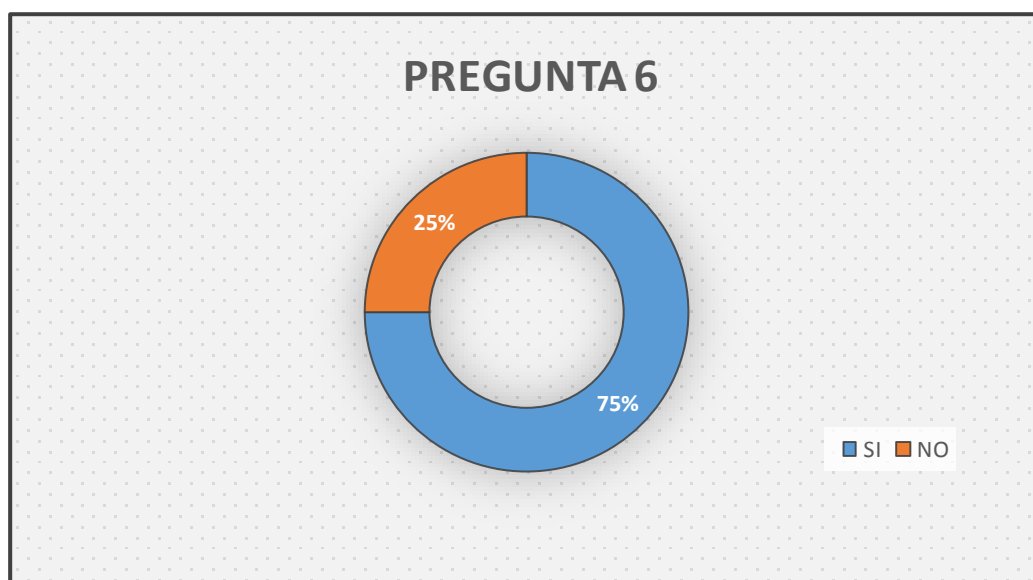


Gráfico 6.-Opinión de encuestados, normativa cuantificación de cargas eólicas

4.1.6 ANÁLISIS PREGUNTA 6:

El 75% de los encuestados afirma conocer sobre la normativa que se debe considerar para la cuantificación de cargas eólicas para el análisis y diseño de una torre autosoportada, mientras que el 25% indica que no tiene conocimiento sobre la normativa a aplicarse.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 7	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Según su criterio, entre las cargas sísmicas y viento, ¿Cuál tiene mayor incidencia en la diseño final estructural de una torre autosoportada?	Cargas Sísmicas	3	37,50%
	Cargas de viento	5	62,50%

Tabla 17.-Tabulación datos, pregunta 7

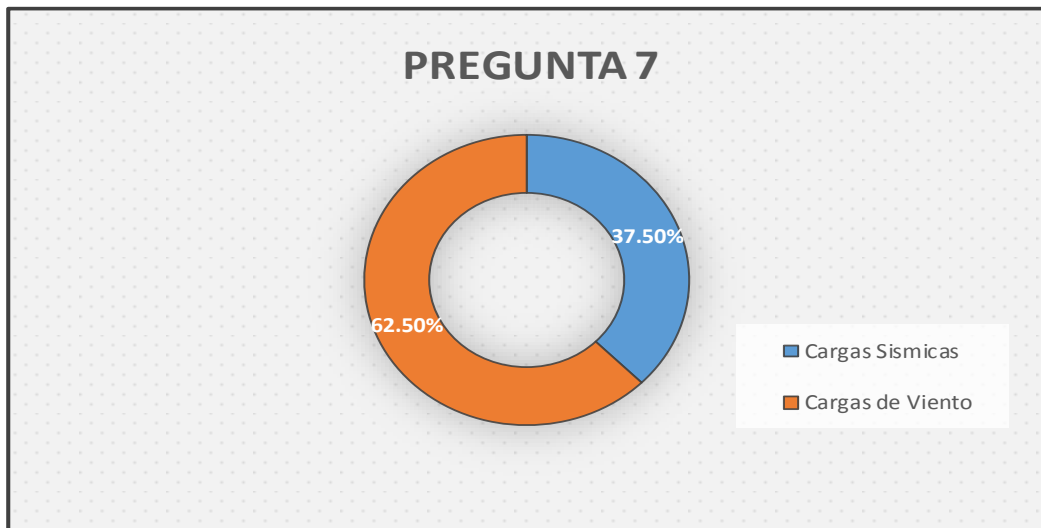


Gráfico 7.- Opinión de encuestados, grado incidencia en diseño final, cargas sísmicas y eólicas

4.1.7 ANÁLISIS PREGUNTA 7:

El 62.5% de la población encuestada afirma que las cargas de viento tienen mayor incidencia en el diseño final de una torre autosoportada, mientras que el 37.5% ha respondido que mayor incidencia en el diseño final lo tiene las cargas sísmicas.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 8	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Tiene usted conocimiento alguno acerca del análisis estático no lineal?	SI	2	25,00%
	NO	6	75,00%

Tabla 18.-Tabulación de datos, pregunta 8

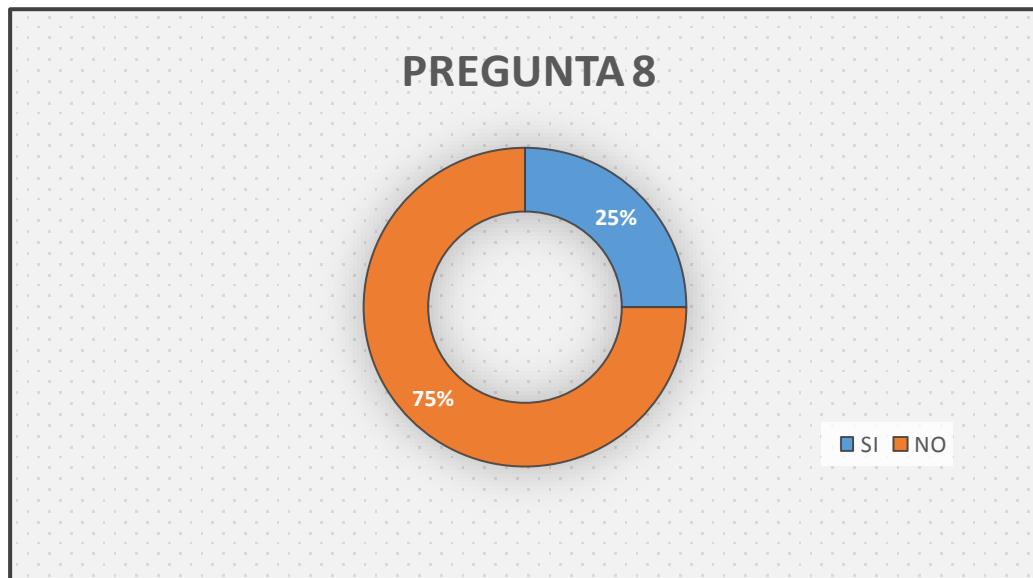


Gráfico 8.-Conocimiento de encuestados acerca de AENL

4.1.8 ANÁLISIS PREGUNTA 8:

El 25% de los encuestados afirma que tiene conocimiento sobre el Análisis Estático No lineal, mientras que el 75% restante establece que desconoce sobre el AENL

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 9	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
¿Tiene ud conocimiento de la influencia de la no linealidades de los materiales en el diseño estructural?	SI	6	75.00%
	NO	2	25.00%

Tabla 19.- Tabulación de datos, pregunta 9

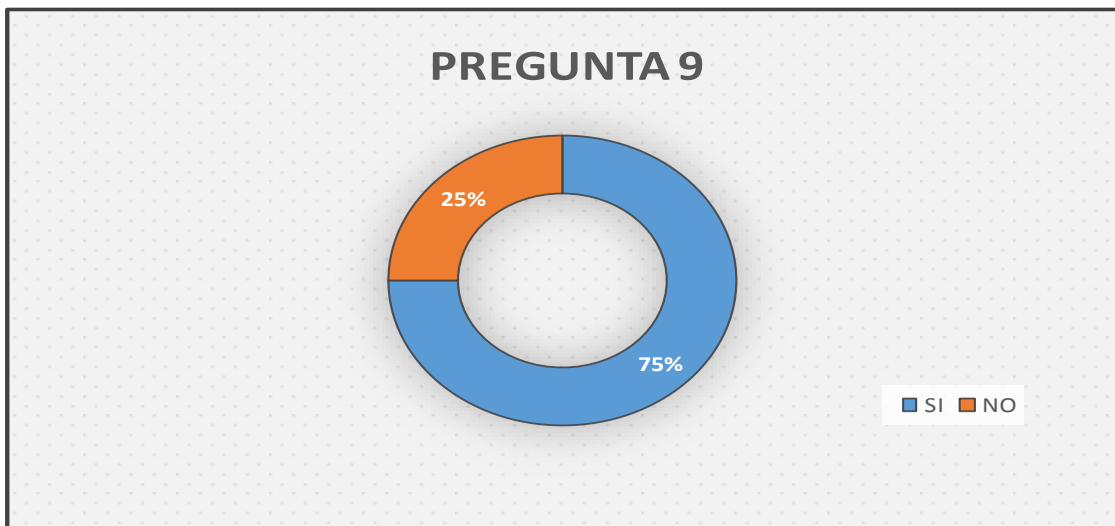


Gráfico 9.- Conocimiento de encuestados acerca de influencia de no linealidades en materiales

4.1.9 ANÁLISIS PREGUNTA 9:

El 75% de los encuestados ha respondido que tiene conocimiento de la influencia de la no linealidad de los materiales, mientras que el 25% afirma que no conoce sobre este tema.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TABULACIÓN DE RESULTADOS

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

PREGUNTA 10	ALTERNATIVA	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Se puede conocer el comportamiento de una estructura en el rango inelástico, a través de un Análisis Estático No Lineal?	SI	8	100,00%
	NO	0	0,00%

Tabla 20.-Tabulación datos, pregunta 10

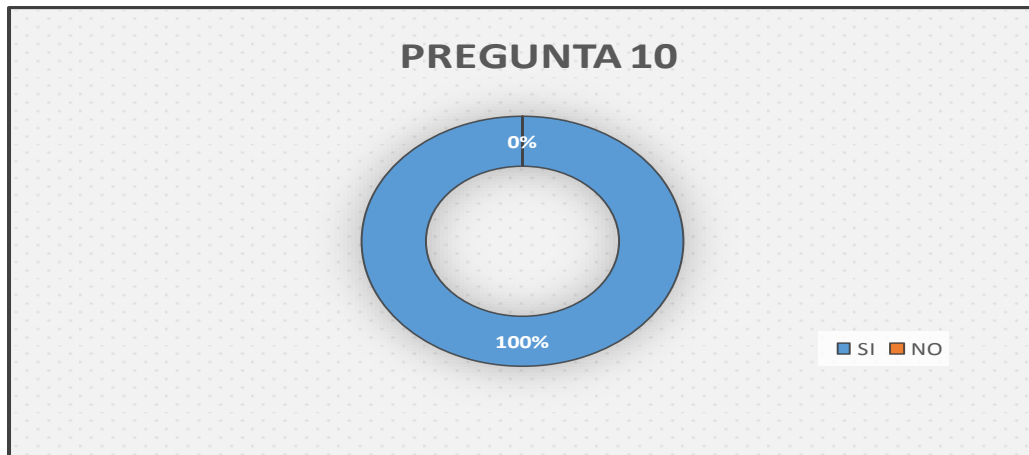


Gráfico 10.-Opinión de encuestados, Aplicación AENL

4.1.10 ANÁLISIS PREGUNTA 10:

El 100% de los encuestados afirma que a través de la utilización del Análisis Estático No Lineal se puede conocer el comportamiento en el rango inelástico de una estructura.

4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 21, se detalla la interpretación de los resultados obtenidos luego de haber aplicado el instrumento investigativo (encuesta):

Tabla 21.-Interpretación de resultados

N	PREGUNTA	INTERPRETACIÓN
1	¿Conoce usted cuál es el tipo de torre autosoportada más común en el campo de telecomunicaciones del Ecuador?	La construcción de las torres de telecomunicación en el Ecuador es un procedimiento efectuado con regularidad, por lo que se demuestra que la población encuestada conoce el tipo de torre más común.
2	¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural de torres, métodos de cálculo manual?	Los métodos de cálculo manual, en el mayor de los casos se utilizan únicamente durante la formación del profesional, lo que se evidencia en los resultados antes mostrados.
3	¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural métodos de cálculo con la asistencia de software especializado?	El desarrollo tecnológico se evidencia en todos los campos, y el de la ingeniería no puede ser la excepción, así, las herramientas de software especializado facilitan los procesos de cálculo y en la actualidad la gran mayoría de profesionales utilizan programas computacionales
4	¿Tiene usted conocimiento de que configuración geométrica sería la mejor opción para implementarse en una torre autosoportada?	Las configuraciones geométricas que podría adoptar una torre autosoportada de telecomunicaciones puede tomar varias formas, por lo que se evidencia en los resultados que los criterios están divididos.
5	¿Conoce usted la normativa que se debe considerar para la cuantificación de cargas sísmicas?	La aplicación de los códigos es un estándar a nivel nacional, por lo que los encuestados tienen conocimiento sobre la aplicación de la normativa a utilizarse para la cuantificación de cargas.
6	¿Tiene conocimiento acerca de que normativa se debe utilizar para la cuantificación de cargas eólicas?	La aplicación de las normas y códigos para la cuantificación de cargas de viento son utilizadas cotidianamente, dato que es comprobado a través de los resultados de la encuesta.

7	Según su criterio, entre las cargas sísmicas y viento, ¿Cuál tiene mayor incidencia en la diseño final estructural de una torre autoportada?	Una torre autoportada resiste cargas laterales de diferentes orígenes (viento o sismo), pero por la altura de la estructura y la constante exposición a los vientos las magnitudes de las cargas eólicas son mucho mayores en relación a las cargas sísmicas.
8	¿Tiene usted conocimiento alguno acerca del análisis estático no lineal?	El Análisis Estático No Lineal, es un tema relativamente nuevo, y la aplicación de este método está siendo introducido en nuestra realidad nacional, por lo que es muy reducido el grupo de profesionales que conocen la aplicación de este método.
9	¿Tiene usted conocimiento de la influencia de la no linealidad de los materiales en el diseño estructural?	La No linealidad de los materiales es trascendental en el diseño estructural, por lo que se demuestra en la tabulación que los profesionales conocen sobre este tema.
10	¿Se puede conocer el comportamiento de una estructura en el rango inelástico, a través de un Análisis Estático No Lineal?	La teoría indica que el AENL, permite conocer el comportamiento No Lineal de una estructura, lo que se afirma en los resultados de la encuesta.

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Después de haber realizado el análisis y la interpretación de resultados de la encuesta. Se determina que es necesario y fundamental ejecutar el diseño de una torre de telecomunicaciones autoportada, con las cargas establecidas en los códigos NEC-SE-CG y NEC-SE-DS, así como también realizar el chequeo en el rango inelástico del comportamiento. Tanto el diseño como el análisis de la estructura en estudio se ejecutara con mayor facilidad a través del uso de herramientas acorde al avance tecnológico, esto es a través de la utilización de software de diseño y análisis estructural, como es el caso del programa SAP 2000.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Las metodologías de diseño que plantean las normativas actuales tienen la tendencia al diseño por desempeño.
- El procedimiento de análisis estático no lineal (Pushover) es una metodología de análisis relativamente nueva, además implica el conocimiento claro de criterios ingenieriles.
- En la actualidad el uso de software especializado de análisis y diseño es una herramienta muy utilizada por los ingenieros en el Ecuador.
- Las cargas de viento son determinantes en el diseño estructural de una torre de telecomunicaciones.
- Los niveles de desempeño para una estructura esencial como lo es la torre en estudio son mucho más estrictos en relación a las estructuras básicas.

5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar un análisis a profundidad de los diferentes condicionantes que plantean las normativas de diseño, para de este modo encaminar a resultados confiables.
- Indagar en los criterios de la no linealidad de los materiales.
- Analizar y estudiar los niveles de desempeño que establecen las normativas respectivas.
- Establecer la accesibilidad en el Mercado Nacional de los diferentes materiales que constituirán el sistema estructural.

CAPÍTULO VI

LA PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

6.1.1 TÍTULO:

Diseño de una torre de telecomunicaciones autoportada de 42m de altura y su chequeo en el rango inelástico del comportamiento (Procedimiento Estático No Lineal)

6.1.2 BENEFICIARIOS:

Estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil, como guía de diseño de análisis y diseño de una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de Altura, y su chequeo en el rango inelástico del comportamiento (Procedimiento Estático No Lineal)

6.1.3 UBICACIÓN:

Provincia Tungurahua, cantón Pelileo, parroquia Huambaló.

6.1.4 TIEMPO ESTIMADO PARA LA EJECUCIÓN:

Inicio: Julio 2014

Fin: Mayo 2015

6.1.5 EQUIPO TÉCNICO RESPONSABLE:

Calculista: Alexis Ramiro Díaz

Ingeniero Director: Patricio M. Vasco L., Ing. Civil

6.1.6 COSTO:

Tabla 22.-Gastos referenciales propuesta

GASTOS DESARROLLO DE PROPUESTA	
DESCRIPCIÓN	COSTO (\$)
Impresiones	90.00
Hojas	40.00
Cuadernos	10.00
Lápices, esferográficos	10.00
Varios	25.00
TOTAL	\$175.00

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Las torres autoportadas son estructuras esenciales, y al pertenecer a esta categoría, su diseño implica la aplicación de consideraciones adicionales que están planteadas dentro de la NEC-SE-DS. El presente estudio en lo que se refiere a antecedentes investigativos no cuenta con un gran número de bibliografías, por lo que es menester desarrollar una propuesta investigativa que sirva de fundamento para estudiantes y profesionales que estén interesados en incursionar en el tema del Chequeo en el rango inelástico del comportamiento de una torre de telecomunicaciones autoportada.

6.3 JUSTIFICACIÓN

La realidad eólica y sísmica del Ecuador son producto y resultado de su ubicación dentro de la cuenca circunpacificada, en la que se evidencia una topografía muy variada, alta actividad volcánica y constantes movimientos de las placas tectónicas, características y fenómenos que marcan a nuestro territorio como una zona de peligro eólico y sísmico. Los vientos y sismos son acciones que en función de su magnitud influyen directamente en la operatividad y nivel de desempeño de las estructuras haciendo que estas se comporten elástica e inelásticamente.

Entonces, considerando que una torre autoportada resiste cargas de origen sísmico, eólico, entre otras; y estas pueden influir directamente en la estabilidad de la misma, es necesario determinar el comportamiento de la estructura dentro del rango inelástico, para de este modo establecer un desempeño acorde a las normativas de diseño, y la torre en estudio se mantenga operativa antes, durante y después de la ocurrencia de eventos sísmicos y de viento a lo largo de su vida útil.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar una torre autoportada de telecomunicaciones de 42m de altura sometida a cargas laterales de viento y sismo

6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Chequear el diseño en el rango inelástico del comportamiento (Procedimiento Estático No Lineal)
- Desarrollar una guía práctica para el diseño de una torre autoportada a través de la utilización de software especializado de análisis y diseño estructural.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La aplicabilidad de la propuesta es ejecutable en base a las consideraciones siguientes:

- La estructura a analizarse (torre autoportada de telecomunicaciones), no tiene un gran número de antecedentes investigativos, por lo que es un tema novedoso y de alto interés en la carrera de Ingeniería Civil.
- El desarrollo puede ejecutarse sin dificultad pues se cuenta con las herramientas tecnológicas necesarias (Software especializado de análisis y diseño).
- La presente propuesta es un aporte al campo estructural, pues se profundiza temas de interés, como la cuantificación de cargas de viento y sismo, así como también el chequeo dentro del rango inelástico del comportamiento.

6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO- TÉCNICA

La cuantificación de cargas de viento se puede fundamentar en varias normativas aplicables a nuestra realidad, así a continuación se detalla las normas que se podrían utilizar para la determinación de las solicitaciones a la estructura producto del viento.

6.6.1 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS DE VIENTO SEGÚN TIA/EIA22F

La Norma Telecommunications Industry Association, TIA/EIA-222-F, establece requerimientos mínimos para la cuantificación de cargas de viento.

6.6.1.1 NORMA

Para el desarrollo de la presente investigación se cita varios artículos correspondientes a la norma, TIA/EIA-222-F:

6.6.1.2 CARGAS

La carga total de viento de diseño debe incluir la sumatoria de las fuerzas horizontales aplicadas a la estructura en la dirección del viento y la carga de viento de diseño sobre riendas y accesorios puntuales.

La fuerza horizontal (F) establecida en la ecuación (1) aplicada a cada sección de la estructura se debe calcular usando la siguiente expresión:

$$F = q_z G_H [C_F A_E + \Sigma (C_A A_A)] \quad (1)$$

Dónde:

F: Fuerza horizontal de viento. Expresada en [N]

G_H: Factor de ráfaga

- q_z : Presión de velocidad
- C_F : Coeficiente de fuerza para secciones triangulares
- A_E : Área proyectada efectiva
- C_A : Coeficiente de fuerza
- A_A : Área proyectada de accesorio

Pero debe considerarse que la fuerza horizontal de viento debe cumplir con la expresión siguiente:

$$F > 2 q_z G_H A_G \quad (2)$$

Dónde:

- A_G : Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza.

La presión de velocidad (q_z) y el coeficiente de exposición (K_z) se deben calcular usando las siguientes ecuaciones:

$$q_z = 0,613 K_z V^2 \quad (3)$$

Dónde:

- q_z : Presión de Velocidad expresada en Pa
- K_z : Coeficiente de exposición
- V : Velocidad de diseño en m/s

Considerando que K_z de la ecuación (3) se determinará con la siguiente expresión:

$$K_z = [z/10]^{2/7} \quad (4)$$

Dónde:

- K_z : Coeficiente de exposición

Z: Altura por encima del nivel del terreno al punto medio de la sección.

La ecuación (4) siempre debe cumplir lo que establece la expresión (5):

$$1,00 \leq K_z \leq 2,58 \quad (5)$$

Para las estructuras reticuladas el factor de ráfaga (G_H) se debe calcular de la siguiente manera:

$$G_H = 0,65 + 0,60/(h/10)^{1/7} \quad (6)$$

Dónde:

G_H : Factor de ráfaga

h : Altura total de la estructura expresada en metros

Considerando que G_H debe cumplir lo establecido en la expresión (7):

$$1,00 \leq G_H \leq 1,25 \quad (7)$$

Considérese además, que se debe aplicar solamente un factor de ráfaga a toda la estructura (Art. 2.3.4.3).

Para las estructuras reticuladas, el coeficiente C_F , para cada sección de la estructura se debe calcular usando las siguientes ecuaciones:

$$C_F = 3,4e^2 - 4,7e + 3,4 \quad (8)$$

Dónde:

C_F : Coeficiente de fuerza para secciones triangulares

e : Relación de solidez expresado en la ecuación (9).

La relación de solidez (e) se calculara de acuerdo a la siguiente expresión:

$$e = (A_F + A_R)/A_G \quad (9)$$

Dónde:

e : Relación de solidez

A_F : Área proyectada de los componentes planos en una cara

A_R : Área proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara

A_G : Área bruta de la cara de la torre determinada como si la cara fuera maciza

Nota: El área proyectada de los componentes estructurales debe incluir el área Proyectada de las placas de conexión.

El área proyectada efectiva de los componentes estructurales (A_E), para una sección se debe calcular, utilizando la ecuación que se muestra:

$$A_E = D_F A_F + D_R A_R R_R \quad (10)$$

Dónde:

A_E : Área Efectiva

D_F : Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos.

D_R : Factor de viento para componentes estructurales circulares.

R_R : Factor reducción componentes estructurales circulares, véase ecuación (11)

Los factores de dirección del viento, D_F y D_R , se deben determinar a partir de la Tabla 23 que se muestra:

Tabla 23.-Factores de dirección del viento. [TIA/EIA-222-F]

Factores de dirección del viento					
Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
Dirección del viento	Normal	$\pm 45^{\circ*}$	Normal	$60^{\circ*}$	$\pm 90^{\circ*}$
D_F	1,0	$1+0,75e$ (1,2 máx.)	1,0	0,80	0,85
D_R	1,0	$1+0,75e$ (1,2 máx.)	1,0	1,0	1,0

*Medidos a partir de una línea normal a la cara de la estructura.

El factor de reducción (R_R) para los componentes estructurales circulares se debe calcular a partir de la ecuación (11).

$$R_R = 0,51e^2 + 0,57 R_R \leq 1,0 \quad (11)$$

Dónde:

R_R : Factor de reducción R_R

e : Relación de solidez, véase ecuación (9)

El coeficiente de fuerza, C_A , a aplicar al área proyectada (ft_2) [m^2] de un accesorio lineal, A_A , que no se considera como un componente estructural se debe determinar a partir de la Tabla 24 que se muestra,

Tabla 24.-Coeficiente de fuerza para accesorios. [TIA/EIA-222-F]

Coeficientes de fuerza para accesorios		
Tipo de miembro	Relación de aspecto ≤ 7	Relación de aspecto ≥ 25
	C_A	C_A
Plano	1,4	2,0
Cilíndrico	0,8	1,2

Relación de aspecto = Relación longitud total/ancho en un plano normal a la dirección del viento. (La relación de aspecto no es función de la separación entre puntos de apoyo de los accesorios lineales, ni tampoco se considera que la longitud de la sección tiene una fuerza uniformemente distribuida.

Nota: Para otras relaciones de aspecto se puede interpolar linealmente.

6.6.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS DE VIENTO SEGÚN ASCE 7-10

Otra alternativa para la cuantificación de cargas de viento, es la que plantea la American Society of Civil Engineers a través de la normativa “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” comúnmente llamada ASCE 7-10.

A continuación se detalla los parámetros necesarios que exige esta normativa para la determinación de las cargas de viento en estructuras tipo abiertas.

De acuerdo a la sección 29.5 de la ASCE 7-10, establece que la fuerza de viento de diseño para otras estructuras tales como chimeneas, tanques, azoteas para equipos y estructuras similares, entramado de malla y torres de celosía, se deberá aplicar la ecuación que a continuación se cita:

$$F = q_z G C_f A_f \quad (12)$$

Dónde:

q_z : Presión de velocidad evaluada a una altura z al centroide del área A_f

G : Factor de ráfaga, puede tomarse como 0.85

C_f : Coeficiente de fuerza

A_f : Área proyectada normal al viento

6.6.2.1 PRESIÓN DE VELOCIDAD

Según el numeral 29.3 del ASCE 7-10, la presión de velocidad, q_z , evaluada a la altura z , deberá ser calculada de acuerdo a la expresión siguiente:

$$q_z = 0.613 k_z k_{zT} k_d V^2 \quad (13)$$

Donde:

k_z : Coeficiente de exposición por presión de velocidad

k_{zT} : Factor topográfico

k_d : Factor de dirección de viento

V : Velocidad básica del viento

6.6.2.2 DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

El factor de dirección del viento, k_d , se determinará acorde a la tabla que a continuación se cita:

Tabla 25.- Factor de dirección de viento, k_d , [ASCE 7-10]

Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings Main Wind Force Resisting System Components and Cladding	0.85 0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures Square Hexagonal Round	0.90 0.95 0.95
Solid Freestanding Walls and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers Triangular, square, rectangular All other cross sections	0.85 0.95

6.6.2.3 FACTOR TOPOGRÁFICO

El factor topográfico K_z , se determinará de acuerdo a la ecuación:

$$K_{ZT} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2 \quad (14)$$

Donde k_1, k_2, k_3 , se determinará de acuerdo al apartado 26.8.1 de la ASCE 7-10, sin embargo también se establece que si no se conoce todas las condiciones específicas en el apartado antes mencionado se tomara $k_{ZT} = 1.0$.

6.6.2.4 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN POR PRESIÓN DE VELOCIDAD

Basado en la categoría de exposición que establece la normativa, se puede determinar el coeficiente de exposición por presión de velocidad, K_z , de acuerdo a la tabla que se detalla a continuación:

Tabla 26.- Coeficiente de exposición, K_z , [ASCE 7-10]

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
ft	(m)			
0-15	(0-4.6)	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.77	1.89

6.6.2.5 COEFICIENTE DE FUERZA

Al tratarse de una estructura tipo abierta a la exposición con el viento, se utilizará para del el coeficiente de fuerza, C_F , la tabla mostrada a continuación:

Tabla 27.- Coeficiente de fuerza, C_F , [ASCE 7-10]

Tower Cross Section	C_f
Square	$4.0 \epsilon^2 - 5.9 \epsilon + 4.0$
Triangle	$3.4 \epsilon^2 - 4.7 \epsilon + 3.4$

Notes:

- For all wind directions considered, the area A_f consistent with the specified force coefficients shall be the solid area of a tower face projected on the plane of that face for the tower segment under consideration.
- The specified force coefficients are for towers with structural angles or similar flat-sided members.
- For towers containing rounded members, it is acceptable to multiply the specified force coefficients by the following factor when determining wind forces on such members:
 $0.51 \epsilon^2 + 0.57$, but not > 1.0
- Wind forces shall be applied in the directions resulting in maximum member forces and reactions. For towers with square cross-sections, wind forces shall be multiplied by the following factor when the wind is directed along a tower diagonal:
 $1 + 0.75 \epsilon$, but not > 1.2
- Wind forces on tower appurtenances such as ladders, conduits, lights, elevators, etc., shall be calculated using appropriate force coefficients for these elements.
- Loads due to ice accretion as described in Chapter 10 shall be accounted for.
- Notation:
 ϵ : ratio of solid area to gross area of one tower face for the segment under consideration.

6.6.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS DE VIENTO SEGÚN NEC-SE-CG

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo cargas no sísmicas, establece los requerimientos para la cuantificación de cargas de viento, a continuación se detalla:

6.6.3.1 VELOCIDAD INSTANTÁNEA MÁXIMA

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

6.6.3.2 VELOCIDAD CORREGIDA DE VIENTO

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), de acuerdo con la Tabla 28:

$$V_b = V \sigma \quad (15)$$

Dónde:

V_b : velocidad corregida del viento en m/s;

V : velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ : coeficiente de corrección que depende de la altura.

6.6.3.3 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

De acuerdo a la NEC-SE-CG, las características topográficas se reparten en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Tabla 28.- Coeficiente de corrección, σ , [NEC-SE-CG]

ALTURA	SIN OBSTRUCCIÓN Categoría A	OBSTRUCCIÓN BAJA Categoría B	ZONA EDIFICADA Categoría C
5	0.91	0.86	0.8
10	1	0.9	0.8
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

6.6.3.4 CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

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

$$P = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C_e C_f \quad (16)$$

Donde:

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

V_b : velocidad corregida del viento en m/s;

ρ : Densidad del aire expresada en Kg/m³

C_e Coeficiente de entorno/altura

C_f Coeficiente de forma, véase Tabla 29

Tabla 29.- Determinación simplificada del factor C_f , [NEC-SE-CG]

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

6.6.4 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SÍSMICAS SEGÚN NEC-SE-DS

Para la cuantificación de cargas sísmicas aplicadas a una torre autoportada que es una estructura esencial, se utilizará la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), que a continuación se detalla:

6.6.4.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO

La filosofía de diseño a utilizar es la establecida dentro de la NEC-SE-DS.

6.6.4.1.1 SISMO DE DISEÑO

El sismo de diseño es un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. Se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la Estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico (según Figura 9).

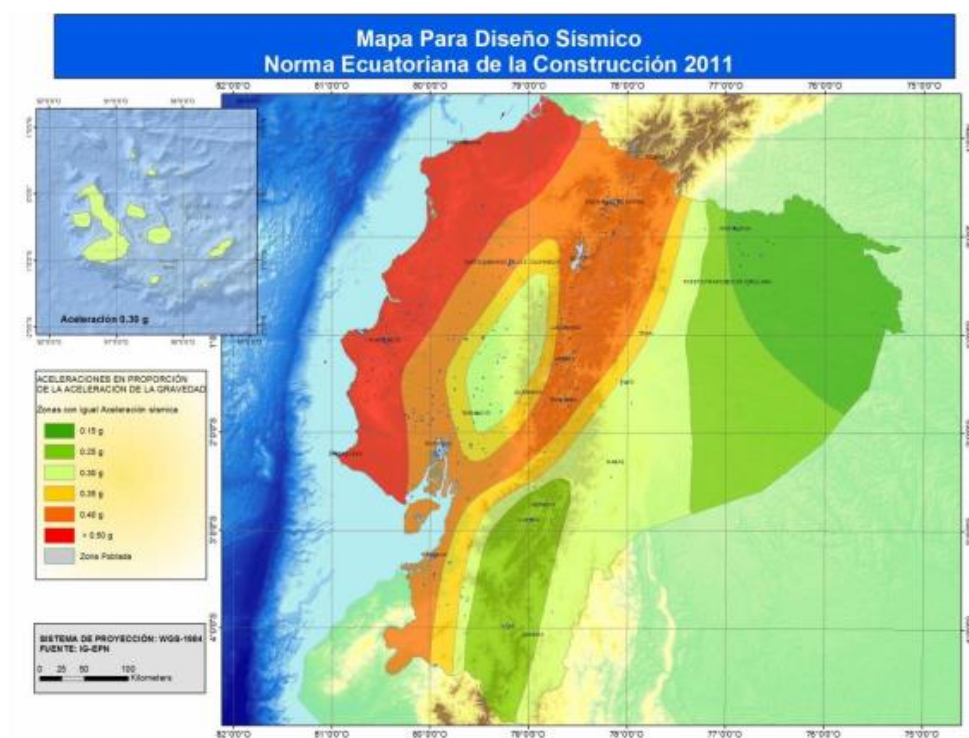


Figura 9.-Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño, [NEC-SE-DS]

6.6.4.1.2 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno tal como en la Tabla 30.-Niveles de amenaza sísmica mostrada a continuación:

Tabla 30.-Niveles de amenaza sísmica. [NEC-SE-DS]

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy Raro (extremo)	2%	2500	0.0004

6.6.4.1.3 OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO

El objetivo de desempeño de esta filosofía busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial.

La filosofía de diseño tradicional establece tres niveles de desempeño estructural ante tres sismos de análisis, para todas las estructuras:

Nivel de servicio (sismo menor): sismo de servicio (periodo de retorno de 72 años) en el que como objetivo general se esperara que no ocurra ningún daño tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales.

Nivel de daño (sismo moderado): sismo ocasional (periodo de retorno 225 años) En el que como objetivos generales se tiene: seguridad de vida, protección de los ocupantes, garantía de la funcionalidad de las estructuras. Se esperara que la

estructura trabaje en el límite de su capacidad resistente elástica, es decir la estructura como tal no sufre daño pero sí hay daño en los elementos no estructurales.

Nivel de colapso (sismo severo): sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años). Se aplicara este nivel de desempeño a las estructuras esenciales o de ocupación especial, en el que como objetivos generales se tiene: prevención de colapso, se esperará incursiones en el rango inelástico, experimentando daño pero en ningún momento la edificación llegara al colapso. Se esperará cierto grado de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los elementos no estructurales. Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

En efecto se sintetiza los niveles de desempeño en la Tabla 31:

Tabla 31.- Niveles de desempeño. [NEC-SE-DS]

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún Daño	Ningún Daño	0.023
Daño	Ningún Daño	Daños	0.014
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.002

Tomando en cuenta los niveles de desempeño antes enunciados, es necesario sumar para estructuras esenciales y especiales las siguientes consideraciones:

6.6.4.1.4 ESTRUCTURAS ESPECIALES Y ESENCIALES

Las estructuras de ocupaciones especiales y esenciales se diseñarán con un nivel de fuerzas sísmicas: no menor que las estipuladas en el método estático del Diseño Basado en Fuerzas (DBF) expuesto en la NEC-SE-DS, ni tampoco será menor que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años, sin aplicación del factor de importancia I.

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- **Limitación de daño** (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- **No-colapso** (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

El efecto de sitio ante este terremoto deberá estudiarse de manera local para los suelos de tipo F. La caracterización y el procedimiento de verificación de este nivel de desempeño sísmico se describen en la norma NEC-SE-RE (Rehabilitación Sísmica de Estructuras). A continuación se detalla en la Tabla 32 los niveles de desempeño estructural para estructuras esenciales:

Tabla 32.-Nivel de desempeño estructural, estructuras esenciales. [NEC-SE-DS]

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras esenciales	Tasa Anual de excedencia
Daño	Si	0.00211
Colapso	Si	0.00004

6.6.4.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS LATERALES PARA ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE LAS EDIFICACIONES

Las torres de telecomunicación, son de carácter esencial y corresponden a otro tipo de estructuras dentro de la clasificación de la NEC-SE-DS, por lo que el código establece que: este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura. El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores del código.

6.6.4.2.1 PESO W

El peso de las estructuras incluirá todas las cargas muertas. Para propósitos de cálculo de fuerzas laterales de diseño, W deberá incluir todos los pesos presentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

6.6.4.2.2 PERÍODO FUNDAMENTAL T

El período fundamental de la estructura se calculará utilizando métodos reconocidos de la dinámica estructural, tales como el Método 2 descrito en la sección 6.3.3 del código NEC-SE-DS.

6.6.4.2.3 LÍMITES DE DERIVA

Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras. Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad. Sin embargo, los efectos $P-\Delta$ deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en la NEC para el caso de estructuras de edificación.

6.6.4.2.4 EFECTOS DE INTERACCIÓN

Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deberán diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.

6.6.4.2.5 FUERZAS LATERALES

Los procedimientos de cálculo de fuerzas laterales últimas para sistemas estructurales similares a los utilizados para el caso de edificaciones, deberán diseñarse como tales. Para el caso de estructuras rígidas (con periodos menores a 0.6 s), éstas se deberán diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación (17):

$$V = \eta Z F_a I W \quad (17)$$

Dónde:

- V: Es Cortante total en la base de la estructura para el DBF
- D: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .
- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en las zonas de periodo corto.
- I: Coeficiente de importancia.
- W: Peso reactivo de la estructura.

6.6.4.2.6 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES

La fuerza V así calculada debe distribuirse de acuerdo con la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

6.6.4.2.7 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 33.

Tabla 33.-Clasificación de perfiles de suelo. [NEC-SE-DS].

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s > 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s > 760$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s > 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N > 50.0$ $S_u > 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s > 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u > 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w > 40\%$ $S_u < 50$ KPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

En la Tabla 34, se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

Tabla 34.- Tipo de suelo y factor de sitio Fa. [NEC-SE-DS]

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase clasificación de perfiles de suelo y sección 10.5.4 de NEC-SE-DS					

6.6.4.2.8 FACTOR DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA

En la Tabla 35 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos (diseño en roca).

Tabla 35.- Tipo de suelo y factor Fd. [NEC-SE-DS]

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase clasificación de perfiles de suelo y sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

6.6.4.2.9 FACTOR DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE SUELOS

En la Tabla 36 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 36.- Factor F_s comportamiento no lineal de suelos. [NEC-SE-DS]

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.12	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase clasificación de perfiles de suelo y sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

6.6.4.2.10 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor R cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones de la presente norma, en la Tabla 37 se detallan los valores del factor R para estructuras diferentes a las de edificación.

Tabla 37.-Valores coeficiente de respuesta estructural R para estructuras diferentes a la edificación. [NEC-SE-DS]

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

6.6.4.2.11 FACTOR DE IMPORTANCIA I

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 38, mostrada a continuación, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño

Tabla 38.-Factor I, Tipo de uso, destino e importancia. [NEC-SE-DS]

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

6.6.4.2.12 ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA Z

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 9, anteriormente mostrada.

Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la Tabla 39.

Tabla 39.- Valores del factor Z en función de zona sísmica adoptada. [NEC-SE-DS]

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥0.50
Caracterización de peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

6.6.4.2.13 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Para el diseño de estructuras de ocupación especial y/o esencial, bien como puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, de acuerdo con lo estipulado en los objetivos y niveles de desempeño sísmico. Por ello, se usan curvas de peligro sísmico.

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, para el caso de estudio será de la ciudad de Ambato. En estas curvas se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. (Figura 10). El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En la figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

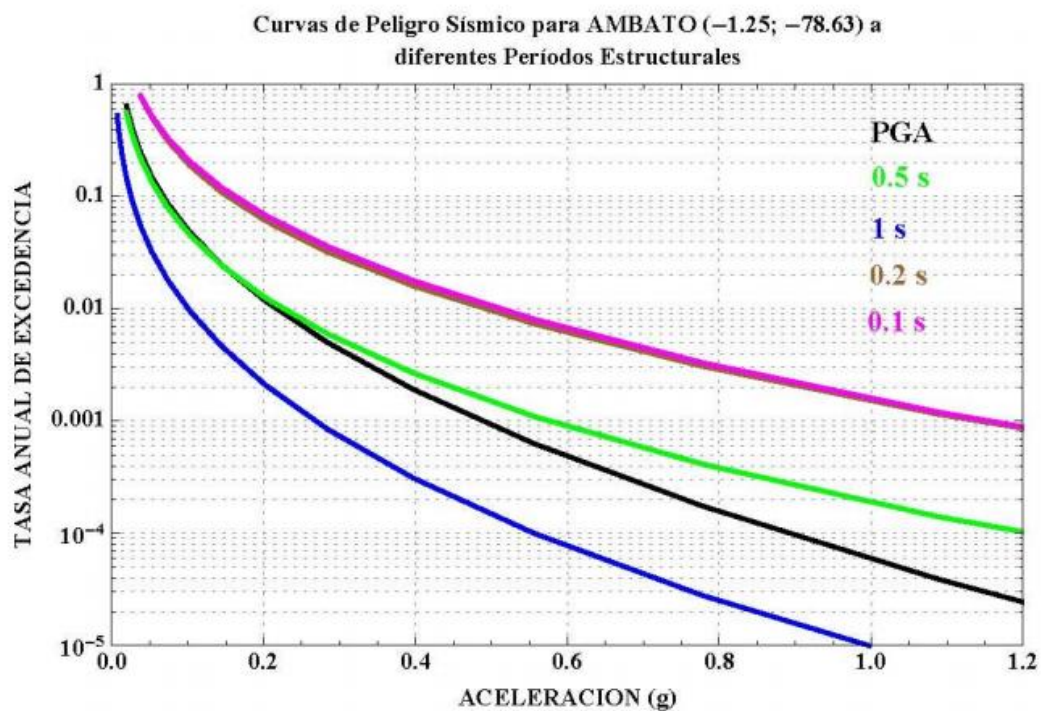


Figura 10.- Curvas de peligros sísmico Ambato. [NEC-SE-DS]

6.6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ACERO

6.6.5.1 GENERALIDADES

Para el diseño estructural del acero se utilizara el método factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design), el cual es representado por la fórmula:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi P_n \quad (18)$$

En la que el lado izquierdo de la ecuación (18) es la resistencia requerida y es producto de diversos tipos de cargas Q_i multiplicados por los coeficientes de carga γ_i , de acuerdo con las combinaciones de carga establecidas por la NEC y que se muestran a continuación:

$$1.4D \quad (19)$$

$$1.2D + 1.6(L) + 0.5(Lr; S; R) \quad (20)$$

$$1.2D + 1.6(Lr; S; R) + (L; 0.5W) \quad (21)$$

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr o S o R) \quad (22)$$

$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (23)$$

$$0.9D + 1.0W \quad (24)$$

$$0.9D + 1.0E \quad (25)$$

Una vez definida la parte izquierda de la ecuación, el lado derecho de la expresión (18) es la resistencia de diseño determinada para un estado límite; deberá ser revisado que se satisfaga para todos los estados límites aplicables, los cuales pueden ser de resistencia y de servicio.

Los estados límite de resistencia se refieren a la seguridad y a la capacidad de carga, entre los que se pueden mencionar: fluencia en la sección total de un elemento a

tracción, rotura en su sección neta efectiva, pandeo flector de un elemento a compresión, momento plástico de un elemento a flexión, falla por fatiga, volcamiento de la estructura, etc.

Los estados límite de servicio tienen que ver con el comportamiento bajo cargas normales de servicio, como las deflexiones de una viga y la resistencia al deslizamiento en una junta tipo deslizamiento crítico. Aunque estos no tienen que ver con la seguridad, su verificación es fundamental para garantizar la funcionalidad de la edificación. (Bermúdez Mejía, 2005)

6.6.5.1.1 PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

De acuerdo a las relaciones ancho-espesor de sus diferentes partes, los miembros metálicos a compresión se clasifican como *no esbeltas* o *esbeltas*. Para elementos con una sección no esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder los valores λ_r , de la tabla B4.1.a establecida en la AISC 360-10, mostrada aquí en la Tabla 40. Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r , la sección se considera esbelta.

Para flexión, las secciones se clasifican como *compactas*, *no compactas* y *esbeltas*. Para que una sección califique como *compacta*, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma (o a las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder la razón ancho-espesor λ_p de la Tabla 41. Si la razón ancho-espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r , de la Tabla 41, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección se califica como esbelta

Tabla 40.- Razones ancho espesor: Elementos en compresión. Miembros sujetos a compresión axial [AISC 360-10]

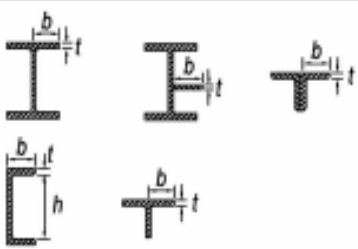
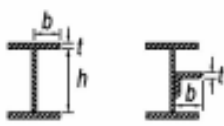


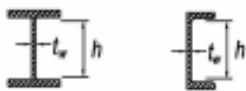



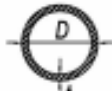
TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c , (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 41.- Razones Ancho-espesor: Elementos en compresión de miembros en flexión. [AISC 360-10]

TABLA B4.1b						
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión						
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacto-no compacta)	λ_r (esbeto-no esbeto)		
Elementos No Alisados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^{(a) (b)}	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Alisados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h _c /t _w	$\frac{h_c \sqrt{E}}{t_w \sqrt{F_y}} \leq \lambda_p$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

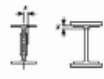
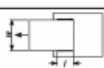

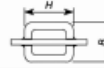
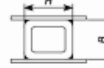
6.6.5.1.2 ÁREA EFECTIVA

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinado de la siguiente forma:

$$A_e = A_n U \quad (26)$$

Donde U en la ecuación (26) es el factor de corte diferido (shear lag) y es determinado de acuerdo a la tabla D3.1 del AISC 360-10, y mostrada a continuación.

Tabla 42.- Factor de corte diferido para miembros en tracción. [AISC 360-10]

TABLA D3.1 Factor de Corte Diferido para Conexiones de Miembros en Tracción			
Caso	Descripción del Miembro	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	—
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Tubos redondos con sólo una plancha gusset concéntrica.	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Tubo Rectangular		
	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$

l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); \bar{x} = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)

6.6.5.1.3 ÁREA NETA

Según la sección B3 del AISC 360-10, el área neta (A_n), de un miembro es la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos, calculados de acuerdo a las siguientes consideraciones:

Para el cálculo del área neta (A_n) para tensión y corte, la perforación para alojar un conector deberá aumentarse 1/8 in (3mm) respecto a la dimensión nominal de la perforación. El área neta puede calcularse usando la siguiente formula:

$$A_n = A_g - (\sum dp + 2)*t \quad (27)$$

Dónde:

A_n =	Área neta para tensión o corte
dp =	Diámetro de la perforación, mm
t =	Espesor del miembro, mm

Para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo el ancho bruto la suma de las dimensiones de los diámetros de las perforaciones o ranuras, de todas las perforaciones en una cadena, y agregando para cada cambio en zigzag en la cadena la cantidad mostrada en la expresión 28:

$$A_{nb} = \frac{S^2}{4g} \quad (28)$$

Dónde:

A_{nb} =	Ancho neto para una cadena de perforaciones, en diagonal o zigzag
S =	Distancia longitudinal centro a centro de dos perforaciones consecutivas (paso), cm.
G =	Distancia centro a centro (gramil) entre líneas de conectores, cm

6.6.5.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

6.6.5.2.1 LÍMITES DE ESBELTEZ

Según la sección D1 del AISC 360-10, no existe límite de esbeltez máxima para miembros sometidos a tracción, sin embargo es preferible que la relación l/r en estos elementos no exceda de 300.

6.6.5.2.2 RESISTENCIA EN TRACCIÓN

Como se indicó en páginas anteriores el diseño por el método LRFD debe satisfacer la ecuación (18). Además el AISC 360-10 en el apartado D2, establece criterios que para el caso de elementos sujetos a tracción la resistencia de diseño a tracción, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción calculada en la sección bruta y ruptura en tracción calculada en la sección neta.

Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\begin{aligned} P_n &= F_y A_g & (29) \\ \phi_1 &= 0.90 \end{aligned}$$

Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$\begin{aligned} P_n &= F_u A_e & (30) \\ \phi_1 &= 0.75 \end{aligned}$$

Dónde:

A_e	Área neta efectiva
A_g	Área bruta o total del miembro
F_y	Tensión de fluencia mínima especificada
F_u	Tensión última mínima especificada

6.6.5.3 ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

El capítulo E del AISC 360-10 establece parámetros y disposiciones para el diseño a compresión en las que la resistencia de diseño en compresión $\Phi_c P_n$ debe ser determinada de la siguiente manera:

La resistencia de compresión nominal, P_n es el menor valor obtenido de acuerdo los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo torsional, en la que se utilizara $\Phi_c = 0.90$

6.6.5.3.1 LÍMITES DE ESBELTEZ

De acuerdo a la sección E2 de la especificación AISC 360-10 establece que para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor a 200.

En la **Figura 11** se muestra los valores de k para diferentes condiciones de apoyo

K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K de diseño que se recomienda	0.65	0.80	r.Z	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos		Rotación fija		Traslación fija		
		Rotación libre		Traslación fija		
		Rotación fija		Traslación libre		
		Rotación libre		Traslación libre		

Figura 11.- Valores de k teóricos y de diseño, para columnas con diferentes condiciones en los extremos

6.6.5.3.2 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

De acuerdo a la sección E3 del AISC 360-10, esta condición de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos aplica para miembros con secciones compactas y no compactas considerando que son elementos en compresión uniforme.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{CR}A_g \quad (31)$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina como sigue:

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ entonces:

$$F_{Cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (32)$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ entonces:

$$F_{CR} = 0.877F_e \quad (33)$$

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico determinado de acuerdo a ecuación o según anexo 7 del AISC 360-10, o de acuerdo a un análisis de pandeo elástico, cuando es aplicable

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (34)$$

6.6.5.3.3 MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{CR} A_g \quad (31)$$

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ o $\frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25$ entonces:

$$F_{CR} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (35)$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ o $\frac{QF_y}{F_e} > 2.25$ entonces:

$$F_{CR} = 0.877 F_e \quad (36)$$

Donde:

F_e = Tensión crítica de pandeo elástico.

Q = Factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión. $Q=1.0$. Para miembros sin elementos esbeltos. $Q= Q_s Q_a$.
Para miembros con secciones de elementos esbeltos.

Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos no atiesados, $Q= Q_s$ ($Q_a=1.0$). Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos atiesados $Q= Q_a$ ($Q_s=1.0$). Para secciones conformadas por ambos elementos esbeltos no atiesados y atiesados, $Q= Q_s Q_a$. Para secciones transversales conformadas de múltiples elementos esbeltos no atiesados, es conservativo el usar el menor Q , del elemento más esbelto para determinar la resistencia del miembro en compresión pura. Para el cálculo del valor Q , véase la sección E7-1 y E7-2 del AISC 360-10.

6.6.5.3.4 ANGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

Según el apartado E5 del AISC 360-10, La resistencia nominal de compresión P_n , para ángulos simples debe ser determinada de acuerdo a los requerimientos dados en la sección E3 o E7 del AISC, que en este documento se detallan en los apartados 6.6.5.3.2 y 6.6.5.3.3 respectivamente.

Los efectos de la excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados cuando los miembros son calificados como elementos en compresión cargados axialmente y se usa una de las razones de esbeltez efectivas especificadas más adelante, y que deben cumplir con las disposiciones siguientes:

- Miembros comprimidos, cargados a través de la misma ala en sus extremos;
- Miembros conectados por soldadura o por lo menos con dos pernos; y
- No existen cargas transversales intermedias.

Ángulos simples con condiciones de carga distinta en los extremos, con una relación entre el ancho del ala más larga y el ancho del ala más corta mayor a 1.7, o con cargas transversales deben ser evaluados usando las disposiciones sobre flexión combinada con carga axial.

- a) Ángulos con alas iguales o alas desiguales conectadas en el ala más larga, que son miembros individuales o almas de enrejados planos con miembros adyacentes del alma, conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón.

Cuando, $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$ entonces:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (37)$$

Cuando, $\frac{L}{r_x} \geq 80$ entonces:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (38)$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitud de ala, menor que 1.7 y están conectados a través del ala corte, KL/r de las ecuaciones (37) y (38) deben ser aumentados agregando $4[(b_t/b_s)^2 - 1]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0.95L/r$.

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

Cuando, $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$ entonces:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \quad (39)$$

Cuando, $\frac{L}{r_x} \geq 80$ entonces:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (40)$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitudes de alas menor que 1.7, conectados a través del ala corta, KL/r de las ecuaciones (39) y (40) debe ser aumentados en $6[(b_t/b_s)^2 - 1]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0.82L/r_z$.

Donde:

L = Longitud del miembro entre puntos de trabajo, cm.

- b_t = Ala larga del ángulo, cm.
 b_s = Ala corta del ángulo, cm
 r_x = Radio de giro en torno del eje geométrico paralelo al ala conectada, cm.
 r_z = Radio de giro para el menor eje principal, cm.

6.6.5.4 CONEXIONES

El diseño de conexiones, es el eje fundamental de todo buen diseño, pues estas definen directamente el desempeño final de la estructura esto a efecto de que puede existir un diseño excelente para los elementos principales y secundarios pero si las juntas no están correctamente diseñadas, los esfuerzos en los elementos no alcanzaran los valores de diseño y en si la estructura no se comportara acorde inicialmente se planteó el comportamiento.

Los miembros de conexión se diseñarán de acuerdo a los capítulos J y K que se establecen en la norma AISC 360-10. La cual clasifica a las conexiones de dos tipos; conexión simple y conexión de momento.

6.6.5.4.1 ESPACIAMIENTO MÍNIMO

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobre medidas o ranuradas no debe ser menor que 2-2/3 veces del diámetro nominal, d , del conector; se prefiere una distancia de $3d$.

6.6.5.4.2 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable en la tabla que a continuación se muestra:

Tabla 43.- Distancia mínima al borde, [AISC 360-10]

TABLA J3.4M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25d
<p>^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.</p> <p>^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.</p>	

6.6.5.4.3 DISTANCIA A LOS BORDES Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150mm El Espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos de contacto continuo consistentes de un perfil de dos planchas debe tener la siguiente:

- Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305mm
- Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180mm.

6.6.5.4.4 RESISTENCIA DE TRACCIÓN Y CORTE DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS.

La resistencia de diseño de tracción y corte, ϕR_n , y la resistencia admisible de tracción y de corte, de un perno de alta resistencia con apriete ajustado o pre tensionado o de una parte roscada debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte, como se indica a continuación.

$$R_n = F_n A_b \quad (41)$$
$$\phi = 0.75$$

Dónde:

F_n = Tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal F_{nv} , expresada en kg/cm². Según la Tabla 44 localizada en la pág. 119,

A_b = Área bruta del perno o parte roscada, cm²

6.6.5.4.5 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES DE PERNOS

La resistencia de aplastamiento disponible, ϕR_n , en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación,

- a) Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobre medidas y de ranura corta, independiente de la dirección de carga, o en perforación de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento.
- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño.

$$R_n = 1.2 l_c t F_u \leq 2.4 dt F_u \quad (42)$$

- Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño.

$$R_n = 1.5 l_c t F_u \leq 3.0 dt F_u \quad (43)$$

- b) Para un perno en una conexión con perforación de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza.

$$R_n = 1.0 l_c t F_u \leq 2.0 dt F_u \quad (44)$$

- c) Para conexiones hechas utilizando pernos que pasan completamente a través de miembros cajón no atiesados o perfiles tubulares, véase la sección J7 de la AISC 360-10

Dónde:

F_u = Resistencia última mínima especificada del material conectada, kg/cm².

d = Diámetro nominal del perno, cm.

l_c = Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, cm.

t = Espesor del material conectado, cm.

6.6.5.4.6 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN TRACCIÓN

La resistencia de diseño, ϕR_n , de elementos involucrados y conectores cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

- Para fluencia en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_y A_g \quad (45)$$

$$\phi = 0.90$$

- Para ruptura en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_u A_e \quad (46)$$
$$\phi = 0.75$$

6.6.5.4.7 RESISTENCIA DE ELEMENTOS A CORTE

La resistencia de corte disponible de elementos involucrados y elementos conectores en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura en corte:

Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv} \quad (47)$$
$$\phi = 1.0$$

Para ruptura en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nw} \quad (48)$$
$$\phi = 0.75$$

Dónde:

A_{gv} = Área bruta solicitada a corte, cm².

A_{nw} = Área neta solicitada a corte, cm².

6.6.5.4.8 RESISTENCIA DE BLOQUE DE CORTE

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria(s) de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (49)$$
$$\phi = 0.75$$

Dónde:

A_{nt} = Área neta solicitada a tracción, cm².

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs}=1$; si la tensión de tracción es no uniforme, $U_{bs}=0.5$.

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE EMPALMES

La resistencia de aplastamiento de diseño, ϕR_n , de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local), como se muestra a continuación:

- a) Para superficies terminadas, pasadores en perforaciones de borde, taladrados o punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado.

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (50)$$
$$\phi = 0.75$$

Dónde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, kg/cm².

A_{pb} = Área proyectada de apoyo, cm².

6.6.5.5 PLACA BASE PARA MONTANTES

El esfuerzo de diseño por compresión en una zapata de concreto o de mampostería es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en una zapata, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que se sobrecargue la zapata, haciendo así que las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa de base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza abajo de dicha placa.

La especificación AISC no estipula un método específico para diseñar placas bases de columnas, por lo que el autor aplicara los conceptos plasmados por (McCormac & Csnernak, 2012).

6.6.5.5.1 ÁREA DE LA PLACA

La resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre el área total del concreto, la resistencia nominal de contacto del concreto (P_p) es:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (51)$$

Donde, en la ecuación (51) f'_c es la resistencia a compresión a los 28 días del concreto y A_1 es el área de la placa base considerando que para el diseño por LRFD es $\phi_c = 0.65$.

Si el área total del soporte de concreto no es cubierta por la placa, el concreto debajo de la placa, rodeado por el concreto exterior, será algo más fuerte. Para esta situación, la Especificación del AISC permite que la resistencia nominal $0.85f'_c A_1$ se incremente multiplicándola por $\sqrt{A_2/A_1}$,

Así, la especificación en la sección J8 establece la ecuación que a continuación se muestra:

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f' c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f' c A_1 \quad (52)$$

Por lo que se tiene el área de la placa:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f' c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} \quad (53)$$

Dónde:

- A_1 = Área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm².
- A_2 = Máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm²
- $f'c$ = Resistencia a compresión especificada del concreto.

6.6.5.5.2 ESPESOR DE LA PLACA

Con frecuencia las bases de columnas se diseñan para resistir momentos flexionantes junto con carga axiales. Una carga axial genera compresión entre la placa base y la zapata de soporte, mientras que un momento incrementa la compresión de un lado y la disminuye en el otro.

El procedimiento para la determinación del espesor de la placa sometida a esfuerzos axiales y a momento se fundamenta en la formulación de hipótesis sobre el ancho y la longitud de la placa, después de lo cual se calculan las presiones bajo la placa y se comparan con el valor permisible. Si la presiones no son satisfactorias, las dimensiones se cambian y las presiones se recalculan hasta que los valores sean satisfactorios. Se calcula el momento en la placa y se determina su espesor.

El momento se calcula para una franja de 1 plg de ancho de la placa y se iguala a su momento resistente. La expresión resultante se despeja para el espesor requerido de la placa, como sigue:

$$M_u \leq \phi_b M_n = \phi_b \frac{F_y I}{c} = \frac{\phi_b F_y \frac{(1)(t)^3}{12}}{\frac{t}{2}} \quad (54)$$

En la que el espesor t se tiene:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi_b F_y}} \quad (55)$$

Donde:

M_u = Momento último

f_y = Límite de fluencia para la placa en estudio, cm²

$\phi_b = 0.9$

6.6.5.6 PERNOS DE ANCLAJE

Las barras o pernos de anclaje deben ser diseñadas para entregar la resistencia requerida por las cargas de la estructura completa en la base de las columnas incluyendo las componentes de tracción neta debidas a cualquier momento de flexión que puedan resultar por la combinación de cargas. De acuerdo a la especificación AISC en el apartado J9 se establece que este tipo de elementos deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos para partes roscadas dados en la tabla J3.2 de esta, y que en el presente documento se cita en la Tabla 44:

El diseño de estos pernos de anclaje para la transferencia de fuerzas a la fundación de concreto incluyendo el aplastamiento sobre los elementos de concreto deberán satisfacer los requisitos de ACI 318 o ACI 349.

Tabla 44.- Tensión Nominal de conectores y partes roscadas. [AISC 360-10]

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nc}, kgf/cm² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[c]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ ^[b]
^[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3. ^[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_{nc} debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete. ^[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre ^[d] Rosca permitida en los planos de corte.		

Los pernos de anclaje se deben diseñar de acuerdo a la especificación AISC 360-10 en la sección J3, de acuerdo a las ecuaciones que a continuación se muestran:

$$R_n = F_n A_b \quad (56)$$

$$F_n = 0.75 F_u \quad (57)$$

Dónde:

R_n = Tracción de diseño del perno, kg/cm².

F_n = Tracción Nominal del perno, kg/cm²

A_b = Área nominal de perno sin hilo, cm²

F_u = Tracción ultima del perno, kg/cm²

En general, la mayor tracción a la que los pernos de anclaje se deben diseñar es la producida por el momento en la base de la columna, aumentada por el levantamiento debido a la tendencia al volcamiento de la estructura bajo cargas laterales. Se permiten mayores perforaciones en la placa base para instalar los pernos de anclaje en la fundación según la Tabla 45 , siempre y cuando se provea resistencia al aplastamiento de las tuercas mediante arandelas.

Tabla 45.- Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje, [AISC 360-10]

DIÁMETRO, in		DIÁMETRO, mm	
Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje	Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje
½	1/16	18	32
5/8	1 3/16	22	36
¾	1 5/16	24	42
7/8	1 9/16	27	48
1	1 13/16	30	51
1 ¼	2 1/16	33	54
1 ½	2 5/16	36	60
1 ¾	2 ¾	39	63
≥ 2	db + 1 ¼	42	74

6.6.5.6.1 LONGITUDES MÍNIMAS DE PERNOS Y DISTANCIAS AL BORDE

Shipp y Haninger (1983) presentaron los parámetros mínimos para el empotramiento de pernos y distancias al borde adoptado del ACI 349. Estos son presentados para el diseño a tensión de pernos de anclaje como se indica en la Tabla 46:

Tabla 46.- Longitudes mínimas de empotramiento para pernos de anclaje, [DeWolf, 2003]

MATERIAL DEL PERNO	LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO MÍNIMA	LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO AL BORDE
A307	12 <i>d</i>	5 <i>d</i> > 4 in
A325,A449	17 <i>d</i>	7 <i>d</i> > 4 in.

6.6.5.6.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE ANCLAJES

(Nonnast, 1993), menciona que la longitud de los anclajes depende del esfuerzo de tracción a que está sometida la barra, y la superficie de adherencia del hormigón. Cumpliéndose la ecuación (58) que a continuación se muestra:

$$l = \frac{P_t}{n * \pi * d * 5} \quad (58)$$

Dónde:

P_t = Esfuerzo de Tracción, kg.

n = Número de pernos de anclaje

d = Diámetro del perno, cm

La adherencia de las barras de anclaje con el hormigón, se calcula a razón de 5 kg/cm².

Así también, (DeWolf, 2003), establece un criterio para el cálculo de la longitud de desarrollo en cual se fundamenta en el cálculo del área requerida para desarrollar la falla por tensión de la superficie del cono que en la Figura 12 se muestra.

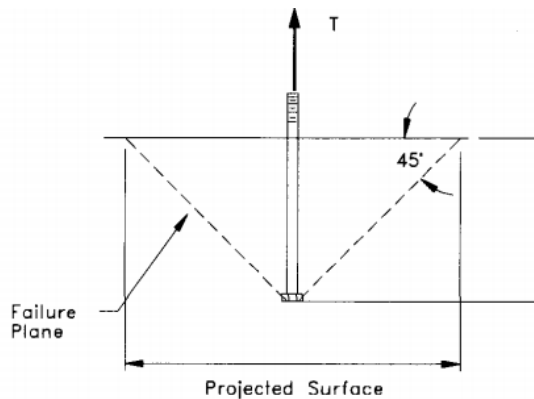


Figura 12.-Cono de arrancamiento por tracción para pernos de anclaje

Así la ecuación para la superficie del área requerida por el cono de arrancamiento a tracción en pernos de anclaje (A_{psf}), es la siguiente:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 \varphi \sqrt{f'c}} \quad (59)$$

Dónde:

T_u = Esfuerzo de Tracción requerida por el perno, kg.

φ = Factor de resistencia asumido igual a 0.75

$f'c$ = Esfuerzo a compresión del hormigón, psi

Por lo que, la longitud requerida del perno está dada por la ecuación:

$$L = \frac{\sqrt{A_{psf}}}{3.14} \quad (60)$$

El apéndice D del ACI 318-08, establece los requerimientos de diseño para los anclajes al concreto, utilizados para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción y cortante y sus combinaciones. El diseño por resistencia de los anclajes debe satisfacer los requisitos para los siguientes parámetros:

6.6.5.6.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN DEL ACERO DE ANCLAJE

La resistencia nominal de un anclaje o grupo de anclajes en tracción controlada por el acero, N_{sa} está dada por la siguiente expresión:

$$N_{sa} = nA_{se,N}f_{uta} \quad (61)$$

Dónde:

n = Número de anclajes.

$A_{se,N}$ = Área transversal efectiva del anclaje en tracción

f_{uta} = No debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ o 860 Mpa

6.6.5.6.4 RESISTENCIA LA CORTANTE DEL ACERO DEL ANCLAJE

La resistencia nominal de un anclaje a cortante está controlada por el acero V_{sa} , o no debe exceder:

$$V_{sa} = n 0.6 A_{se,V}f_{uta} \quad (62)$$

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad (63)$$

Dónde:

n = Número de anclajes.

$A_{se,V}$ = Área transversal efectiva del anclaje en cortante

f_{uta} = No debe ser mayor que el menor de $1.9f_{ya}$ o 860 Mpa

n_t = Numero de hilos por mm

6.6.5.6.5 RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DEL CONCRETO DE ANCLAJE POR TRACCIÓN

La resistencia nominal de arrancamiento del concreto, N_{cb} de un solo anclaje o grupo de anclajes no debe exceder:

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (64)$$

Se debe cumplir que, $A_{NC} \leq nA_{NC0}$ en la que A_{NC0} es igual a:

$$A_{NC0} = 9h_{ef}^2 \quad (65)$$

Dónde:

A_{NC} = Área proyectada de la superficie de falla a distancia $1.5 h_{ef}$

$\psi_{ec,N}$ = Factor de modificación por cargas excéntricas,

$\psi_{ed,N}$ = Factor de modificación por efectos de borde,

$\psi_{c,N}$ = Factor de modificación por fisuración, 1.25 para anclajes preinstalados

$\psi_{cp,N}$ = Factor de modificación para anclajes post-instalados

N_b = Resistencia básica al arrancamiento

RESISTENCIA BÁSICA AL ARRANCAMIENTO

La resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado no debe exceder a la expresión siguiente:

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (66)$$

Dónde:

k_c = Para anclajes preinstalados, 10

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR CARGAS EXCÉNTRICAS, $\Psi_{ec,N}$

El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción está dado por:

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \leq 1.0 \quad (67)$$

Dónde:

e'_N = Excentricidad de la carga de tracción en relación al centro de los pernos sujetos a tracción.

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR EFECTOS DE BORDE, $\Psi_{ed,N}$

El factor de modificación para los efectos del borde está dado por:

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad si \quad c_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad (68)$$

$$\Psi_{ed,N} = 1.0 \quad si \quad c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad (69)$$

6.6.5.6.6 RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DEL CONCRETO DE ANCLAJE POR CORTANTE

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto V_{cbg} en cortante de un grupo de anclajes no debe exceder:

$$V_{cbg} = \frac{A_{VC}}{A_{VCo}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{cp,V} V_b \quad (70)$$

En la que el área proyectada para un anclaje individual, A_{VCo} se calculará con la siguiente ecuación:

$$A_{VCo} = 4.5(c_{a1})^2 \quad (71)$$

Dónde:

A_{VCo} = Área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de concreto.

C_{a1} = Distancia desde el borde del elemento de concreto hasta el eje de la fila de anclajes.

$A_{N,c}$ = Área proyectada de la superficie de falla a distancia $1.5 h_{ef}$

$\Psi_{ec,v}$ = Factor de modificación por cargas excéntricas,

$\Psi_{ed,v}$ = Factor de modificación por efectos de borde,

$\Psi_{c,v}$ = Factor de modificación por fisuración,

$\Psi_{h,v}$ = Factor de modificación para anclajes, $\Psi_{h,v} = \sqrt{1.5c_{a1}/h_a}$; $h_a \leq 1.5c_{a1}$

V_b = Resistencia básica al arrancamiento por cortante

RESISTENCIA BÁSICA AL ARRANCAMIENTO POR CORTANTE

La resistencia básica al arrancamiento de un solo anclaje individual en concreto fisurado no debe exceder a la expresión siguiente:

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda \sqrt{f'c} (c_{a1})^{1.5} \quad (72)$$

Dónde:

l_e = Para anclajes de rigidez constante en toda la sección de longitud, $l_e = h_{ef}$

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR CARGAS EXCÉNTRICAS, $\Psi_{ec,V}$

El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción está dado por:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_{V}}{3c_{a1}}} \leq 1.0 \quad (73)$$

Dónde:

e'_{N} = Excentricidad de la carga de corte en relación al centro de los pernos sujetos a corte

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR EFECTOS DE BORDE, $\Psi_{ed,V}$

El factor de modificación para los efectos del borde está dado por:

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad \text{si } c_{a2} < 1.5c_{a1} \quad (74)$$

$$\Psi_{ed,V} = 1.0 \quad \text{si } c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \quad (75)$$

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR FISURACIÓN $\Psi_{c,V}$

Donde no hay fisuración: $\Psi_{c,V} = 1.4$

Donde existe fisuración, anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario o refuerzo de borde menor que una barra de diámetro nro.13: $\Psi_{c,V} = 1.0$

Anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en barras de diámetro nro. 13 o mayor localizadas entre el anclaje y el borde: $\Psi_{c,V} = 1.2$

Anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro nro. 13 o mayor localizadas entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 100mm: $\Psi_{c,v} = 1.4$

6.6.5.6.7 RESISTENCIA AL DESPRENDIMIENTO LATERAL DEL CONCRETO DE ANCLAJE POR TRACCIÓN

Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde $h_{ef} > 2.5 c_{a1}$ la resistencia al desprendimiento lateral, no debe exceder:

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda \sqrt{f'c}} \quad (76)$$

Para un grupo de anclajes se tiene:

$$N_{sb} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (77)$$

6.6.5.6.8 RESISTENCIA AL DESPRENDIMIENTO DEL CONCRETO POR CABECEO DEL ANCLAJE POR CORTANTE.

La resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje causado por el cortante V_{cpg} no debe exceder de:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad (78)$$

Dónde:

$k_{cp} = 1.0$ para $h_{ef} < 65mm$

$k_{cp} = 2.0$ para $h_{ef} > 65mm$

6.7 MODO OPERATIVO

6.7.1 GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO

El procedimiento de análisis y diseño estructural para el presente caso de estudio se sintetizará en los pasos enunciados a continuación:

- Estructuración, selección del tipo de estructura.
- Cuantificación de cargas y su aplicación en la estructura.
- Pre diseño de elementos.
- Análisis estructural, determinación de esfuerzos internos.
- Diseño estructural, dimensionamiento de los elementos y conexiones.
- Chequeo del comportamiento dentro del rango inelástico de respuesta.
- Revisión Final.

6.7.1.1 ESTRUCTURACIÓN

Para una estructuración correcta y adecuada para una torre de telecomunicaciones tipo autosoportada, es necesario que se cumplan adecuadamente las condiciones siguientes: materiales, configuración geométrica en elevación, en planta y entramado, perfilería metálica a utilizarse y el tipo de conexiones entre elementos.

6.7.1.1.1 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE CONFIGURACIÓN PARA ESTRUCTURACIÓN FINAL DE TORRE AUTOSOPORTADA

Para la selección de las condiciones que constituirán la estructuración final de la torre en estudio, el autor plantea la evaluación de las mismas mediante la utilización de tablas de selección de alternativas, las cuales se fundamentan en un modelo de tabulación que se indica en la Tabla 49, el objetivo de esta tabla es realizar la valoración de las diferentes alternativas como son el tipo de material, tipo de

configuración, tipo de perfil, tipo de conexión, mediante parámetros de valoración tales como el precio, propiedades, características, accesibilidad en el mercado.

Los valores de calificación que se asignará a cada uno de los parámetros será considerando su relación con la selección final, es decir responderá a la pregunta; ¿Qué tan importante es el parámetro X, para seleccionarlo? Entonces esta pregunta se responderá en una escala sobre 5, de acuerdo a los valores dados en la Tabla 47.

Tabla 47.- Tabla de valoración para calificación de parámetros de selección

CRITERIO	VALORACIÓN
Alta importancia	5
Media Importancia	4
Baja Importancia	3
Mínima Importancia	2
No hay importancia	1

Una vez establecidas estas calificaciones, se asignara una nota a cada alternativa, considerando los parámetros de evaluación, es decir responderá a la pregunta, ¿Qué nota tiene la alternativa X considerando el parámetro X? Las notas están establecidas en una escala sobre 5, de acuerdo a los valores dados en la Tabla 48.

Tabla 48.- Tabla de valoración de criterios para calificación de alternativas

CRITERIO	VALORACIÓN
Excelente	5
Muy Bueno	4
Bueno	3
Regular	2
Malo	1

Finalizada la calificación de cada alternativa, se procede a relacionar los valores de criterio con las notas dadas a cada una de las alternativas, generando de este modo una calificación final sobre 5, en la que la alternativa que tenga la mayor calificación será la alternativa de selección final.

En la Tabla 49 indicada a continuación se muestra esquemáticamente la tabla modelo para la evaluación de las alternativas, concepto que fue planteado en párrafos anteriores.

Tabla 49.- Tabla modelo para alternativas de selección de condiciones de estructuración.

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN DE CONDICIONES DE ESTRUCTURACIÓN							
DESCRIPCIÓN	CRITERIO	Alternativa X		Alternativa Y		Alternativa Z	
		Nota	Total	Nota	Total	Nota	Total
Parámetro X	*	**					
Parámetro Y							
Parámetro Z							
SUMATORIA							
CALIFICACIÓN							
<p>* <i>¿Qué tan importante es el parámetro X, para seleccionarlo?</i></p> <p>** <i>¿Qué valoración tiene la alternativa X considerando el parámetro X?</i></p>							

Es necesario recalcar que los valores de calificación que se asignen, están fundamentados en las ventajas y desventajas que tendría cada una de las alternativas.

A continuación se realiza la selección de las alternativas más adecuadas para la estructuración de la torre de telecomunicaciones autosoportada de 42 m de altura.

6.7.1.1.2 MATERIALES

Para la estructura en estudio es indispensable utilizar materiales de calidad, que cumplan estrictamente las normativas que se apliquen a estos.

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, en el capítulo correspondiente a estructuras de acero, establece que se puede utilizar como materiales a aquellos que cumplan las especificaciones siguientes: ASTM: A36/A36 M, A53/A53 M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M.

En la Tabla 50 se establece las ventajas y desventajas de algunos aceros.

Tabla 50.- Ventajas y desventajas de alternativas de material

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE MATERIAL		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
ACERO A36	Accesibilidad en mercado por su alta demanda	Menor resistencia en relación a A572, A588
	Alta utilidad	
	Acero aleado	
ACERO A572	Baja Aleación	Accesibilidad limitada en mercado nacional
	Alta resistencia	Alto costo
ACERO A588	Baja Aleación	Producción mínima del material
	Alta resistencia	Accesibilidad limitada en mercado nacional
	Resistencia a la corrección	Aplicación en estructuras especiales.

A continuación en la Tabla 51 se detalla los criterios de selección, para la utilización del material constitutivo para la torre de telecomunicaciones autosoportada, esto considerando las ventajas y desventajas que ofrecen estos materiales (Tabla 50) en los parámetros de accesibilidad en el mercado, precio y sus propiedades. Por lo que de acuerdo a la realidad del Ecuador el autor califica cada uno de los parámetros.

Tabla 51.-Alternativas de selección tipo de material

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN DE MATERIAL							
DESCRIPCIÓN	CRITERIO	ACERO A36		ACERO A572		ACERO A588	
		Nota	Total	Nota	Total	Nota	Total
Accesibilidad en mercado	5.00	5.00	25.00	3.00	15.00	3.00	15.00
Precio	5.00	4.00	20.00	3.00	15.00	3.00	15.00
Propiedades	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00	5.00	25.00
SUMATORIA	15.00		65.00		50.00		55.00
CALIFICACIÓN		4.33		3.33		3.66	
<i>Valoración nota::</i>							
<i>5:Excelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

De acuerdo a la tabla anterior y considerando los criterios enunciadas en esta, se concluye que se utilizará como material el Acero A36, pues este tiene como valoración igual a 4.33, la más alta en relación a las otras alternativas.

6.7.1.1.3 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN

Para el caso de torres auto-soportadas, según se estipuló en la sección 2.4.2.5 de este documento, la configuración en elevación se puede presentar de las siguientes maneras;

- a)** Sección transversal constante (aplicable para torres atirantadas),
- b)** Tres tipos de secciones,
- c)** Sección transversal variable con la altura y
- d)** Dos secciones transversales.

La selección de la alternativa de configuración geométrica en elevación más adecuada se realiza considerando parámetros de comportamiento, costo, seguridad y la facilidad de construcción (Tabla 53), esto fundamentado en las ventajas y desventajas de cada una de las opciones (véase Tabla 52).

Tabla 52- Ventajas y desventajas de alternativas de configuración geométrica en elevación

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN			
ALTERNATIVA	CONFIGURACIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
OPCIÓN B: Tres tipos de sección		Buen comportamiento a cargas laterales	Dificultad de trabajo en taller, por la variedad de dimensiones en elementos
		Adaptable a múltiples diseños	Aplicabilidad limitada en el Ecuador
		Mínima aplicación en Ecuador	Concentración de esfuerzos en cambios bruscos de sección.
OPCIÓN C: Sección variable con la altura		Alta aplicabilidad en Ecuador	Dificultad para instalación de antenas
		Facilidad constructiva y montaje	
		Distribución adecuada de cargas laterales sobre toda la estructura.	
OPCIÓN D: Dos secciones transversales		Alta Aplicabilidad en Ecuador	Mayor trabajo en taller en relación a estructuras con sección variable con la altura.
		Facilidad de instalación de antenas	
		Facilidad constructiva y montaje	

Tabla 53.- Alternativas de selección para configuración en elevación

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN PARA CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN							
DESCRIPCIÓN	CRITERIO	OPCIÓN B		OPCIÓN C		OPCIÓN D	
		NOTA	PESO	NOTA	PESO	NOTA	PESO
Comportamiento	5.00	4	20.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Costo	5.00	4	20.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Seguridad	5.00	4	20.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Facilidad de construcción	4.00	4	16.00	5.00	20.00	5.00	20.00
SUMATORIA	19.00		76		80		80.00
CALIFICACIÓN		4.00		4.21		4.21	
<i>Valoración criterio:</i>							
<i>5: Exelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

Según la evaluación que se realiza en la tabla anterior, se podría utilizar la opción C o D. Sin embargo el autor se inclina por la opción D, considerando como premisa que se podrá facilitar la instalación de polos que sostendrán a las antenas, esto pues se planifica realizar el segundo tramo considerando una sección transversal constante en altura.

Entonces, se concluye que se utilizará como configuración la opción planteada en la figura 8d, que establece una torre con dos secciones transversales

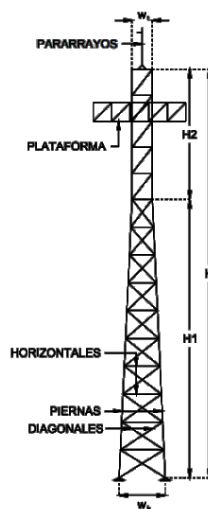


Figura 8d.-Configuración en elevación de torre con dos secciones transversales.

6.7.1.1.4 CONFIGURACIÓN EN PLANTA

Para la configuración en planta se establecen dos formas, sección cuadrada y sección Triangular. Se realiza una evaluación de las alternativas (Tabla 55) considerando las ventajas y desventajas que ofrece cada opción (Tabla 54).

Tabla 54.- Ventajas y desventajas de alternativas de configuración en planta

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
SECCIÓN CUADRADA	Menores secciones de perfiles	Limitada aplicación en Ecuador
	Tiene cuatro montantes	Mayor número de elementos
SECCIÓN TRIANGULAR	Alta aplicación en Ecuador	Mayores secciones de perfiles
	Menor número de elementos	Tiene tres montantes
	Menor tiempo de montaje	

Tabla 55.- Alternativas de selección para configuración en planta.

ALTERNATIVAS DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA					
DESCRIPCIÓN	PESO	CUADRADA		TRIANGULAR	
		NOTA	PESO	NOTA	PESO
Costo	5.00	3.00	15.00	5.00	25.00
Facilidad de construcción	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Aplicación en Ecuador	4.00	2.00	8.00	5.00	20.00
SUMATORIA	14.00		43.00		65.00
CALIFICACIÓN		3.07		4.64	
<i>Valoración criterio:</i>					
<i>5: Excelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>					

Se determina que se utilizará como configuración en planta una sección triangular para el presente caso en estudio.

6.7.1.1.5 ENTRAMADO

Existen múltiples configuraciones que se pueden establecer para torres de telecomunicación, así se muestra en la Figura 13 que a continuación se muestra:

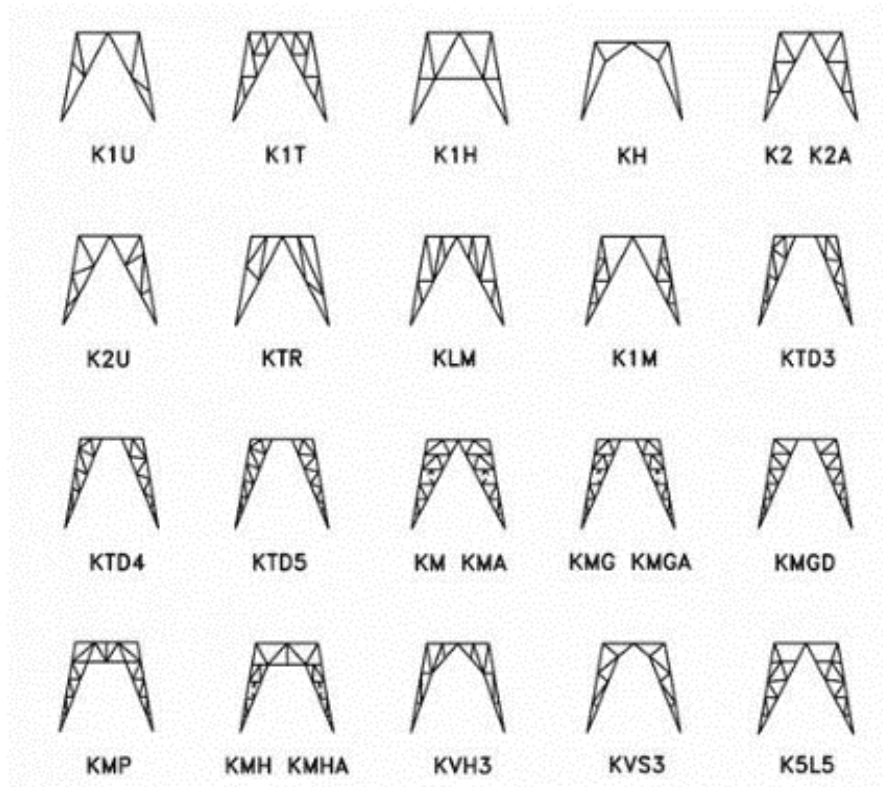


Figura 13.-Algunas alternativas de configuración geométrica para torres auto soportadas

Es debido al sin número de configuraciones posibles, se realiza una preselección de modelos para determinar cuál es la configuración adecuada para el caso presente en estudio. En la Figura 14, se indican las configuraciones preseleccionadas.

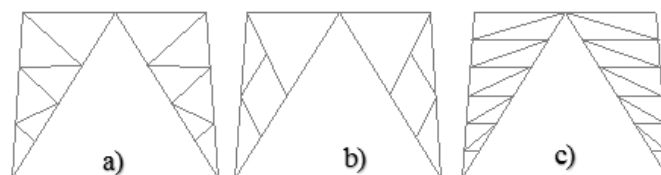


Figura 14.- Preselección de configuraciones geométricas para torre auto soportada

Se procede a aplicar criterios de selección de la configuración final para la torre en estudio, esto se detalla en la Tabla 57, en la que se realiza una evaluación considerando la Tabla 56 que establece ventajas y desventajas de cada una de las opciones de configuración de entramado.

Tabla 56.- Ventajas y desventajas de configuración de entramado

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CONFIGURACIÓN DE ENTRAMADO		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
OPCIÓN A	Medio número de elementos	Alta cantidad de conexiones
	Dificultad media en montaje	
OPCIÓN B	Bajo número de elementos	Longitud en elementos
	Menor número de conexiones	Mayores secciones de perfiles
	Facilidad en montaje	
OPCIÓN C	Distribución adecuada de esfuerzos	Alto Número de elementos
	Menor sección de perfiles	Dificultad en montaje
		Gran número de conexiones

Tabla 57.- Alternativas de configuración geométrica para torre en estudio

ALTERNATIVAS DE CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA PARA TORRE EN ESTUDIO							
DESCRIPCIÓN	CRITERIO	OPCIÓN A		OPCIÓN B		OPCIÓN C	
		Nota	Total	Nota	Total	Nota	total
Peso	5.00	4.00	20.00	5.00	25.00	4.00	20.00
Facilidad constructiva	4.00	5.00	20.00	5.00	20.00	3.00	12.00
Costo	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00	3.00	15.00
Facilidad de transporte	4.00	5.00	20.00	5.00	20.00	3.00	12.00
Funcionamiento	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00	5.00	25.00
SUMATORIA	23.00		100.00		105.00		84.00
CALIFICACIÓN		4.34		4.56		3.65	
<i>Valoración nota::</i>							
<i>5:Exelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

A partir de la valoración realizada en la Tabla 57 se concluye que se utilizará la configuración geométrica de los elementos de acuerdo a la Figura 14b

6.7.1.1.6 PERFILERÍA METÁLICA

Existen diferentes perfiles que se pueden utilizar para la construcción de torres auto soportadas, así la selección de la perfilería a utilizar para montantes, y elementos secundarios se detallan en la Tabla 59 y la Tabla 61 respectivamente.

Para los montantes, la perfilería a utilizar debe ser aquella que permita fundamentalmente adaptar la configuración triangular antes seleccionada, entonces para este caso aplica perfilería tipo L (siempre que tenga un ángulo de 60°), tipo O, y tipo UVE.

En la Tabla 58 se detalla las ventajas y desventajas para las diferentes alternativas para montantes, antes mencionadas.

Tabla 58.- Ventajas y desventajas de alternativas para montantes.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE MONTANTES		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
TIPO L	Montaje eficiente	Accesibilidad limitada en mercado nacional
	Rápido trabajo en taller	Mayores secciones
TIPO O	Accesibilidad en mercado nacional	Uniones soldadas
	Trabajo en taller alto	Elementos susceptible a deformaciones
	Facilidad de montaje media	
TIPO UVE	Menor Peso	Accesibilidad limitada en mercado
	Rápido trabajo en taller	Elementos adicionales para unión
	Eficiente Montaje	

Considerando las ventajas y desventajas mostradas en la tabla anterior se procede a seleccionar la alternativa más adecuada para montantes (Tabla 59).

Tabla 59.- Alternativas de selección para montantes

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN PARA MONTANTES							
DESCRIPCIÓN	PESO	TIPO L		TIPO O		TIPO UVE	
		NOTA	PESO	NOTA	PESO	NOTA	PESO
Accesibilidad en mercado	5.00	5.00	25.00	5.00	25.00	5.00	25.00
Precio	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Propiedades	4.00	3.00	12.00	4.00	16.00	5.00	20.00
Facilidad de transporte	4.00	5.00	20.00	4.00	16.00	4.00	16.00
Facilidad de montaje	4.00	4.00	16.00	4.00	16.00	4.00	16.00
SUMATORIA	22.00		93.00		93.00		97.00
CALIFICACIÓN		4.23		4.23		4.41	
<i>Valoración criterio:</i>							
<i>5:Exelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

Considerando la Tabla 59 se establece que se utilizara perfil tipo UVE para los montantes que tendrá la torre.

Para la selección de la perfilería de los elementos secundarios, se puede utilizar un sinnúmero de opciones, sin embargo el autor considera una preselección de perfiles la cual se fundamenta principalmente en la accesibilidad de estos perfiles en el mercado nacional. Así los perfiles a evaluar son los de tipo; L, O y C, los cuales se detallan en la Tabla 60 considerando sus ventajas y desventajas.

Tabla 60.- Ventajas y desventajas de alternativas de elementos secundarios

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE ELEMENTOS SECUNDARIOS		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
TIPO L	Montaje eficiente	Menor resistencia a esfuerzos
	Alta accesibilidad en el mercado nacional	Dificultad media de trabajo en taller
TIPO O	Alta accesibilidad en el mercado nacional	Dificultad de trabajo en taller
	Mayor resistencia a esfuerzos	Susceptibilidad a deformaciones
	Montaje Eficiente	
TIPO C	Mayor resistencia a esfuerzos	Alto costo
	Montaje eficiente	Peso alto

Considerando las ventajas y desventajas de la tabla anterior se procede a la selección de la alternativa adecuada para elementos secundarios. Véase la Tabla 61.

Tabla 61.- Alternativas de selección para elementos secundarios

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN PARA ELEMENTOS SECUNDARIOS							
DESCRIPCIÓN	PESO	TIPO L		TIPO O		TIPO C	
		NOTA	PESO	NOTA	PESO	NOTA	PESO
Accesibilidad en mercado	5.00	5.00	25.00	5.00	25.00	5.00	25.00
Precio	5.00	4.00	20.00	4.00	20.00	4.00	20.00
Propiedades	4.00	5.00	20.00	4.00	16.00	4.00	16.00
Facilidad de transporte	4.00	5.00	20.00	4.00	16.00	4.00	16.00
Facilidad de montaje	4.00	4.00	16.00	4.00	16.00	4.00	16.00
SUMATORIA	22.00		101.00		93.00		93.00
CALIFICACIÓN		4.59		4.23		4.23	
<i>Valoración criterio:</i>							
<i>5:Exelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

De acuerdo a la Tabla 61, se utilizará perfiles tipo L, para elementos secundarios.

6.7.1.1.7 CONEXIÓN ENTRE ELEMENTOS

Las alternativas de conexión también son variadas, así las conexiones atornilladas, soldadas y mediante remaches se utilizan en estructuras metálicas.

En la Tabla 62 se plantea las ventajas y desventajas de las conexiones.

Tabla 62.- Ventajas y desventajas de alternativas de conexión entre elementos

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ALTERNATIVAS DE CONEXIÓN ENTRE ELEMENTOS		
ALTERNATIVA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
TORNILLOS	Buen comportamiento sísmico	Concentración de esfuerzos en perforaciones
	Facilidad de montaje	Elementos adicionales de unión
	No requiere personal especializado	
SOLDADURA	Transmisión de esfuerzos	Requiere personal especializado
	Establece una estructura rígida	Dificultad en montaje
	No necesita elementos adicionales de unión	Cambio de propiedades en elementos soldados
REMACHES	Elemento eficiente para conexión	Dificultad de montaje
		Limitada aplicabilidad

De acuerdo a la Tabla 62 se procede a la selección de alternativas para conexión, véase Tabla 63.

Tabla 63.-Alternativas de selección de conexiones para torre en estudio

ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN PARA CONEXIONES							
DESCRIPCIÓN	PESO	TORNILLOS		SOLDADURA		REMACHES	
		NOTA	PESO	NOTA	PESO	NOTA	PESO
Accesibilidad en mercado	5.00	5.00	25.00	5.00	25.00	5.00	25.00
Precio	5.00	4.00	20.00	3.00	15.00	4.00	20.00
Propiedades	4.00	4.00	16.00	5.00	20.00	3.00	12.00
Seguridad	4.00	5.00	20.00	5.00	20.00	4.00	16.00
Facilidad de construcción	5.00	5.00	25.00	3.00	15.00	4.00	20.00
SUMATORIA	23.00		106.00		95.00		93.00
CALIFICACIÓN		4.61		4.13		4.04	
<i>Valoración criterio:</i>							
<i>5:Exelente, 4: Muy Bueno, 3: Bueno, 2: Regular, 1: Malo</i>							

De acuerdo a la valoración realizada en la Tabla 63, se utilizará conexiones atornilladas para el caso en estudio.

6.7.1.1.8 ESTRUCTURACIÓN FINAL DE TORRE AUTOSOPORTADA

Luego de evaluar las diferentes alternativas para la estructuración que se puede dar en una torre tipo autosoportada para telecomunicaciones, se determina que esta se configurará de la siguiente manera.

- El material a utilizarse será acero ASTM A36 para elementos principales, secundarios y accesorios.
- La configuración del entramado será de acuerdo a la Figura 14b.
- La configuración en elevación tendrá dos secciones transversales, Figura 8d
- La torre será de sección triangular.
- Los montantes serán constituidos por perfiles tipo UVE.
- Los elementos secundarios (Horizontales, diagonales) estarán constituidos por perfiles tipo L
- Las conexiones entre elementos será mediante tornillos, y el material de estos será A325, para tornillos de alta resistencia.

Así a continuación en la Figura 15 se muestra esquemáticamente la estructuración de la torre:

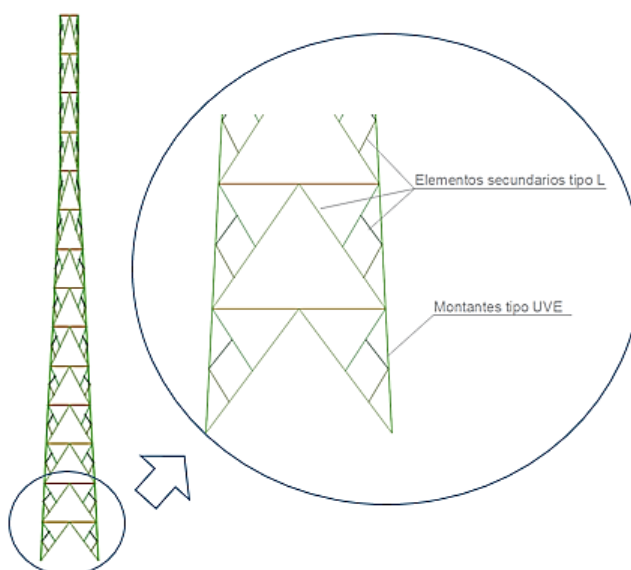


Figura 15.- Estructuración de torre en estudio

6.7.1.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

Una torre de telecomunicaciones al ser del tipo autoportada es un elemento que resiste cargas propias y de origen externo, entonces las cargas a las que está sometido este elemento son:

- Carga muerta (Permanente)
- Carga Viva (Variable)
- Acciones Eólicas (Accidentales)
- Acciones Sísmicas (Accidentales)
- Cambios de temperatura

6.7.1.2.1 CARGA MUERTA D

Dentro de este caso de carga está incluido el peso propio de la estructura incluyendo además el peso de antenas y equipos instalados sobre la torre.

- PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Para la cuantificación del peso propio de la estructura es menester considerar los pesos que se generan por; perfilería metálica, pernería en torre, accesorios instalados y el peso de las antenas.

- PERFILERÍA METÁLICA

Dentro del peso de perfilería metálica, está incluido el peso de montantes (perfil tipo UVE), el de las diagonales principales y secundarias (perfil tipo L), uniones entre montantes, botas de torre, plataforma. Véase Figura 16.

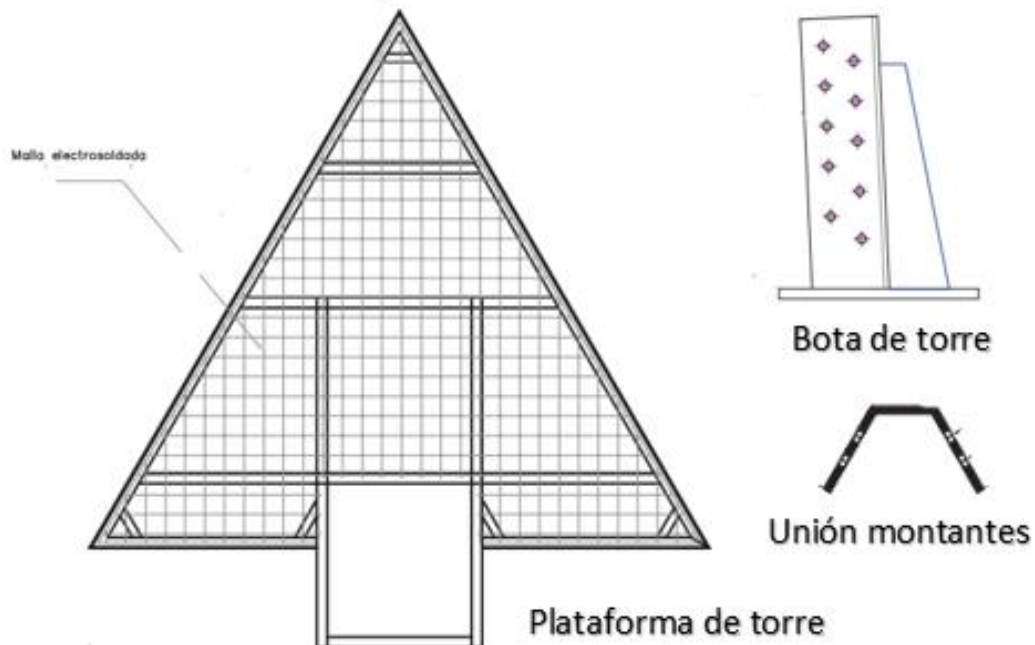


Figura 16.- Plataforma, bota de torre y unión montantes

- **PERNERÍA EN TORRE**

El peso de pernería incluye el peso de tornillos, así como también arandelas planas y de presión.



Figura 17.- Elemento de conexión de alta resistencia

- **ACCESORIOS**

Los accesorios que se instalan en la torre son varios y es necesario cuantificar el peso de estos, para posteriormente aplicar las cargas en la modelación. En la Figura 18 se muestra gráficamente los diferentes elementos que constituyen como accesorios en una torre autoportada.

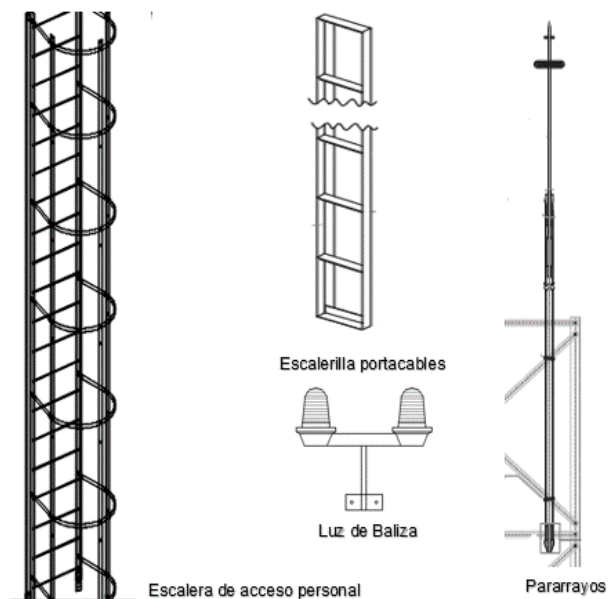


Figura 18.- Accesorios en torre autoportada de telecomunicaciones

Para la cuantificación de pesos de estos elementos, el procedimiento de cálculo se establece en la tabla que se muestra a continuación, que para el caso de escalerillas se tiene un peso de 158.26kg, el cual será distribuido en la parte media de los perfiles horizontales de una cara de la torre, es decir en 14 juntas, lo que da como resultado una carga puntual en sentido gravitacional de 11.304kg.

De igual manera se determina la carga por escalera de acceso personal, la cual tiene un peso de 316.512 kg, y distribuyendo esta magnitud en las 14 juntas se tiene un valor de carga puntual igual 22.608kg

Tabla 64.- Cuantificación de pesos de accesorios en torre

CÓDIGO	NOMBRE	NUMERO	LONGITUD	TIPO DE PERFIL	DIMENSIONES			Área	Volumen	Peso Especifico	Peso Total/U	Peso Total	
					B	L	e						
					m	m	m						
ACCESORIOS	Es	Escalerillas	2	42	L	30	30	4	2.52	0.0100	7850.0	79.128	158.25
	Esc.	Escaleras	2	84	L	30	30	4	5.04	0.0201	7850.0	158.25	316.51
	Par	Pararrayos	1	6	O	-	-	-	-	0.0028	7850.0	22.137	22.137
		Polos antenas RF 2"	2	1.5	O	-	-	-	-	0.0019	7850.0	15.465	30.929
		Polos antenas MW 4"	2	1.5	O	-	-	-	-	0.0009	7850.0	7.732	15.465
	Pltf.	Plataforma	1										

- PESO DE ANTENAS

El peso de antenas dentro de la carga muerta de la torre autoportada, es muy importante, pues estas magnitudes pueden ser determinantes en el diseño final de la estructura. A continuación se detalla las características técnicas de las antenas que serán instaladas en la torre de telecomunicaciones, y por ende estarán dentro del análisis, es menester recalcar que estas especificaciones serian producto de un análisis que realizaría un ingeniero en telecomunicaciones y este indica tipo de antena, altura y azimut de instalación.

- Se instalarán, 1 antena sectorial TMA (Tabla 65), a una altura de 42m, y tendrán un azimut de 0° , así como también una GSM (Tabla 66), a una altura de 42m con azimut de 90°
- Se instalarán 1 antena parabólica de 1.20m de diámetro (Tabla 67), a una altura de 36m y un azimut de 180° , así como también una antena parabólica de 0.60m de diámetro (Tabla 68), a una altura de 36m y un azimut de 270°

Los datos antes detallados, se plasman esquemáticamente en la Figura 19:

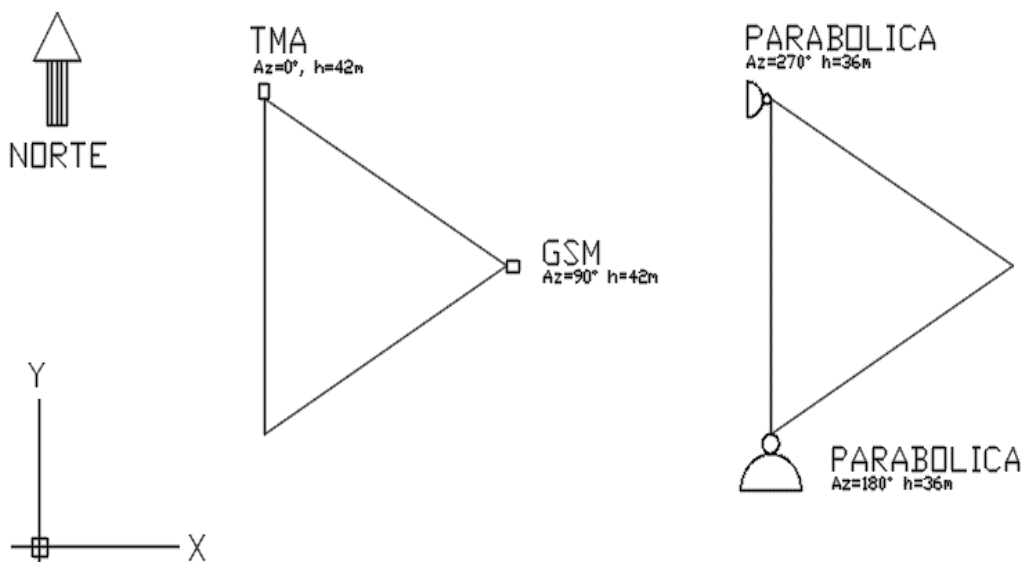


Figura 19.- Ubicación de antenas en torre, vista en planta

Según Carrasco, 2009, cita características técnicas para determinadas antenas, las que permitirán establecer los parámetros de modelación de antenas dentro del análisis y diseño estructural, a continuación en las tablas siguientes se muestran y detallan las especificaciones para antenas sectoriales y tipo microonda.

Tabla 65.- Especificaciones antena Sectorial TMA DBD90060, 150

Antena Sectorial TMA DBD90060, 150	
Descripción	Magnitud
Dimensiones, (alto x ancho c profundo)mm	1880 x 320 x 68
Peso	9.5 kg
Fuerza de empuje (150km/h)	97 kg

Tabla 66.-Especificaciones antena Sectorial GSM 900 DBD90060, 150

Antena Sectorial GSM 900 DBD90060,150	
Descripción	Magnitud
Dimensiones, (alto x ancho c profundo)mm	2440 x 310 x 66
Peso	13 kg
Fuerza de empuje (150km/h)	134 kg

Tabla 67.-Especificaciones antena tipo parábola d=1.20m

ANTENA TIPO PARÁBOLA D=1.20m	
Descripción	Magnitud
Diámetro	1.20m
Peso	75.00 kg
Fuerza de empuje frontal (150km/h)	191.00 kg
Fuerza de empuje a 45° (150km/h)	201.00 kg

Tabla 68.-Especificaciones antena tipo parábola d=0.60m

ANTENA TIPO PARÁBOLA D=0.60m	
Descripción	Magnitud
Diámetro	0.60 m
Peso	25.00 kg
Fuerza de empuje frontal (150km/h)	47.80 kg
Fuerza de empuje a 45° (150km/h)	50.30 kg

6.7.1.2.2 CARGA VIVA L

La carga viva para el presente caso de estudio está relacionada al peso de las personas y herramientas que se podrían encontrar sobre la estructura, ya sea esto por instalación de equipos o por mantenimiento de la estructura.

La carga viva será aplicada en cada vértice de la plataforma de trabajo ($h=42m$), considerando una carga de 70 kg, es decir representará la presencia de tres personas sobre la superficie de trabajo.

6.7.1.2.3 ACCIONES EÓLICAS, ANÁLISIS POR VIENTO W

Las acciones eólicas son las fuerzas solicitantes laterales producto de la aplicación de las ráfagas que causa el viento sobre la estructura y los equipos de transmisión instalados en la torre de telecomunicaciones, generando en la configuración resistente, esfuerzos y solicitaciones que generan deformaciones temporales o permanentes.

La magnitud de estas fuerzas en ciertos casos pueden ser de tal magnitud que llegarían incluso a superar las que producen las acciones sísmicas, esto principalmente a efecto de la altura y las altas velocidades de viento que se podrían dar en el sector en el que se encuentra asentada la estructura a diseñar. Por lo que se vuelve imprescindible realizar la correcta estimación de las cargas de viento.

La cuantificación de las cargas de viento se realiza considerando la utilización de la normativa que presente las condiciones más críticas para el diseño, según los estándares listados; TIA/EIA 222-F, ASCE 7-10, NEC, mostrados y detallados en páginas anteriores en las secciones 6.6.1, 6.6.2 y 6.6.3 respectivamente.

Así en la Tabla 69, Tabla 70 y Tabla 71 se detalla el cálculo de las fuerzas producto de viento según las normas antes nombradas. Permitiendo a través de estos resultados realizar un cuadro comparativo para la selección final de la normativa a

utilizar para el diseño de la torre autoportada, este se muestra en la figura siguiente:

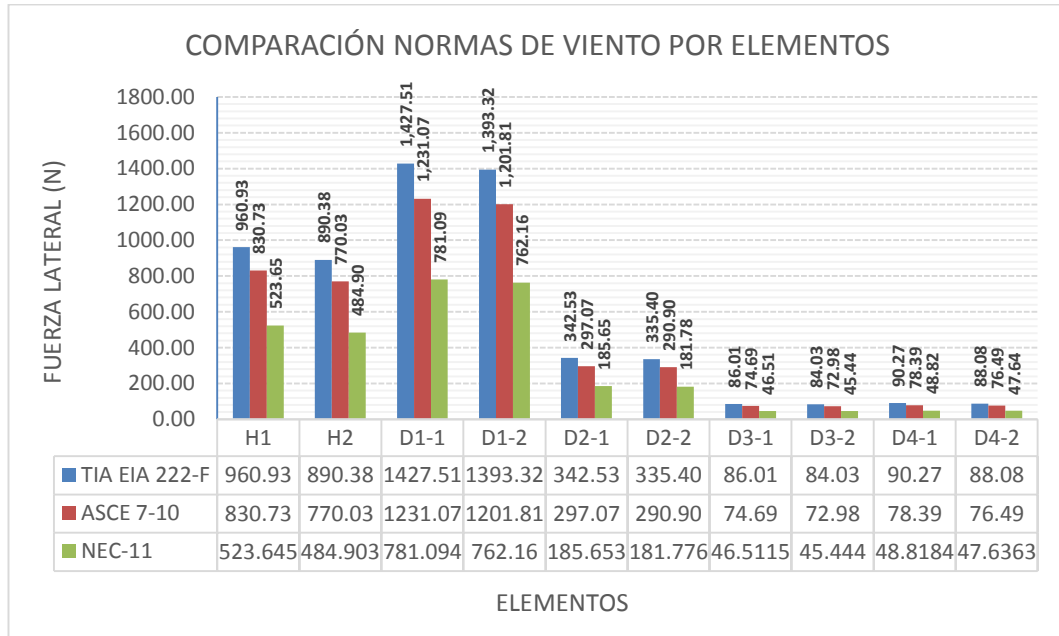


Figura 20.- Comparación de resultados de cuantificación de cargas de viento para las diferentes normativas en estudio, Tramo 1

De acuerdo a la comparación realizada, se determina que la norma a utilizar para la cuantificación de cargas para el presente caso de estudio, será la normativa TIA-EIA 222-F.

En relación a las cargas de viento sobre las antenas, se toman los valores de fuerza de la Tabla 65, Tabla 66, Tabla 67 y Tabla 68.

Tabla 69.- Cuantificación de cargas de viento según norma TIA/EIA 222-F

ALTURA	TRAMO	CARA	CÓDIGO	Nombre	Nro.	LONG m	PERFIL	B			H M	z m	V m/s	kz	qz	CHEQUEO <=kz<=2,5	GH	CHEQUEO <=kz<=1,2	e	CF	DF	AE m2	CA	CA*AA m2	F N	TOTAL F kg
								mm	mm	mm																
6m	TRAMO 1	CARA 1	Hs-1-1-1	H secundario-Niv-1	1	4.19	L	60	60	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.010	3.35	1	0.251	2	0.503	960.93	97.95
			Hp-2-1-1	H principal-Niv-2	1	3.88	L	60	60	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.009	3.36	1	0.233	2	0.466	890.38	127.35
			D1-1-1-1	Diagonal 1-Niv1	2	3.75	L	100	100	8	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.014	3.33	1	0.375	2	0.750	1427.51	215.98
			D1-2-1-1	Diagonal 1-Niv2	2	3.66	L	100	100	8	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.014	3.33	1	0.366	2	0.732	1393.32	267.06
			D2-1-1-1	Diagonal 2-Niv1	2	1.78	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.38	1	0.089	2	0.178	342.53	213.20
			D2-2-1-1	Diagonal 2-Niv2	2	1.75	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.38	1	0.087	2	0.175	335.40	225.44
			D3-1-1-1	Diagonal 3-Niv1	2	0.89	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.022	2	0.045	86.01	212.72
			D3-2-1-1	Diagonal 3-Niv2	2	0.87	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.022	2	0.044	84.03	215.77
			D4-1-1-1	Diagonal 4-Niv1	2	0.94	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.023	2	0.047	90.27	219.58
			D4-2-1-1	Diagonal 4-Niv2	2	0.91	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.023	2	0.046	88.08	222.76
			Ht1-1	Htransversales Niv1	3	2.10	L	60	60	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.005	3.38	1	0.126	2	0.251	482.48	266.30
			Ht2-1	Htransversales Niv2	3	1.94	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.097	2	0.194	372.67	273.39
			M1	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	3617.37	618.26
			Bota U1	Bota Uniones	3 3	0.80 0.70	UVE UVE	270 230	93 93	6 6	42 42	10 10	33.33 33.33	1.0 1.0	680.97 680.97	kz ok! kz ok!	1.048 1.048	GH ok! GH ok!	0.006 0.004	3.37 3.38	1 1	0.145 0.113	1.4 1.4	0.203 0.158	494.78 385.69	440.97 444.64
			12m	TRAMO 2	CARA 1	Hs-1-1-2	H secundario-Niv-1	1	3.57	L	50	50	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.007	3.37	1	0.179	2
Hp-2-1-2	H principal-Niv-2	1				3.26	L	50	50	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.006	3.37	1	0.163	2	0.326	624.87	506.51
D1-1-1-2	Diagonal 1-Niv1	2				3.57	L	100	100	8	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.014	3.34	1	0.357	2	0.715	1360.77	605.25
D1-2-1-2	Diagonal 1-Niv2	2				3.49	L	100	100	8	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.013	3.34	1	0.349	2	0.698	1330.02	654.10
D2-1-1-2	Diagonal 2-Niv1	2				1.71	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.38	1	0.085	2	0.171	328.06	602.77
D2-2-1-2	Diagonal 2-Niv2	2				1.67	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.38	1	0.084	2	0.167	321.24	614.49
D3-1-1-2	Diagonal 3-Niv1	2				0.85	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.043	82.20	602.29
D3-2-1-2	Diagonal 3-Niv2	2				0.84	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.042	80.47	605.22
D4-1-1-2	Diagonal 4-Niv1	2				0.89	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.022	2	0.045	86.01	608.82
D4-2-1-2	Diagonal 4-Niv2	2				0.87	L	25	25	2	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.022	2	0.044	84.03	611.87
Ht1-2	Htransversales Niv1	3				1.79	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.38	1	0.089	2	0.179	342.99	641.44
Ht2-2	Htransversales Niv2	3				1.63	L	50	50	3	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.39	1	0.082	2	0.163	313.28	651.40
M2	Montante	3				6.00	UVE	230	93	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	3617.37	1000.07
U2	Uniones	3				0.70	UVE	230	93	6	42	10	33.33	1.0	680.97	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.113	1.4	0.158	385.69	811.65
18m	TRAMO 3	CARA 1				Hs-1-1-3	H secundario-Niv-1	1	2.95	L	50	50	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.006	3.37	1	0.148	2
			Hp-2-1-3	H principal-Niv-2	1	2.64	L	50	50	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.005	3.38	1	0.132	2	0.264	568.77	962.21
			D1-1-1-3	Diagonal 1-Niv1	2	3.41	L	100	100	8	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.013	3.34	1	0.341	2	0.683	1460.93	1074.72
			D1-2-1-3	Diagonal 1-Niv2	2	3.34	L	100	100	8	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.013	3.34	1	0.334	2	0.669	1430.80	1127.43
			D2-1-1-3	Diagonal 2-Niv1	2	1.64	L	50	50	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.39	1	0.082	2	0.164	353.66	1072.26
			D2-2-1-3	Diagonal 2-Niv2	2	1.61	L	50	50	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.39	1	0.080	2	0.161	347.26	1084.99
			D3-1-1-3	Diagonal 3-Niv1	2	0.82	L	25	25	2	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.041	88.60	1071.77
			D3-2-1-3	Diagonal 3-Niv2	2	0.80	L	25	25	2	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.040	87.00	1074.96

24m	TRAMO 4	CARA 1	D4-1-1-3	Diagonal 4-Niv1	2	0.85	L	25	25	2	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.043	92.29	1078.78	
			D4-2-1-3	Diagonal 4-Niv2	2	0.84	L	25	25	2	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.042	90.36	1082.07	
			Ht1-3	Htransversales Niv1	3	1.48	L	40	40	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.059	2	0.118	254.84	1102.25	
			Ht2-3	Htransversales Niv2	3	1.32	L	40	40	3	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.053	2	0.106	228.11	1109.17	
			M3	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	4061.67	1508.58	
	U3	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	15	33.33	1.1	764.62	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.113	1.4	0.158	433.06	1297.02			
	30m	TRAMO 5	CARA 1	Hs-1-1-4	H secundario-Niv-1	1	2.33	L	40	40	3	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.093	2	0.186	442.68	1438.66
				Hp-2-1-4	H principal-Niv-2	1	2.02	L	40	40	3	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.39	1	0.081	2	0.162	383.94	1449.44
				D1-1-1-4	Diagonal 1-Niv1	2	3.28	L	100	100	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.013	3.34	1	0.328	2	0.656	1544.70	1582.29
				D1-2-1-4	Diagonal 1-Niv2	2	3.22	L	100	100	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.322	2	0.644	1517.05	1638.43
D2-1-1-4				Diagonal 2-Niv1	2	1.58	L	65	65	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.103	2	0.200	483.75	1590.99	
D2-2-1-4		Diagonal 2-Niv2	2	1.56	L	65	65	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.101	2	0.195	474.21	1608.05			
D3-1-1-4		Diagonal 3-Niv1	2	0.79	L	25	25	2	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.040	94.20	1586.81			
D3-2-1-4		Diagonal 3-Niv2	2	0.79	L	25	25	2	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.039	93.57	1590.31			
D4-1-1-4		Diagonal 4-Niv1	2	0.82	L	25	25	2	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.041	97.54	1594.25			
D4-2-1-4		Diagonal 4-Niv2	2	0.80	L	25	25	2	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.040	95.77	1597.75			
30m	TRAMO 5	OTROS	Ht1-5	Htransversales Niv1	3	1.17	L	40	40	3	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.047	2	0.093	221.68	1614.21	
			Ht2-5	Htransversales Niv2	3	1.01	L	40	40	3	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.040	2	0.081	192.23	1619.59	
			M5	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	4471.52	2063.07	
			U5	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	21	33.33	1.2	841.77	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.113	1.4	0.158	476.76	1830.16	
			30m	TRAMO 5	CARA 1	Hs-1-1-5	H secundario-Niv-1	1	1.71	L	40	40	3	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.003	3.39	1	0.068	2	0.137
	Hp-2-1-5	H principal-Niv-2				1	1.40	L	40	40	3	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.056	2	0.112	286.14	1971.88
	D1-1-1-5	Diagonal 1-Niv1				2	3.17	L	100	100	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.317	2	0.633	1603.53	2116.99
	D1-2-1-5	Diagonal 1-Niv2				2	3.12	L	100	100	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.312	2	0.624	1580.47	2175.82
	D2-1-1-5	Diagonal 2-Niv1				2	1.54	L	65	65	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.100	2	0.190	500.94	2126.07
	D2-2-1-5	Diagonal 2-Niv2		2	1.52	L	60	60	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.091	2	0.183	466.86	2140.94		
D3-1-1-5	Diagonal 3-Niv1	2		0.77	L	25	25	2	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	98.50	2121.07			
D3-2-1-5	Diagonal 3-Niv2	2		0.76	L	25	25	2	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.038	97.50	2124.69			
D4-1-1-5	Diagonal 4-Niv1	2		0.79	L	25	25	2	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.020	2	0.040	101.22	2128.75			
D4-2-1-5	Diagonal 4-Niv2	2		0.78	L	25	25	2	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	99.75	2132.42			
MO 6	TRAMO 5	OTROS	Ht1-1	Htransversales Niv1	3	0.86	L	30	30	3	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.026	2	0.051	131.20	2139.40	
			Ht2-1	Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.039	104.77	2141.66	
			M5	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	4804.41	2624.51	
			U5	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	27	33.33	1.3	904.44	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.113	1.4	0.158	512.25	2374.27	
			MO 6	TRAMO 6	CARA 1	Hs-1-1-6	H secundario-Niv-1	1	1.40	L	30	30	3	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.042	2	0.084
	Hp-2-1-6	H principal-Niv-2				1	1.40	L	30	30	3	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.042	2	0.084	227.38	2507.05
	D1-1-1-6	Diagonal 1-Niv1				2	3.08	L	100	100	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.308	2	0.616	1653.07	2660.97
	D1-2-1-6	Diagonal 1-Niv2				2	3.08	L	100	100	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.308	2	0.616	1653.07	2724.03
	D2-1-1-6	Diagonal 2-Niv1				2	1.54	L	60	60	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.092	2	0.185	499.49	2669.49
	D2-2-1-6	Diagonal 2-Niv2	2	1.54	L	60	60	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.092	2	0.185	499.49	2688.41			
D3-1-1-6	Diagonal 3-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	104.31	2667.04				

36 _m	H		D3-2-1-6	Diagonal 3-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	104.31	2670.98			
			D4-1-1-6	Diagonal 4-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	104.31	2674.92			
			D4-2-1-6	Diagonal 4-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	104.31	2678.86			
			Ht1-6	Htransversales Niv1	3	0.70	L	30	30	3	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.039	110.96	2683.48			
			Ht2-6	Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.039	110.96	2687.49			
			M6	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	5087.91	3198.84			
			U6	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	33	33.33	1.4	957.81	kz ok!	1.048	GH ok!	0.004	3.38	1	0.113	1.4	0.158	542.48	2933.82			
42 _m	TRAMO 7	CARA I	OTROS	Hs-1-1-7	H secundario-Niv-1	1	1.40	L	30	30	3	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.042	2	0.084	238.49	3060.55		
				Hp-2-1-7	H principal-Niv-2	1	1.40	L	30	30	3	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.002	3.39	1	0.042	2	0.084	238.49	3069.57		
				D1-1-1-7	Diagonal 1-Niv1	2	3.08	L	100	100	6	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.308	2	0.616	1733.89	3231.02		
				D1-2-1-7	Diagonal 1-Niv2	2	3.08	L	100	100	6	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.012	3.34	1	0.308	2	0.616	1733.89	3297.15		
				D2-1-1-7	Diagonal 2-Niv1	2	1.54	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.39	1	0.039	2	0.077	218.69	3208.84		
				D2-2-1-7	Diagonal 2-Niv2	2	1.54	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.39	1	0.039	2	0.077	218.69	3217.10		
				D3-1-1-7	Diagonal 3-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	109.41	3214.23		
				D3-2-1-7	Diagonal 3-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	109.41	3218.36		
				D4-1-1-7	Diagonal 4-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	109.41	3222.50		
				D4-2-1-7	Diagonal 4-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.019	2	0.039	109.41	3226.63		
				Ht1-7	Htransversales Niv1	3	0.70	L	30	30	3	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.039	116.38	3231.47		
				Ht2-7	Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.001	3.40	1	0.021	2	0.039	116.38	3235.68		
				M1	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	39	33.33	1.5	1004.63	kz ok!	1.048	GH ok!	0.037	3.23	1	0.969	2	1.938	5336.65	37003.59		
									472																				

Tabla 70.- Cuantificación de cargas de viento según norma ASCE 7-10

ALTURA	TRAMO	CARA	CODIGO	Nombre	Nro.	LONG m	PERFIL	B mm	L mm	e mm	H m	z m	V m/s	EXPS	z _g	akz	kzt	kd	q ^r	G	e	CF	DF	Af	F	TOTAL F			
																								m ²	N	Kg			
6m	TRAMO 1	CARA 1	Hs-1-1-1	H secundario-Niv-1	1	4.19	L	60	60	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.35	1.00	0.50	830.73	84.68		
			Hp-2-1-1	H principal-Niv-2	1	3.88	L	60	60	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.36	1.00	0.47	770.03	78.49		
			D1-1-1-1	Diagonal 1-Niv1	2	3.75	L	100	100	8	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.33	1.00	0.75	1231.07	125.49		
			D1-2-1-1	Diagonal 1-Niv2	2	3.66	L	100	100	8	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.33	1.00	0.73	1201.81	122.51		
			D2-1-1-1	Diagonal 2-Niv1	2	1.78	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.18	297.07	30.28		
			D2-2-1-1	Diagonal 2-Niv2	2	1.75	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.17	290.90	29.65		
			D3-1-1-1	Diagonal 3-Niv1	2	0.89	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	74.69	7.61		
			D3-2-1-1	Diagonal 3-Niv2	2	0.87	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	72.98	7.44		
		D4-1-1-1	Diagonal 4-Niv1	2	0.94	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.05	78.39	7.99			
		D4-2-1-1	Diagonal 4-Niv2	2	0.91	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.05	76.49	7.80			
		Ht1-1	Htransversales Niv1	3	2.10	L	60	60	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.25	418.14	42.62			
		Ht2-1	Htransversales Niv2	3	1.94	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.19	323.16	32.94			
		M1	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3082.69	314.24			
		Bota	Bota	3	0.80		270	93	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.37	1.00	0.29	482.51	49.19			
		U1	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	376.31	38.36			
		12m	TRAMO 2	CARA 1	Hs-1-1-2	H secundario-Niv-1	1	3.57	L	50	50	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.37	1.00	0.36	592.12	60.36
Hp-2-1-2	H principal-Niv-2				1	3.26	L	50	50	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.37	1.00	0.33	541.15	55.16		
D1-1-1-2	Diagonal 1-Niv1				2	3.57	L	100	100	8	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.34	1.00	0.71	1173.94	119.67		
D1-2-1-2	Diagonal 1-Niv2				2	3.49	L	100	100	8	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.01	3.34	1.00	0.70	1147.59	116.98		
D2-1-1-2	Diagonal 2-Niv1				2	1.71	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.17	284.54	29.01		
D2-2-1-2	Diagonal 2-Niv2				2	1.67	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.17	278.63	28.40		
D3-1-1-2	Diagonal 3-Niv1				2	0.85	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	71.38	7.28		
D3-2-1-2	Diagonal 3-Niv2				2	0.84	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	69.89	7.12		
D4-1-1-2	Diagonal 4-Niv1			2	0.89	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	74.69	7.61			
D4-2-1-2	Diagonal 4-Niv2			2	0.87	L	25	25	2	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	72.98	7.44			
Ht1-2	Htransversales Niv1			3	1.79	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.18	297.47	30.32			
Ht2-2	Htransversales Niv2			3	1.63	L	50	50	3	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.39	1.00	0.16	271.75	27.70			
M2	Montante			3	6.00	UVE	230	93	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3082.69	314.24			
U2	Uniones			3	0.70	UVE	230	93	6	42	10	33.33	C	274.32	9.50	1.00	1.00	0.85	579.37	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	376.31	38.36			
18m	TRAMO 3			CARA 1	Hs-1-1-3	H secundario-Niv-1	1	2.95	L	50	50	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.01	3.37	1.00	0.30	533.77	54.41
					Hp-2-1-3	H principal-Niv-2	1	2.64	L	50	50	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.01	3.38	1.00	0.26	478.07	48.73
		D1-1-1-3	Diagonal 1-Niv1		2	3.41	L	100	100	8	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.01	3.34	1.00	0.68	1222.88	124.66		
		D1-2-1-3	Diagonal 1-Niv2		2	3.34	L	100	100	8	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.01	3.34	1.00	0.67	1197.83	122.10		
		D2-1-1-3	Diagonal 2-Niv1		2	1.64	L	50	50	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.39	1.00	0.16	297.55	30.33		
		D2-2-1-3	Diagonal 2-Niv2		2	1.61	L	50	50	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.39	1.00	0.16	292.18	29.78		
		D3-1-1-3	Diagonal 3-Niv1		2	0.82	L	25	25	2	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	74.63	7.61		
		D3-2-1-3	Diagonal 3-Niv2		2	0.80	L	25	25	2	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	73.28	7.47		
		D4-1-1-3	Diagonal 4-Niv1		2	0.85	L	25	25	2	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	77.74	7.92		
		D4-2-1-3	Diagonal 4-Niv2		2	0.84	L	25	25	2	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	76.11	7.76		

24m	TRAMO 4	OTROS	Ht1-3	Htransversales Niv1	3	1.48	L	40	40	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.39	1.00	0.12	214.51	21.87		
			Ht2-3	Htransversales Niv2	3	1.32	L	40	40	3	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.39	1.00	0.11	192.03	19.58		
			M3	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3357.39	342.24		
		U3	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	15	33.33	C	274.32	9.50	1.09	1.00	0.85	631.00	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	409.85	41.78			
		Hs-1-1-4	H secundario-Niv-1	1	2.33	L	40	40	3	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.38	1.00	0.19	363.07	37.01			
		Hp-2-1-4	H principal-Niv-2	1	2.02	L	40	40	3	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.39	1.00	0.16	314.97	32.11			
	30m	TRAMO 5	OTROS	D1-1-1-4	Diagonal 1-Niv1	2	3.28	L	100	100	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.01	3.34	1.00	0.66	1261.04	128.55	
				D1-2-1-4	Diagonal 1-Niv2	2	3.22	L	100	100	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.01	3.34	1.00	0.64	1238.62	126.26	
				D2-1-1-4	Diagonal 2-Niv1	2	1.58	L	65	65	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.38	1.00	0.21	400.55	40.83	
			D2-2-1-4	Diagonal 2-Niv2	2	1.56	L	65	65	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.38	1.00	0.20	394.76	40.24		
			D3-1-1-4	Diagonal 3-Niv1	2	0.79	L	25	25	2	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	77.37	7.89		
			D3-2-1-4	Diagonal 3-Niv2	2	0.79	L	25	25	2	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	76.86	7.83		
		36m	TRAMO 6	OTROS	D4-1-1-4	Diagonal 4-Niv1	2	0.82	L	25	25	2	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	80.11	8.17
					D4-2-1-4	Diagonal 4-Niv2	2	0.80	L	25	25	2	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	78.66	8.02
Ht1-5					Htransversales Niv1	3	1.17	L	40	40	3	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.39	1.00	0.09	181.98	18.55	
Ht2-5				Htransversales Niv2	3	1.01	L	40	40	3	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	157.82	16.09		
M5				Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3603.85	367.36		
U5				Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	21	33.33	C	274.32	9.50	1.17	1.00	0.85	677.31	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	439.93	44.85		
36m			TRAMO 6	OTROS	Hs-1-1-5	H secundario-Niv-1	1	1.71	L	40	40	3	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.39	1.00	0.14	281.30	28.68
					Hp-2-1-5	H principal-Niv-2	1	1.40	L	40	40	3	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.39	1.00	0.11	230.46	23.49
	D1-1-1-5				Diagonal 1-Niv1	2	3.17	L	100	100	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.01	3.34	1.00	0.63	1284.85	130.97	
	D1-2-1-5			Diagonal 1-Niv2	2	3.12	L	100	100	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.01	3.34	1.00	0.62	1266.49	129.10		
	D2-1-1-5			Diagonal 2-Niv1	2	1.54	L	65	65	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.38	1.00	0.20	411.06	41.90		
	D2-2-1-5			Diagonal 2-Niv2	2	1.52	L	60	60	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.38	1.00	0.18	375.75	38.30		
	36m		TRAMO 6	OTROS	D3-1-1-5	Diagonal 3-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	79.39	8.09
					D3-2-1-5	Diagonal 3-Niv2	2	0.76	L	25	25	2	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	78.58	8.01
		D4-1-1-5			Diagonal 4-Niv1	2	0.79	L	25	25	2	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	81.58	8.32	
		D4-2-1-5		Diagonal 4-Niv2	2	0.78	L	25	25	2	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	80.39	8.20		
		Ht1-1		Htransversales Niv1	3	0.86	L	30	30	3	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.05	105.73	10.78		
		Ht2-1		Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	86.58	8.83		
		36m	TRAMO 6	OTROS	M5	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3799.65	387.32
					U5	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	27	33.33	C	274.32	9.50	1.23	1.00	0.85	714.12	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	463.84	47.28
Hs-1-1-6					H secundario-Niv-1	1	1.40	L	30	30	3	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	180.44	18.39	
Hp-2-1-6				H principal-Niv-2	1	1.40	L	30	30	3	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	180.44	18.39		
D1-1-1-6				Diagonal 1-Niv1	2	3.08	L	100	100	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.01	3.34	1.00	0.62	1304.93	133.02		
D1-2-1-6				Diagonal 1-Niv2	2	3.08	L	100	100	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.01	3.34	1.00	0.62	1304.93	133.02		
36m			TRAMO 6	OTROS	D2-1-1-6	Diagonal 2-Niv1	2	1.54	L	60	60	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.38	1.00	0.18	395.98	40.36
					D2-2-1-6	Diagonal 2-Niv2	2	1.54	L	60	60	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.38	1.00	0.18	395.98	40.36
	D3-1-1-6				Diagonal 3-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	82.81	8.44	
	D3-2-1-6			Diagonal 3-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	82.81	8.44		
	D4-1-1-6			Diagonal 4-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	82.81	8.44		
	D4-2-1-6			Diagonal 4-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	82.81	8.44		
	36m		TRAMO 6	OTROS	Ht1-6	Htransversales Niv1	3	0.70	L	30	30	3	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	90.32	9.21
					Ht2-6	Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	90.32	9.21

42m	TRAMO 7	OTROS	CARA I	M6	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	3963.61	404.04
				U6	Uniones	3	0.70	UVE	230	93	6	42	33	33.33	C	274.32	9.50	1.29	1.00	0.85	744.93	0.85	0.00	3.38	1.00	0.23	483.85	49.32
				Hs-1-1-7	H secundario-Niv-1	1	1.40	L	30	30	3	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	186.90	19.05
				Hp-2-1-7	H principal-Niv-2	1	1.40	L	30	30	3	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	186.90	19.05
				D1-1-1-7	Diagonal 1-Niv1	2	3.08	L	100	100	6	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.01	3.34	1.00	0.62	1351.64	137.78
				D1-2-1-7	Diagonal 1-Niv2	2	3.08	L	100	100	6	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.01	3.34	1.00	0.62	1351.64	137.78
				D2-1-1-7	Diagonal 2-Niv1	2	1.54	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	171.39	17.47
				D2-2-1-7	Diagonal 2-Niv2	2	1.54	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.39	1.00	0.08	171.39	17.47
				D3-1-1-7	Diagonal 3-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	85.78	8.74
				D3-2-1-7	Diagonal 3-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	85.78	8.74
				D4-1-1-7	Diagonal 4-Niv1	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	85.78	8.74
				D4-2-1-7	Diagonal 4-Niv2	2	0.77	L	25	25	2	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	85.78	8.74
				Ht1-7	Htransversales Niv1	3	0.70	L	30	30	3	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	93.55	9.54
				Ht2-7	Htransversales Niv2	3	0.70	L	30	30	3	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.00	3.40	1.00	0.04	93.55	9.54
				M1	Montante	3	6.00	UVE	230	93	6	42	39	33.33	C	274.32	9.50	1.33	1.00	0.85	771.60	0.85	0.04	3.23	1.00	1.94	4105.49	418.50

472

Tabla 71.- Cuantificación de cargas de viento según norma NEC

ALTURA	TRAMO	CARA	CÓDIGO.	Nombre	Nro.	LONG	PERFIL	B	L	e	H	z	V	ZONA	a	p	Vb	Cf	P	Af	F	TOTAL F
						m		mm	mm	mm	M	m	m/s						N/m2	m2	N	Kg
6m	TRAMO 1	CARA 1	Hs-1-1-1	H secundario-Niv-1	1	4.19	L	60	60	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.5028	523.645255	53.379
			Hp-2-1-1	H principal-Niv-2	1	3.88	L	60	60	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.4656	484.903005	49.429
			D1-1-1-1	Diagonal 1-Niv1	2	3.75	L	100	100	8	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.7500	781.093758	79.622
			D1-2-1-1	Diagonal 1-Niv2	2	3.6591	L	100	100	8	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.7318	762.160045	77.692
			D2-1-1-1	Diagonal 2-Niv1	2	1.78263	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1783	185.653489	18.925
			D2-2-1-1	Diagonal 2-Niv2	2	1.7454	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1745	181.776139	18.530
			D3-1-1-1	Diagonal 3-Niv1	2	0.8932	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0447	46.5115296	4.741
			D3-2-1-1	Diagonal 3-Niv2	2	0.8727	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0436	45.4440348	4.632
			D4-1-1-1	Diagonal 4-Niv1	2	0.9375	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0469	48.8183599	4.976
			D4-2-1-1	Diagonal 4-Niv2	2	0.9148	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0457	47.6363046	4.856
		OTROS	Ht1-1	Htransversales Niv1	3	2.095	L	60	60	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.2514	261.823	26.689
			Ht2-1	Htransversales Niv2	3	1.94	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1940	202.043	20.596
			M1	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	1.9380	2018.346	205.744
			Bota	Bota	3	0.8		270	93	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.2904	302.440	30.830
U1	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.2261	235.474	24.003			
12m	TRAMO 2	CARA 1	Hs-1-1-2	H secundario-Niv-1	1	3.57	L	50	50	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.3570	371.801	37.900
			Hp-2-1-2	H principal-Niv-2	1	3.26	L	50	50	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.3260	339.515	34.609
			D1-1-1-2	Diagonal 1-Niv1	2	3.5726	L	100	100	8	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.7145	744.143	75.856
			D1-2-1-2	Diagonal 1-Niv2	2	3.4909	L	100	100	8	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.6982	727.125	74.121
			D2-1-1-2	Diagonal 2-Niv1	2	1.7071	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1707	177.787	18.123
			D2-2-1-2	Diagonal 2-Niv2	2	1.6715	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1672	174.080	17.745
			D3-1-1-2	Diagonal 3-Niv1	2	0.8536	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0427	44.449	4.531
			D3-2-1-2	Diagonal 3-Niv2	2	0.8357	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0418	43.517	4.436
			D4-1-1-2	Diagonal 4-Niv1	2	0.8932	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0447	46.512	4.741
			D4-2-1-2	Diagonal 4-Niv2	2	0.8727	L	25	25	2	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.0436	45.444	4.632
		OTROS	Ht1-2	Htransversales Niv1	3	1.785	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1785	185.900	18.950
			Ht2-2	Htransversales Niv2	3	1.63	L	50	50	3	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.1630	169.758	17.305
			M2	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	1.9380	2018.346	205.744
			U2	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	10.00	33.33	A	1	1.25	33.33	1.5	1041.4583	0.2261	235.474	24.003
MO 3	CARA 1	Hs-1-1-3	H secundario-Niv-1	1	2.95	L	50	50	3	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.2950	335.719	34.222	
		Hp-2-1-3	H principal-Niv-2	1	2.64	L	50	50	3	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.2640	300.440	30.626	
		D1-1-1-3	Diagonal 1-Niv1	2	3.4142	L	100	100	8	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.6828	777.092	79.214	
		D1-2-1-3	Diagonal 1-Niv2	2	3.343	L	100	100	8	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.6686	760.887	77.562	
		D2-1-1-3	Diagonal 2-Niv1	2	1.6388	L	50	50	3	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.1639	186.500	19.011	
		D2-2-1-3	Diagonal 2-Niv2	2	1.6091	L	50	50	3	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.1609	183.120	18.667	
		D3-1-1-3	Diagonal 3-Niv1	2	0.8194	L	25	25	2	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.0410	46.625	4.753	

24m	TRAMO 4	CARA 1	D3-2-1-3	Diagonal 3-Niv2	2	0.8046	L	25	25	2	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.0402	45.783	4.667		
			D4-1-1-3	Diagonal 4-Niv1	2	0.8536	L	25	25	2	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.0427	48.571	4.951		
			D4-2-1-3	Diagonal 4-Niv2	2	0.8357	L	25	25	2	42.00	15.00	33.33	A	1.03	1.25	34.33	1.5	1138.0297	0.0418	47.553	4.847		
			Ht1-3	Htransversales Niv1	3	1.475	L	40	40	3	42.00	15.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.1180	148.030	15.090		
			Ht2-3	Htransversales Niv2	3	1.32	L	40	40	3	42.00	15.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.1056	132.474	13.504		
			M3	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	15.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	1.9380	2431.199	247.829		
			U3	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	15.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.2261	283.640	28.913		
		30m	TRAMO 5	OTROS	Hs-1-1-4	H secundario-Niv-1	1	2.33	L	40	40	3	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.1864	233.837	23.837
					Hp-2-1-4	H principal-Niv-2	1	2.02	L	40	40	3	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.1616	202.725	20.665
					D1-1-1-4	Diagonal 1-Niv1	2	3.2776	L	100	100	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.6555	822.342	83.827
D1-2-1-4	Diagonal 1-Niv2				2	3.2183	L	100	100	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.6437	807.464	82.310		
D2-1-1-4	Diagonal 2-Niv1				2	1.5827	L	65	65	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.2058	258.112	26.311		
D2-2-1-4	Diagonal 2-Niv2				2	1.5597	L	65	65	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.2028	254.361	25.929		
D3-1-1-4	Diagonal 3-Niv1				2	0.7914	L	25	25	2	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0396	49.640	5.060		
D3-2-1-4	Diagonal 3-Niv2				2	0.7861	L	25	25	2	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0393	49.308	5.026		
D4-1-1-4	Diagonal 4-Niv1				2	0.8194	L	25	25	2	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0410	51.396	5.239		
D4-2-1-4	Diagonal 4-Niv2				2	0.8046	L	25	25	2	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0402	50.468	5.145		
30m	TRAMO 5	CARA 1	Ht1-5	Htransversales Niv1	3	1.165	L	40	40	3	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0932	116.918	11.918		
			Ht2-5	Htransversales Niv2	3	1.01	L	40	40	3	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.0808	101.363	10.333		
			M5	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	1.9380	2431.199	247.829		
			U5	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	21.00	33.33	A	1.064	1.25	35.463	1.5	1254.4888	0.2261	283.640	28.913		
			Hs-1-1-5	H secundario-Niv-1	1	1.71	L	40	40	3	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.1368	183.491	18.704		
			Hp-2-1-5	H principal-Niv-2	1	1.4	L	40	40	3	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.1120	150.227	15.314		
			D1-1-1-5	Diagonal 1-Niv1	2	3.1655	L	100	100	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.6331	849.182	86.563		
		D1-2-1-5	Diagonal 1-Niv2	2	3.1195	L	100	100	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.6239	836.842	85.305			
		D2-1-1-5	Diagonal 2-Niv1	2	1.5403	L	65	65	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.2002	268.582	27.378			
		D2-2-1-5	Diagonal 2-Niv2	2	1.5246	L	60	60	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.1830	245.395	25.015			
30m	TRAMO 5	OTROS	D3-1-1-5	Diagonal 3-Niv1	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0385	51.647	5.265		
			D3-2-1-5	Diagonal 3-Niv2	2	0.7623	L	25	25	2	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0381	51.124	5.211		
			D4-1-1-5	Diagonal 4-Niv1	2	0.7914	L	25	25	2	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0396	53.076	5.410		
			D4-2-1-5	Diagonal 4-Niv2	2	0.7799	L	25	25	2	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0390	52.304	5.332		
			Ht1-1	Htransversales Niv1	3	0.855	L	30	30	3	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0513	68.809	7.014		
			Ht2-1	Htransversales Niv2	3	0.7	L	30	30	3	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.0420	56.335	5.743		
			M5	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	1.9380	2599.455	264.980		
			U5	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	27.00	33.33	A	1.088	1.25	36.263	1.5	1341.3082	0.2261	303.270	30.914		
			Hs-1-1-6	H secundario-Niv-1	1	1.4	L	30	30	3	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0840	120.292	12.262		
			Hp-2-1-6	H principal-Niv-2	1	1.4	L	30	30	3	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0840	120.292	12.262		
D1-1-1-6	Diagonal 1-Niv1	2	3.0806	L	100	100	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.6161	882.311	89.940					
D1-2-1-6	Diagonal 1-Niv2	2	3.0806	L	100	100	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.6161	882.311	89.940					
D2-1-1-6	Diagonal 2-Niv1	2	1.5403	L	60	60	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.1848	264.693	26.982					
D2-2-1-6	Diagonal 2-Niv2	2	1.5403	L	60	60	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.1848	264.693	26.982					

36m	TRAMO	OTROS	D3-1-1-6	Diagonal 3-Niv1	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0385	55.141	5.621
			D3-2-1-6	Diagonal 3-Niv2	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0385	55.141	5.621
			D4-1-1-6	Diagonal 4-Niv1	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0385	55.141	5.621
			D4-2-1-6	Diagonal 4-Niv2	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0385	55.141	5.621
			Ht1-6	Htransversales Niv1	3	0.7	L	30	30	3	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0420	60.146	6.131
			Ht2-6	Htransversales Niv2	3	0.7	L	30	30	3	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.0420	60.146	6.131
			M6	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	1.9380	2775.301	282.905
			U6	Uniones	3	0.7	UVE	230	93	6	42.00	33.00	33.33	A	1.112	1.25	37.063	1.5	1432.0437	0.2261	323.785	33.006
			Hs-1-1-7	H secundario-Niv-1	1	1.4	L	30	30	3	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0840	128.250	13.073
			Hp-2-1-7	H principal-Niv-2	1	1.4	L	30	30	3	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0840	128.250	13.073
			D1-1-1-7	Diagonal 1-Niv1	2	3.0806	L	100	100	6	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.6161	940.681	95.890
			D1-2-1-7	Diagonal 1-Niv2	2	3.0806	L	100	100	6	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.6161	940.681	95.890
			D2-1-1-7	Diagonal 2-Niv1	2	1.5403	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0770	117.585	11.986
			D2-2-1-7	Diagonal 2-Niv2	2	1.5403	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0770	117.585	11.986
D3-1-1-7	Diagonal 3-Niv1	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0385	58.789	5.993			
D3-2-1-7	Diagonal 3-Niv2	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0385	58.789	5.993			
D4-1-1-7	Diagonal 4-Niv1	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0385	58.789	5.993			
D4-2-1-7	Diagonal 4-Niv2	2	0.7701	L	25	25	2	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0385	58.789	5.993			
Ht1-7	Htransversales Niv1	3	0.7	L	30	30	3	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0420	64.125	6.537			
Ht2-7	Htransversales Niv2	3	0.7	L	30	30	3	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	0.0420	64.125	6.537			
M1	Montante	3	6	UVE	230	93	6	42.00	39.00	33.33	A	1.136	1.25	37.863	1.5	1526.7815	1.9380	2958.903	301.621			

472

6.7.1.2.4 ACCIONES SÍSMICAS, ANÁLISIS POR SISMO

Son las sollicitaciones que resiste la estructura producto de movimientos telúricos, que pueden suceder a lo largo de la vida útil de la estructura.

Para la cuantificación de cargas sísmicas se puede proceder mediante un análisis estático el que consiste en determinar un coeficiente de cortante basal y este multiplicarlo por el peso de la estructura, hallando de este modo las fuerzas laterales producidas por sismo de acuerdo a la normativa respectiva que se esté aplicando.

Entonces, de acuerdo a la NEC-SE-DS, para estructuras diferentes a la edificación y para aquellas en las que el periodo de vibración sea menor a 0.6s establece que el cortante basal se calculará utilizando la ecuación (17), mostrada en la sección 6.6.4.2.5 del presente documento.

DETERMINACIÓN DE β

Para la determinación de β que es la relación entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado, es necesario la utilización de las curvas de peligro sísmico que plantea la NEC.

Así para el caso de estudio, se tiene un periodo de retorno para el sismo de diseño de 475 años, y el periodo de la estructura 0.4s, por lo que a través de la curva de peligro sísmico para la ciudad de Ambato se procederá a determinar las aceleraciones espectrales para una tasa anual de excedencia de 0.0021

$$Tasa\ Anual\ de\ excedencia = \frac{1}{475}$$
$$Tasa\ Anual\ de\ excedencia = 0.0021$$

Hallando la aceleración sísmica esperada se determina para un periodo de retorno de 475 años es igual a **0.95**.

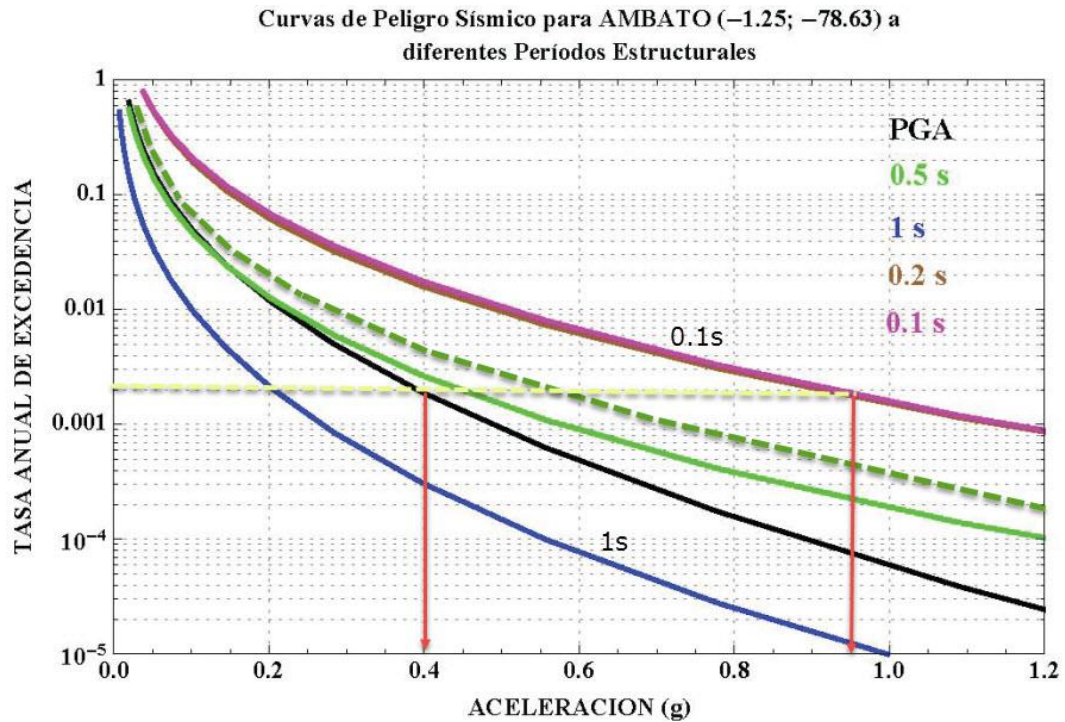


Figura 21.- Curva de peligro sísmico para Ambato, determinación de η ,

Mientras que la aceleración esperada para un periodo estructural de 0.1s y un periodo de retorno de 475 años se determina que corresponde al valor de **0.95**. Por lo que el valor de η se calculará de la siguiente manera:

$$\eta = \frac{\text{Aceleracion espectral para } T = 0.1s}{\text{PGA para periodo de retorno seleccionado}}$$

$$\eta = \frac{0.95}{0.4}$$

$$\eta = 2.375$$

La NEC establece como recomendación para la región sierra centro adoptar un valor $\eta = 2.48$, así se podría asumir este valor considerando que este es mayor al determinado a través de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato.

De igual manera se procede a determinar los valores correspondientes para un periodo de retorno de 2500 años, así entonces para las condiciones del presente análisis, se tiene los valores detallados en la Tabla 72.

Tabla 72.- Parámetros para cuantificación de coeficiente de cortante basal

DESCRIPCIÓN	VALOR
Nivel de desempeño	Nivel de prevención de colapso
Periodo de retorno	2500 años
Tasa anual de excedencia	0.0004
Tipo de suelo	D
$D=1.2/1.07$	1.12
Factor de amplificación F_a	1.20
Factor de Importancia I	1.5
Factor de zona sísmica Z	0.4

Por lo que se determina V :

$$V = \eta Z F_a I W$$

$$V = 1.12 * 0.4 * 1.20 * 1.5 * W$$

$$V = 0.806 * W$$

Este resultado de cortante basal será de gran utilidad, para el pre diseño de los elementos de la estructura, pues permite cuantificar las cargas sísmicas aplicadas a la estructura en función de su peso y altura.

Alternativamente se puede utilizar un análisis Modal Espectral, que es un método dinámico, en el cual la respuesta dinámica máxima de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos de vibración utilizando la ordenada de un espectro correspondiente al modo de vibración. Además se debe mencionar que la NEC establece que se aplicará el análisis espectral para el cálculo de fuerzas sísmicas en estructuras de ocupación especial, esencial y otras

estructuras diferentes a la edificación. Por lo que a continuación se procede a la determinación del espectro elástico de diseño de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

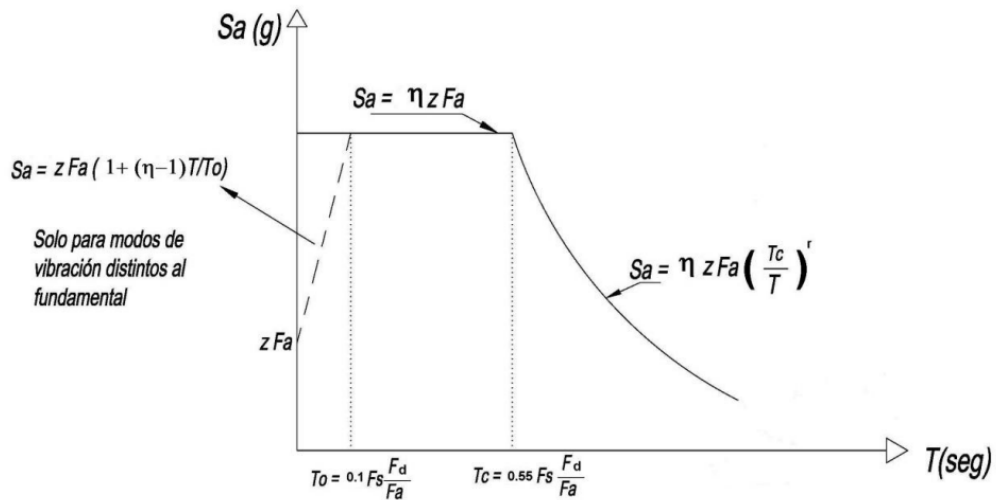


Gráfico 11.-Espectro Elástico de Diseño. [NEC]

- PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE-DS

A partir del Gráfico 11, y aplicando los condicionantes que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, se procede a determinar el espectro elástico de diseño para la torre autosoportada en estudio, considerando que esta se encuentra ubicada en la provincia de Tungurahua, Cantón Pelileo, Sector Huambaló, así como también teniendo en cuenta que esta es una estructura de carácter esencial. Por lo que la elaboración de la gráfica del espectro elástico de diseño para el caso de estudio se plasmará a partir de los parámetros mostrados en la Tabla 73, que han sido tomados de las diferentes tablas que contiene la NEC.

Tabla 73.- Parámetros para elaboración de espectro de diseño elástico para torre en estudio

DESCRIPCIÓN	VALOR
Nivel de desempeño	Limitación de daño (seguridad de vida)
Periodo de retorno	475 años
Tasa anual de excedencia	0.00211
Tipo de suelo	D
β	2.48
Factor de amplificación F_a	1.20
Factor de amplificación F_d	1.19
Factor de amplificación F_s	1.28
r	1.5
Factor de Importancia I	1.5
Factor de zona sísmica Z	0.4
PGA	0.32

A partir de los datos mostrados en la tabla anterior, se procede a realizar los cálculos para elaborar el espectro elástico de diseño, el procedimiento a continuación se detalla:

Determinar S_a , punto Inicial para modos de vibración diferente al fundamental

$$S_a = Z * F_a \quad (79)$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral para modos de vibración diferente al fundamental

Z : Factor de zona sísmica

F_a : Factor de amplificación de suelo, (Tabla 34)

Así, aplicando valores a la ecuación (79) la que aplica para el caso de modos de vibración diferente al fundamental, se tiene:

$$Sa = 0.4 * 1.20$$

$$Sa = 0.48$$

Cálculo de periodo T_o utilizando la ecuación (80):

$$T_o = 0.1 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (80)$$

Dónde:

T_o : Periodo límite de vibración T_o en el espectro sísmico elástico

F_s : Coeficiente de amplificación del suelo

F_d : Coeficiente de amplificación del suelo

Remplazando valores en la ecuación (80)

$$T_o = 0.1 * 1.28 * (1.19/1.20)$$

$$T_o = 0.1269$$

Determinar S_a , para $T \leq T_o$

$$S_a = Z * F_a * (1 + (\eta - 1) * T/T_o) \quad (81)$$

Donde:

S_a : Ecuación (81), aceleración expresada como fracción de la gravedad, para periodos menores a T_o

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Remplazando valores en la ecuación (81), considerando $T_0=0.1218$ se tiene:

$$S_a = 0.4 * 1.20 * (1 + (2.48 - 1) * 0,1218/0,1218)$$
$$S_a = 1.1904$$

Periodo T_c ,

$$T_c = 0.55 * F_s * (F_d/F_a) \quad (82)$$

Dónde:

T_c : Periodo límite de vibración T_c en el espectro sísmico elástico

Dando valores a la expresión (82), se tiene:

$$T_c = 0.55 * 1.28 * (1.19 / 1.20)$$
$$T_c = 0.6981$$

Aceleración espectral para periodos entre T_0 y T_c

$$S_a = n * Z * F_a \quad (83)$$

Donde:

S_a : Ecuación (83), aceleración espectral para periodos entre T_0 y T_c

Remplazando valores en la ecuación (83), se tiene:

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20$$
$$S_a = 1.1904$$

Aceleración espectral para periodos mayores a T_c , (parte curva de la gráfica del espectro elástico.)

$$S_a = n * Z * F_a * (T_c/T)^r \quad (84)$$

Dónde:

Sa: Ecuación (84), Aceleración espectral para periodos mayores a T_c

Remplazando valores en la ecuación (84), se tiene:

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 * (0.6981/1.5)^{1.5}$$

$$S_a = 0.377$$

Se calcula, la aceleración espectral para varios periodos mayores a T_c , y se procede a tabularlos, dando como resultados una tabulación similar a la que se muestra en el Anexo 1, y una gráfica de acuerdo al Gráfico 12.

Para el caso de estructuras en las que predomina el modo fundamental, no será necesario calcular las ecuaciones (79) y (81), puesto que se considera una “plataforma horizontal” en el espectro elástico de diseño para periodos menores a T_o , y se obtiene una gráfica, como la que se indica en el Gráfico 13.

Así, considerando estas condicionantes se procede a tabular los resultados para este caso, y se obtiene una tabulación como la mostrada en el anexo 1.

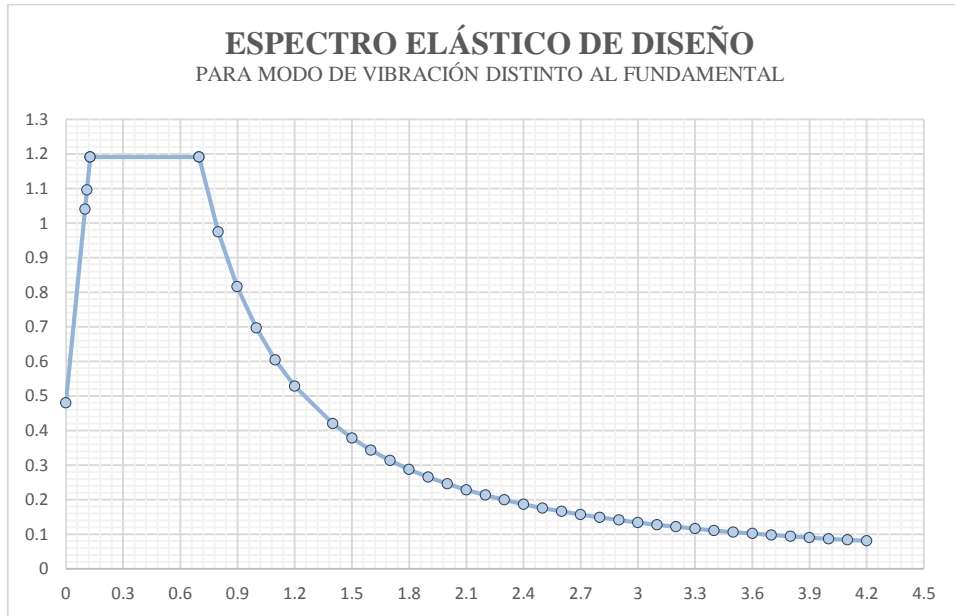


Gráfico 12.-Espectro elástico de diseño, para modo de vibración diferente al fundamental

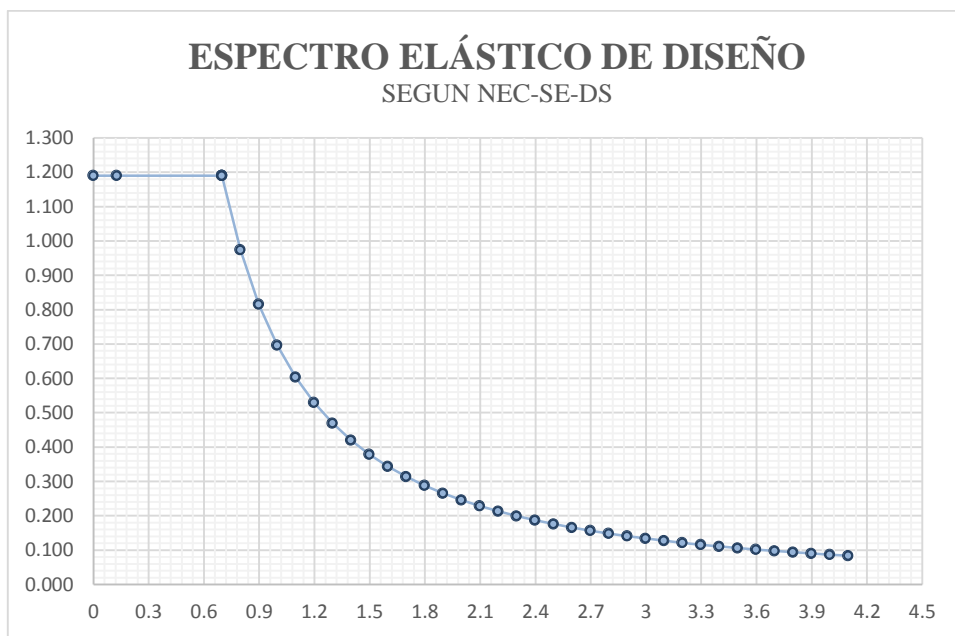


Gráfico 13.- Espectro elástico de diseño

Una vez obtenido el espectro elástico de diseño mostrado en los gráficos anteriores; para determinar el espectro inelástico, se procede a dividir a los valores de aceleraciones (S_a), para el factor de reducción sísmica R , que para el caso de torres autoportadas de telecomunicación es igual a 3. En el que se obtiene una curva mucho menor en comparación al espectro elástico (Gráfico 14 y Gráfico 15).

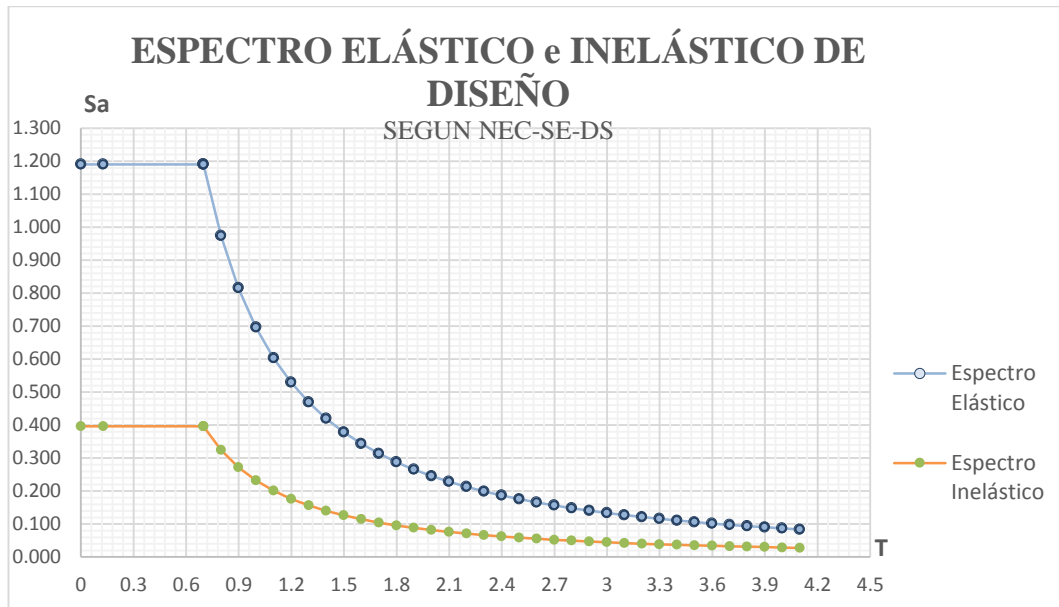


Gráfico 14.- Espectro elástico e inelástico de diseño según NEC

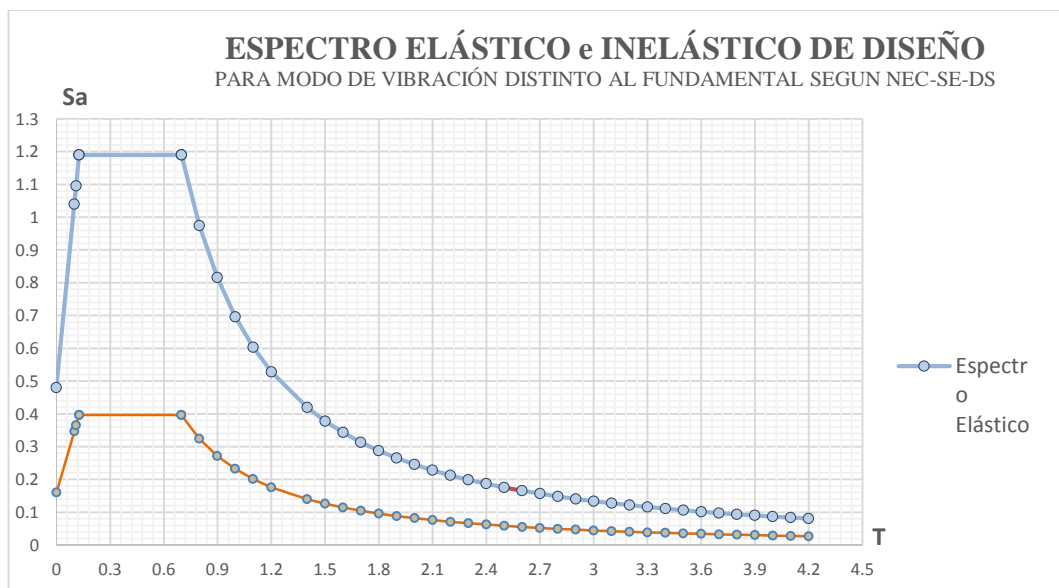


Gráfico 15.- Espectro Elástico e Inelástico de diseño para modo de vibración distinto al fundamental según NEC

6.7.1.2.5 CAMBIOS DE TEMPERATURA

Los cambios bruscos de temperatura influyen directamente en las propiedades de los materiales. Estos cambios de temperatura son más críticos en zonas que se encuentran a una altura considerable sobre el nivel del mar, por lo que es necesario considerar este efecto, debido a la localización geográfica de la torre en estudio.

6.7.1.3 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

6.7.1.3.1 GENERALIDADES

Para el pre-dimensionamiento de elementos es necesario tener la configuración geométrica en planta y en elevación, el entramado, la perfilera metálica, así como también las cargas que se aplicarán a la torre autoportada de telecomunicaciones de 42 m de altura. Todos estos parámetros ya se definieron en la sección 6.7.1.1 y 6.7.1.2 respectivamente.

El objetivo primordial del pre-dimensionamiento de elementos es optimizar el diseño estructural final, a través de un análisis estructural preliminar en el que se consideran secciones generales influenciadas por los efectos de las solicitaciones a las que está sometida la estructura, para posteriormente con los resultados que se determine en este estudio preliminar permita establecer una sección que se ajuste a las condiciones de sollicitación. Estas secciones ya determinadas servirán a posterior para el análisis estructural que se establece en la sección 6.7.1.4.

El análisis preliminar que se realiza para el pre-dimensionamiento de elementos se podría llevar a cabo mediante la utilización de software especializado de análisis estructural o a través de procesos de cálculo manual. Sin embargo, por la complejidad de la estructura y el gran número de elementos que tiene esta, el autor utilizará la asistencia de software especializado.

El procedimiento de modelación para el pre diseño se establece en el apartado 6.7.1.3.2 y es muy similar al proceso de análisis estructural, considerando únicamente que la diferencia con la modelación establecida en la sección 6.7.1.4 radica principalmente en la utilización de secciones generales para todos los elementos de la estructura.

La torre autoportada en estudio consta de 7 tramos principales. Entonces para el pre diseño de los elementos se procede a seleccionar de cada tramo los elementos

más demandados de cada tipo (Diagonales, Horizontales, transversales y montantes). Para mejor comprensión en la Figura 22 se plasma esquemáticamente los elementos constituyentes de la torre autoportada de telecomunicaciones.

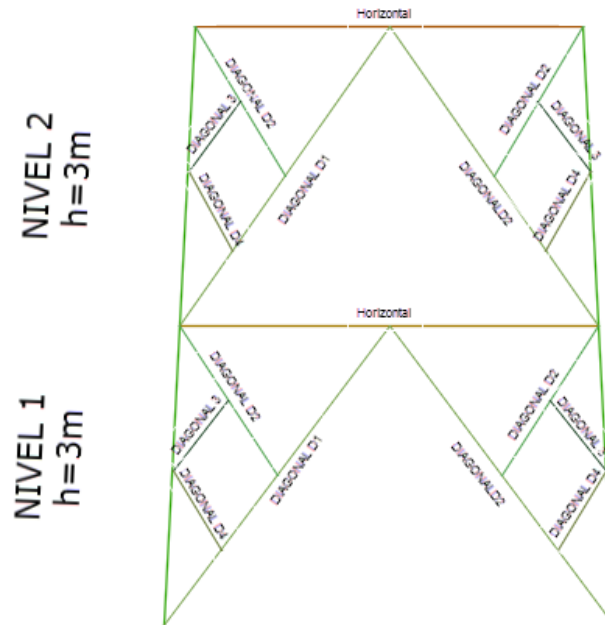


Figura 22.- Tramo tipo, Elementos que constituyen la torre en estudio

Para el pre-dimensionamiento de los elementos se realiza acorde al método factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design), el cual es representado por la ecuación número (18), mostrada en la sección 6.6.5.1

6.7.1.3.2 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL PARA PRE-DIMENSIONAMIENTO

Conocida ya la estructuración geométrica, las cargas que resistirá la estructura, el tipo de perfil y materiales, se puede proceder a realizar el pre-dimensionamiento de la estructura, esto a través de la utilización de software especializado de análisis y diseño estructural. El objetivo primordial de esta modelación es determinar secciones preliminares que servirán para un análisis más acercado a la realidad. Así a continuación se detalla el procedimiento de modelación.

Comenzando con la ejecución del programa, a través del icono de acceso directo, mostrando una pantalla de carga como la siguiente:



Figura 23.-Ventana de apertura de software

El cual luego de la apertura del programa, mostrará la pantalla de inicio.

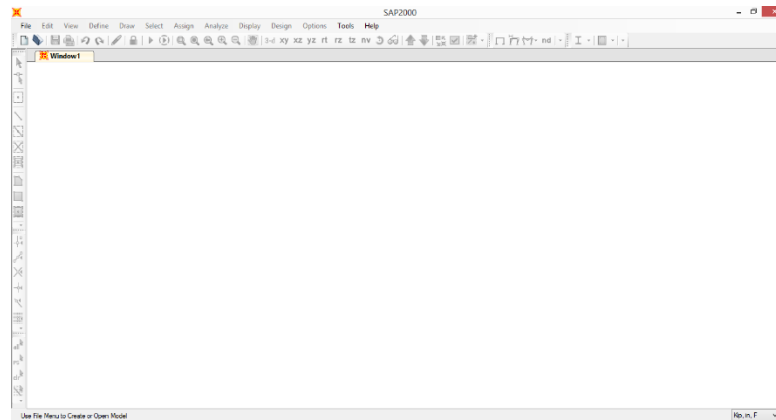


Figura 24.- Pantalla de inicio

Seguidamente se definirá las unidades, con las que se trabajará.

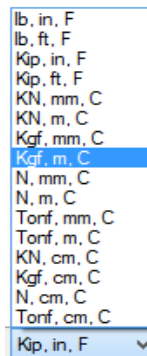


Figura 25.- Definición de unidades en SAP 2000

La modelación de la configuración geométrica se podría utilizar mediante la generación de una malla, a través del menú New model/ grid only, pero como el sistema estructural es un tanto complejo, existe también la opción de importar un modelo en formato .dxf (formato de entorno CAD).

6.7.1.3.3 MODELACIÓN DE TORRE EN ENTORNO AUTOCAD

Para el procedimiento de exportación a SAP, es necesario previamente dibujar el modelo en AutoCAD, teniendo las consideraciones siguientes.

- Establecer las unidades de trabajo en el entorno AutoCAD,

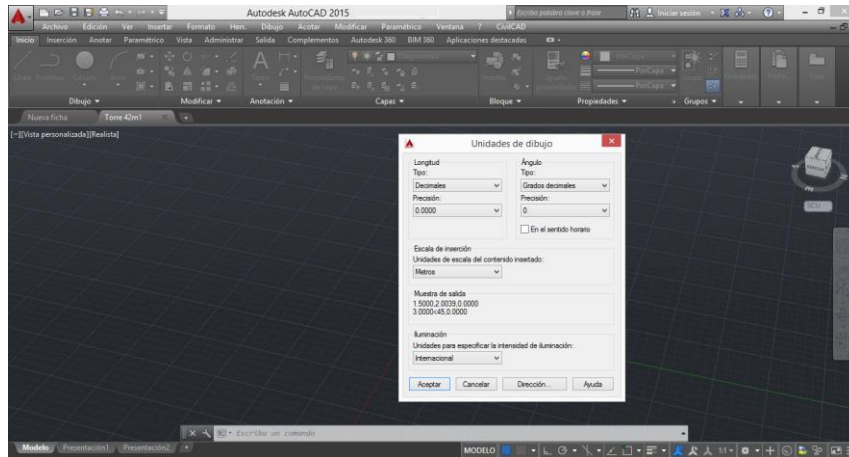


Figura 26.- Ventana definición de unidades en AutoCAD 2015

Dibujar el modelo a escala real, considerando como puntos de referencia, las coordenadas globales X, Y, Z.

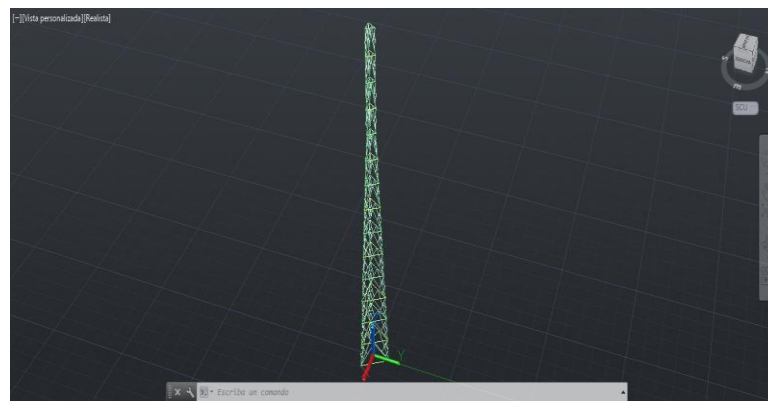


Figura 27.- Modelación en 3D dentro del entorno AutoCAD 2015

Guardar el modelo en formato .dxf, considérese que en el dibujo se utilizará un solo layer o capa.

6.7.1.3.4 IMPORTACIÓN DE MODELO A SOFTWARE ESPECIALIZADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para la importación al programa SAP 2000, se recurre a los pasos siguientes.

- File/Import/AutoCAD .dxf File...

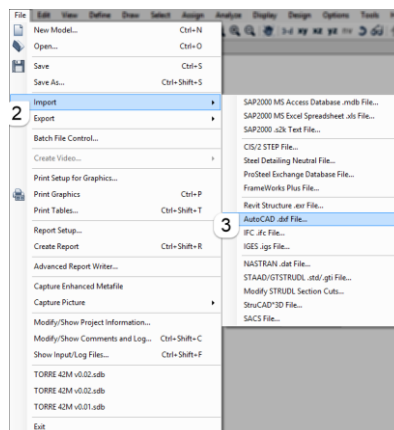


Figura 28.-Ruta de acceso para importación de archivos .dxf

Luego aparecerá una ventana, en la que se seleccionará la ubicación del archivo a importar, seguidamente una vez abierto el archivo, aparecerá una ventana en la que se definirá la dirección global Z, y las unidades con las que se trabajó en la modelación en el entorno CAD.

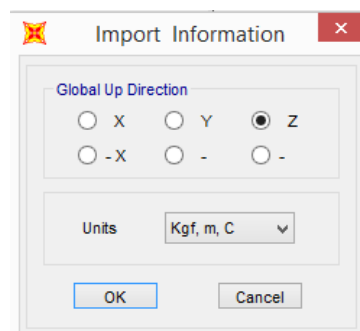


Figura 29.-Ventana de información de importación de archivo .dxf

Al dar click en ok, aparecerá la ventana de asignación de propiedades a los elementos que se van a importar, asígnese a elemento frame el único layer con el que se dibujó el modelo en CAD.

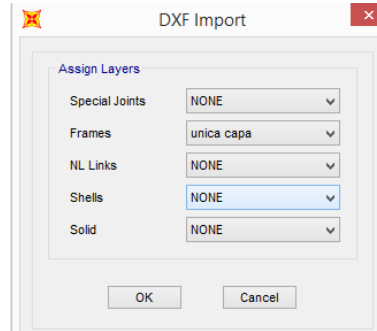


Figura 30.- Ventana de asignación de capas a elementos

Luego de dar click en ok, aparecerá el modelo importado en la pantalla del programa de análisis y diseño estructural, así como se muestra en la siguiente figura.

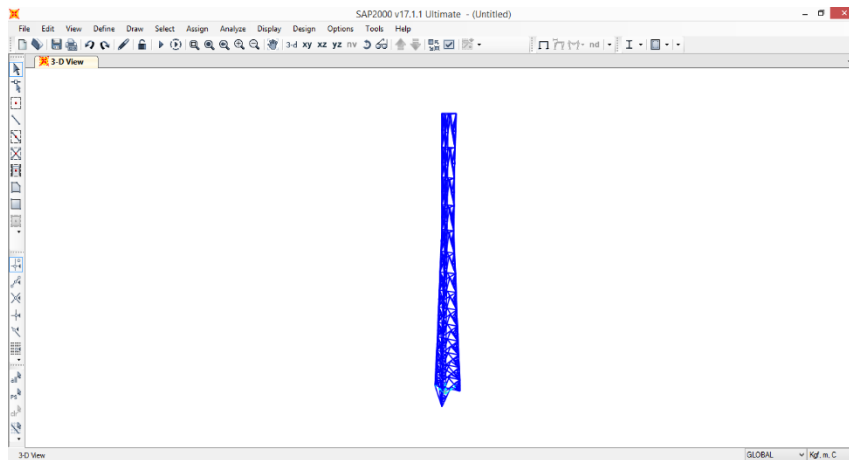


Figura 31.- Pantalla de inicio en SAP 2000, con modelo importado desde AutoCAD

6.7.1.3.5 DEFINICIÓN DE MATERIALES

En el menú, Define/Materials/Add New Materials, seleccionar el tipo de material, el standard (en este caso ASTM A36), y grado 36.

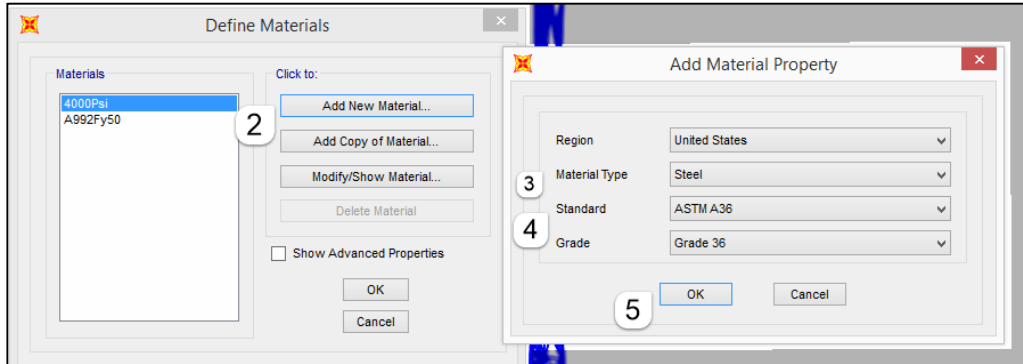


Figura 32.- Ventana de asignación de materiales

6.7.1.3.6 DEFINICIÓN DE SECCIÓN GENERAL

Como se indicó con anterioridad para el pre diseño, se opta por asignar un solo tipo de sección a toda la estructura, pues el objetivo primordial de este primer análisis es determinar secciones preliminares que servirán posteriormente para optimizar el análisis y diseño estructural. Entonces la definición de este tipo de sección se realiza a través del menú Define/Frame Sections/Add new Property, y buscando la opción general section.

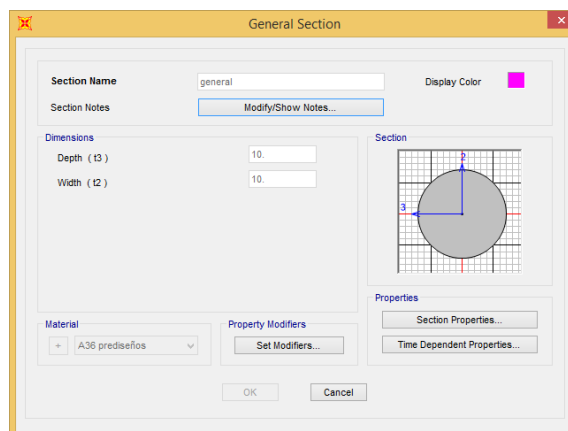


Figura 33.- Definición de sección tipo general.

Acto seguido se procede a asignar esta propiedad a todos los elementos que constituyen la modelación tridimensional.

6.7.1.3.7 DEFINICIÓN DE CARGAS

Para el caso de pre diseño únicamente se ingresarán lo valores correspondientes a carga viva, carga de viento según TIA/EIA-222-F, y carga sísmica.

Para esto es necesario definir primeramente los tipos de carga, a través del menú define load patterns, como muestra la Figura 34.

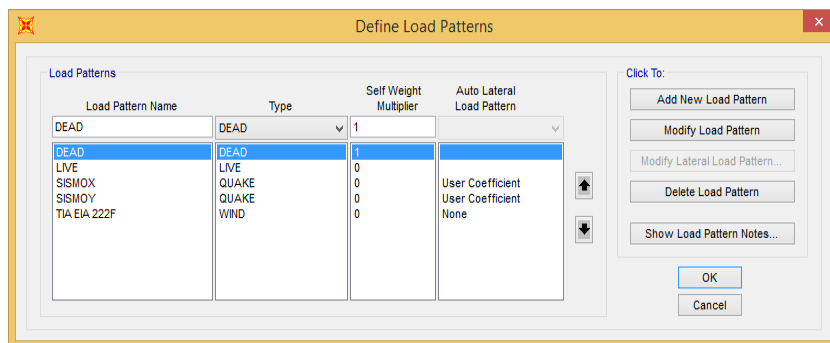


Figura 34.- Definición de tipos de carga para pre diseño

En el caso de carga sísmica la definición para este caso de carga se da de la siguiente manera, esto considerando los resultados obtenidos en la sección 6.7.1.2.4.

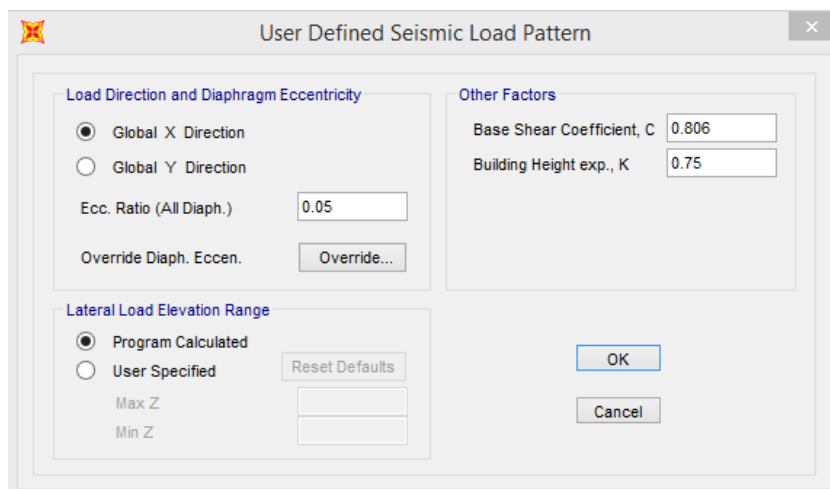


Figura 35.- Definición de tipo de carga sísmica

Nótese que en la figura anterior en coeficiente de cortante basal se asigna un valor de 0.806, este valor es el resultado obtenido en el apartado 6.7.1.2.4, mientras que coeficiente k es tomado del NEC-SE-DS que para estructuras arriostradas de acero es igual a 0.75, de acuerdo al numeral 6.3.3 del código mencionado

Una vez definidos los tipos de carga se procede a asignar las cargas a la estructura, esto mediante la selección de los nudos a cargar, y accediendo al menú Assign/Joint Loads/Forces el cual mostrara una ventana como la indicada en la figura a continuación que para el caso de carga de viento se tiene:

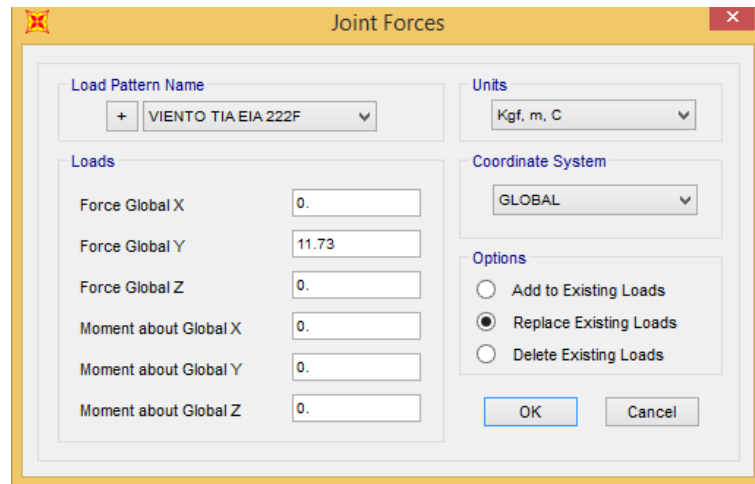


Figura 36.-Ventana de asignación de cargas, viento TIA/EIA

Luego de realizar la asignación de cargas a cada uno de los nudos se tendrá en la modelación la representación gráfica de las cargas como la que muestra en la Figura 37.

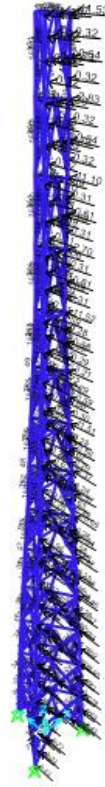


Figura 37.- Cargas de viento asignadas a la estructura

Al igual que el procedimiento anterior, se realiza de la misma forma para la asignación de los otros tipos de cargas, por ejemplo en la figura siguiente se muestra la asignación de carga viva:

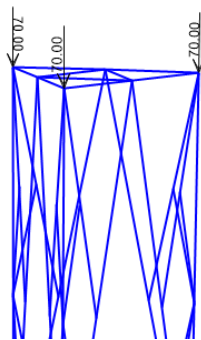


Figura 38.- Asignación de carga viva

Finalizado la asignación de cargas, es necesario liberar los extremos de los elementos a esfuerzos de momento, pues la estructura al ser articulada en sus extremos, teóricamente se define que en estos casos los valores de momento son igual a cero.

Este proceso se realiza seleccionando todos los elementos constitutivos y accediendo a la ruta Assign/Frame/Releases Partial Fixity, como se muestra en la figura siguiente:

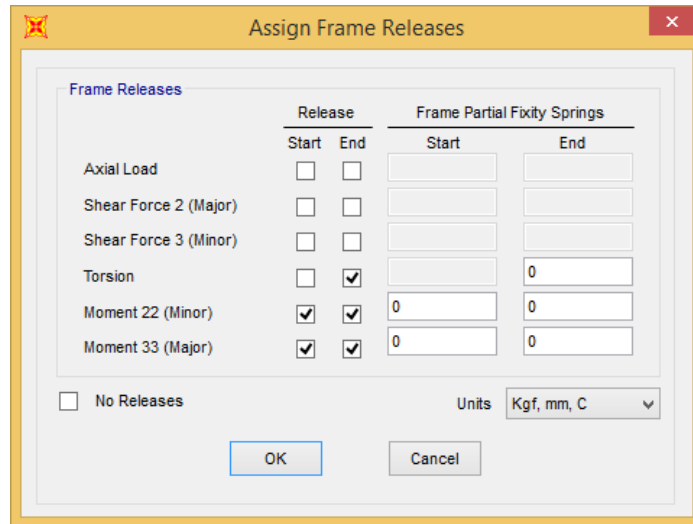


Figura 39.- Ventana para liberación de extremos de elementos

Finalmente, es necesario dar a considerar al software de análisis y diseño, que el análisis se realice como una estructura tridimensional tipo celosía, esto se puede realizar a través del menú, Analyze/Analysis options, como se indica en la figura

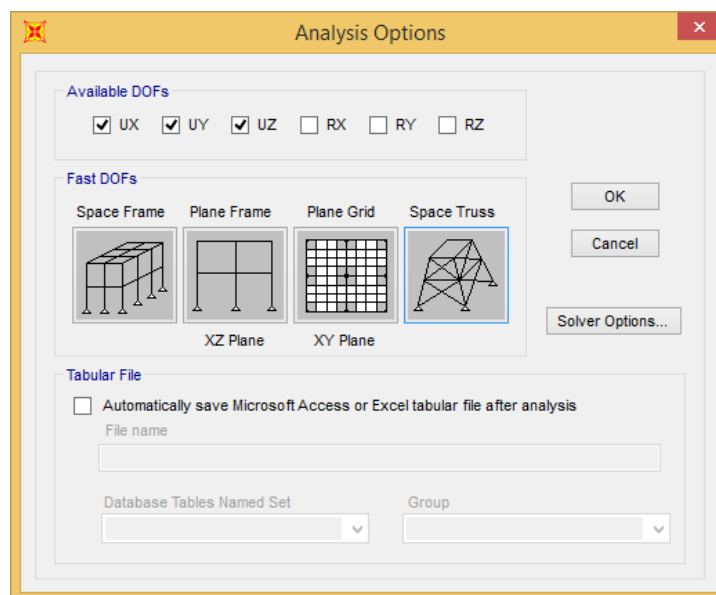


Figura 40.- Asignación de análisis tipo celosía

Así entonces posterior a la modelación y su análisis se obtiene los resultados necesarios para realizar el pre-dimensionamiento de los elementos.

Estos resultados se obtienen a través del menú Display/ Frame

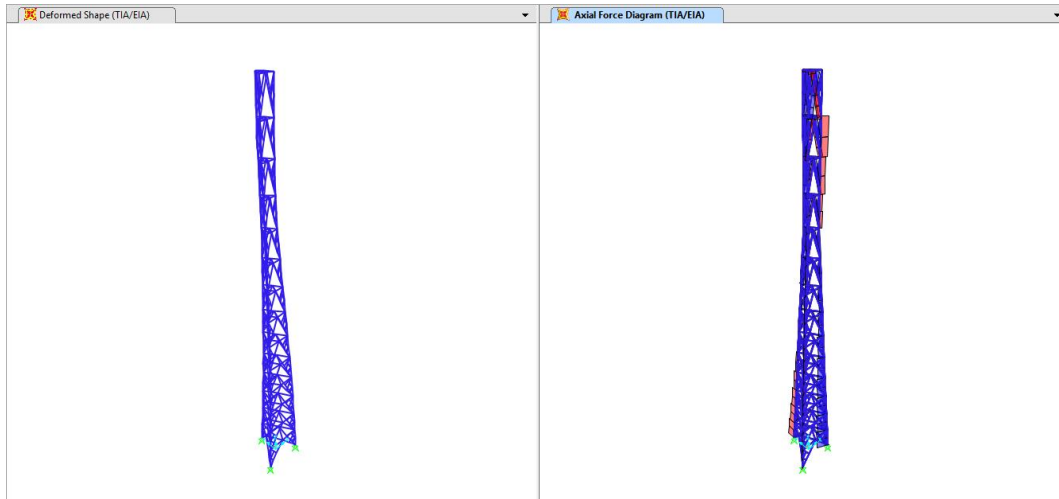


Figura 41.- Ventana con deformación de estructura y esfuerzos axiales

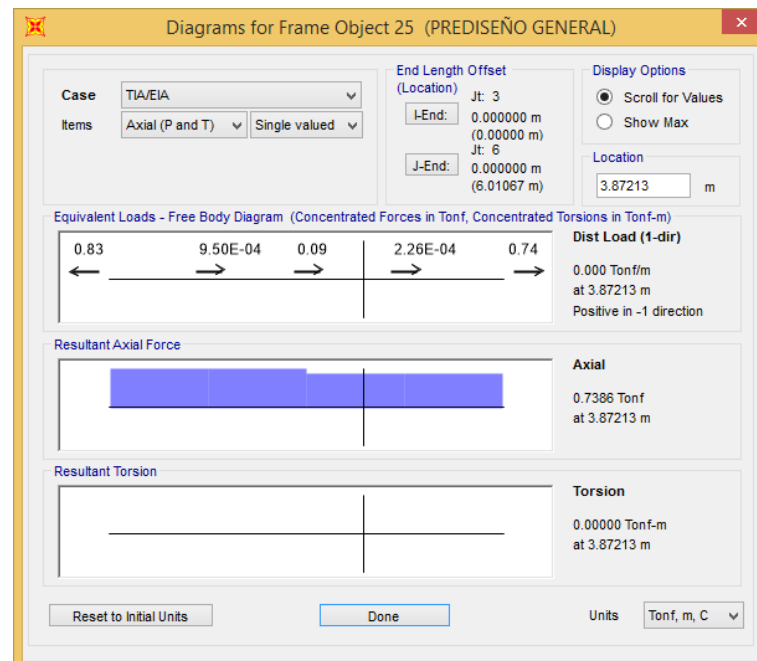


Figura 42.- Ventana con diagrama de esfuerzos axiales para elemento 25

Así finalizado este proceso se puede utilizar estos resultados para el pre diseño.

6.7.1.3.8 PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN

Para el pre diseño de los elementos sometidos a tensión se procede a obtener los resultados arrojados por el software de análisis para los elementos que se requiera estudiar; a manera de ejemplo en la Tabla 74 se muestra los resultados para el elemento 205, que en este caso corresponde a la diagonal dos del primer tramo, primer nivel, cara 1. Es menester recordar que debido al alto número de elementos (441) que constituyen la torre, únicamente se detallan pocos resultados en tablas.

Tabla 74.- Reporte de análisis para elemento 205

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
205	0.00000	DEAD	LinStatic	3.18	-0.0457	0.0185	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	DEAD	LinStatic	2.17	0.61	0.0185	0.00	-0.0165	-0.25
205	0.89343	DEAD	LinStatic	2.12	-0.34	0.08913	0.00	0.0796	-0.0102
205	1.78687	DEAD	LinStatic	1.11	0.31	0.08913	0.00	0.0000	0.0000
205	0.00000	LIVE	LinStatic	-0.0821	0.04166	0.02230	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	LIVE	LinStatic	-0.0821	0.04166	0.02230	0.00	-0.0199	-0.0372
205	0.89343	LIVE	LinStatic	-0.0768	0.02725	0.02309	0.00	0.02063	0.02435
205	1.78687	LIVE	LinStatic	-0.0768	0.02725	0.02309	0.00	0.0000	0.0000
205	0.00000	TIA/EIA	LinStatic	21.35	-2.17	-2.51	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	TIA/EIA	LinStatic	20.46	-3.54	-2.44	0.00	2.21	2.55
205	0.89343	TIA/EIA	LinStatic	20.11	-4.46	-2.39	0.00	-2.10	-4.60
205	1.78687	TIA/EIA	LinStatic	19.22	-5.83	-2.31	0.00	0.0000	0.0000
205	0.00000	SX	LinStatic	20.49	-10.68	-5.62	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	SX	LinStatic	20.49	-10.68	-5.62	0.00	5.02	9.55
205	0.89343	SX	LinStatic	19.09	-7.35	-5.81	0.00	-5.19	-6.57
205	1.78687	SX	LinStatic	19.09	-7.35	-5.81	0.00	0.0000	0.0000
205	0.00000	SY	LinStatic	17.41	-9.35	-5.17	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	SY	LinStatic	17.41	-9.35	-5.17	0.00	4.62	8.35
205	0.89343	SY	LinStatic	16.17	-6.43	-5.14	0.00	-4.59	-5.74
205	1.78687	SY	LinStatic	16.17	-6.43	-5.14	0.00	-0.0000	-0.0000
205	0.00000	ENV	Combination	36.01	2.92	3.80	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	ENV	Combination	33.38	5.89	3.68	0.00	3.05	2.87
205	0.89343	ENV	Combination	32.88	6.40	3.68	0.00	3.23	7.05
205	1.78687	ENV	Combination	30.25	9.38	3.56	0.00	0.0000	0.0000
205	0.00000	ENV	Combination	-29.40	-2.50	-3.48	0.00	0.00	0.00
205	0.89343	ENV	Combination	-29.19	-3.92	-3.36	0.00	-3.34	-3.94
205	0.89343	ENV	Combination	-28.75	-6.88	-3.17	0.00	-2.78	-6.78

A partir de los resultados dados por el software de análisis estructural, se procede a cuantificar las cargas para el pre diseño de las secciones, en este caso para la 205,

estas cargas se determina en función de combinación de cargas dadas por la norma NEC y detalladas en las ecuaciones 19, 20, 21, 22, 23, 24 y 25.

Entonces al aplicar las diferentes combinaciones con los resultados de la Tabla 74, se obtiene resultados como los mostrados a continuación en la Tabla 75:

Tabla 75.- Combinaciones de carga para elemento 205

Ecuación Nro.	Combinación	Pu
		Kg
(19)	1.4D	4.452
(20)	1.2D+1.6L	3.941
(21)	1.2D+1.6L+0.5W	14.619
(22)	1.2D+1.0W+L+0.5Lr	25.246
(23)	1.2D+1.0E+L+0.2S	24.386
(24)	0.9D+1.0W	24.212
(25)	0.9D+1.0E	23.352

Entonces, de acuerdo a la tabla anterior se determina que la combinación más crítica es la que corresponde a la ecuación (22), esto claramente se denota porque en esta expresión está incluido el viento, sin embargo las combinaciones que incluyen las solicitaciones laterales de sismo también toman valores importantes.

Entonces considerando el resultado más crítico, se procede a realizar el pre diseño del elemento 205, considerando que este se encuentra en tensión (resultado arrojado por el programa). Así aplicando los criterios para el diseño en elementos sometidos a tracción (sección 6.6.5.2), se desarrolla el pre diseño del elemento 205:

$$Pu = \phi Pn$$

$$Pu = 0.9 * Ag * Fy$$

$$Ag = Pu / (0.9 * Fy)$$

$$Ag = 25.246 / (0.9 * 2549.29)$$

$$Ag = 0.11 \text{ cm}^2$$

Área que puede suministrarse con 1 perfil L20x2, (véase el anexo 2)

$$Ag = 0.76cm^2$$

$$rx = 0.6156cm$$

$$ry = 0.6156cm$$

Chequeo de relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} \leq 300$$

$$178.687/0.6156 \leq 300$$

$$290.26 \leq 300 \text{ **Ok!**}$$

Se concluye que para la diagonal 2 del tramo 1, se utilizará como elemento de pre-diseño un perfil tipo L20*2.

El mismo procedimiento se realiza para los diferentes elementos que estén sometidos a esfuerzos de tensión, permitiendo de este modo establecer las secciones que se aplicarán al prediseño y entrarán al análisis estructural.

Tabla 76.- Pre diseño de elementos sometidos a tensión

TRAMO	ELEMENTO	NUMERO	PROPIEDADES PERFIL										KL/r < 300	Pn	φPn	Pu	φPn > Pu
			L	Pu	AgR	b	t	rx	ry	Ag	Ag>AgR	KL/r					
			Cm	Kg	cm2	mm	mm	cm	cm	cm2							
TRAMO 1	Diagonal 2	141	178.68	25.246	0.011	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	290.26	OK	1937.46	1743.71	25.25	OK
	Diagonal 1	76	375.10	1112.48	0.485	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	239.32	OK	30999.37	27899.43	1112.48	OK
	Diagonal 4	483	89.34	11.888	0.005	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	145.13	OK	1937.46	1743.71	11.89	OK
	Transv 2	484	209.50	9.862	0.004	25	2	0.776	0.776	0.96	OK	269.80	OK	2447.32	2202.59	9.86	OK
TRAMO 2	Diagonal 1	81	357.37	1247.29	0.544	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	228.00	OK	30999.37	27899.43	1247.29	OK
	Diagonal 2	210	170.77	22.676	0.009	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	277.40	OK	1937.46	1743.71	22.68	OK
	Diagonal 4	407	85.38	9.008	0.003	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	138.70	OK	1937.46	1743.71	9.01	OK
	Transv 2	491	178.50	19.62	0.01	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	289.96	OK	1937.46	1743.71	19.62	OK
TRAMO 3	Diagonal 1	85	341.53	1372.43	0.60	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	217.90	OK	30999.37	27899.43	1372.43	OK
	Diagonal 2	215	163.93	24.144	0.01	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	266.30	OK	1937.46	1743.71	24.14	OK
	Diagonal 4	411	81.97	12.452	0.005	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	133.15	OK	1937.46	1743.71	12.45	OK
	Transv 2	497	147.50	35.56	0.02	20	2	0.615	0.61	0.76	OK	239.60	OK	1937.46	1743.71	35.56	OK
TRAMO 4	Diagonal 1	89	327.87	1547.02	0.674	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	209.19	OK	30999.37	27899.43	1547.02	OK
	Diagonal 2	220	158.33	27.624	0.012	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	257.21	OK	1937.46	1743.71	27.62	OK
	Diagonal 4	418	79.16	15.09	0.006	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	128.60	OK	1937.46	1743.71	15.09	OK
	Transv 2	57	202.00	465.44	0.202	25	2	0.776	0.776	0.96	OK	260.14	OK	2447.32	2202.59	465.44	OK
TRAMO 5	Diagonal 1	93	316.67	1678.45	0.731	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	202.04	OK	30999.37	27899.43	1678.45	OK
	Diagonal 2	228	154.09	73.862	0.032	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	250.32	OK	1937.46	1743.71	73.86	OK
	Diagonal 4	429	76.26	211.986	0.092	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	123.88	OK	1937.46	1743.71	211.99	OK
	Transv 2	510	85.50	66.234	0.028	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	138.89	OK	1937.46	1743.71	66.23	OK

	Diagonal 1	97	308.05	2053.35	0.895	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	196.54	OK	30999.37	27899.43	2053.35	OK
	Diagonal 2	232	154.02	159.68	0.06	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	250.21	OK	1937.46	1743.71	159.68	OK
	Diagonal 4	433	77.01	90.55	0.03	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	125.11	OK	1937.46	1743.71	90.55	OK
	Transv 2	514	70.00	15.80	0.006	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	113.71	OK	1937.46	1743.71	15.80	OK
TRAMO 7	Diagonal 1	99	308.05	1895.19	0.82	50	3	1.567	1.567	12.16	OK	196.54	OK	30999.37	27899.43	1895.19	OK
	Diagonal 2	234	154.02	264.25	0.11	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	250.21	OK	1937.46	1743.71	264.26	OK
	Diagonal 4	438	77.01	256.02	0.11	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	125.11	OK	1937.46	1743.71	256.03	OK
	Transv 2	517	70.00	15.98	0.006	20	2	0.615	0.615	0.76	OK	113.71	OK	1937.46	1743.71	15.99	OK

6.7.1.3.9 PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

Para el caso de elementos sometidos a compresión, los criterios a aplicarse son diferentes puesto que se aplican diversas condicionantes (véase sección 6.6.5.3), por lo que realizar un pre-dimensionamiento de este tipo de elementos se vuelve un tanto complejo, pues es necesario que se realicen chequeos para los estados límites definidos en la normativa.

(Bermúdez Mejía, 2005) indica que las verificaciones para los diferentes estados límite que se realizan para elementos sometidos a compresión se hacen para miembros de sección ya definidas, pero, ¿cómo llegar a establecer esa primera sección a verificar? No hay una regla fija. No obstante, como un punto de partida, Bermúdez, 2005, indica que se podría suponer $\lambda_c = 1.5$ de la ecuación (85),

$$\lambda_c = \left(\frac{Kl}{r\pi}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (85)$$

Sabiendo de antemano el valor de la longitud efectiva KL, se podrá calcular un radio de giro mínimo requerido. Se buscará un miembro cuyo radio de giro mínimo sea mayor que ese y de éste modo se establecerá un pre-dimensionamiento para el miembro a compresión.

Entonces así considerando, el antecedente anterior, se proceden a manera de ejemplo al pre-dimensionamiento de la diagonal D2 del tramo 1 cara 1.

Así de acuerdo a la ecuación (85), y considerando un valor de $K=1$ y una longitud de 375.108 cm, se tiene:

$$\lambda_c = \left(\frac{Kl}{r\pi}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (85)$$
$$r = 2.7734 \text{ cm}$$

Entonces a partir de este radio de giro se procede a la selección de una sección que se ajuste a estas características, así se tiene que en el perfil L100x8 cuenta con las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned}r_x &= 3.1349 \\r_y &= 3.1349 \\A_g &= 11.64 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Por ende se procede a seleccionarlo, y a continuar con los diferentes chequeos, en lo que es esencial determinar el tipo de sección de acuerdo a la Tabla 40.

Así considerando que es un perfil tipo L, se aplica el criterio, $b/t \leq 0.45 * \sqrt{E/F_y}$ entonces se tiene:

$$12.5 \leq 12.92$$

Por lo que se determina que el perfil L en estudio, es una sección No esbelta (sección 6.6.5.3.2), y por ende se aplicaran los conceptos para esta tipología de elementos, considerando también que es un ángulo simple (sección 6.6.5.3.4).

Como l/r_x es menor que 80, se aplica la ecuación (37),

$$\begin{aligned}\frac{KL}{r} &= 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \\ \frac{KL}{r} &= 181.57\end{aligned}\tag{37}$$

Comprobando que $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ se aplica la ecuación (32), considerando determinar antes el valor de F_e , de la ecuación (34).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (34)$$

$$F_e = 628.69$$

$$F_{Cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (32)$$

$$F_{Cr} = 467.019$$

Con este valor se procede a determinar la resistencia nominal a compresión P_n ,

$$P_n = 5436.107 \text{ Kg}$$

$$\Phi_c P_n = 4892.49 \text{ Kg}$$

Y finalmente el valor de $\Phi_c P_n$ se debe chequear que sea mayor o igual a la carga solicitante producto del análisis estructural, el cual para el elemento en estudio y para la combinación de carga establecida en la ecuación (22) es igual a 3580.27 kg,

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi P_n \quad (18)$$

$$3580.27 \leq 4892.49$$

De la comprobación anterior se concluye que el pre diseño satisface y se utilizará como sección preliminar al perfil tipo L100x8, en el análisis estructural.

Así en la tabla que se muestra a continuación se realiza el pre diseño para elementos sometidos a compresión de cada tramo, considerando aquellos que son más demandados y representan a los demás elementos del mismo tipo del tramo que pertenecen.

Tabla 77.- Pre diseño de elementos sometidos a compresión

TRAMO	ELEMENTO	NUMERO	GEOMETRÍA PERFIL				PROPIEDADES PERFIL							KL/r < 200	Fe	Fcr	Pn	φPn	Pu	φ Pn ^ Pu
			L	r	b	t	b/t	Tipo sección	rx	ry	Ag	L/r	KL/r							
			cm	cm	mm	mm			cm	cm	cm2									
TRAMO 1	Diag. 1	141	375.108	2.773	100	8	12.5	No esbelta	3.134	3.134	11.64	119.66	181.57	OK	628.69	467.02	5436.10	4892.49	3580.27	OK
	Diag. 2	206	178.687	1.321	50	4	12.5	No esbelta	1.553	1.553	3.84	115.06	175.82	OK	670.44	519.09	1993.31	1793.98	25.31	OK
	Diag. 3	290	93.777	0.693	25	2	12.5	No esbelta	0.776	0.776	0.96	120.85	183.06	OK	618.50	454.15	435.98	392.38	5.14	OK
	Hor.	6	209.501	1.549	60	6	10	No esbelta	1.846	1.846	6.84	113.49	173.86	OK	685.67	537.76	3678.27	3310.44	654.13	OK
TRAMO 2	Diag. 1	82	357.374	2.642	100	8	12.5	No esbelta	3.134	3.134	11.64	114.00	174.50	OK	680.67	531.65	6188.44	5569.59	1255.06	OK
	Diag. 2	211	170.77	1.263	50	6	8.33	No esbelta	1.525	1.525	5.64	111.94	171.93	OK	701.16	556.57	3139.08	2825.17	16.11	OK
	Diag. 3	296	87.301	0.645	25	2	12.5	No esbelta	0.776	0.776	0.96	112.50	172.63	OK	695.51	549.73	527.75	474.97	8.56	OK
	Hor.	15	163.00	1.205	50	4	12.5	No esbelta	1.553	1.553	3.84	104.96	163.20	OK	778.20	647.07	2484.73	2236.26	732.75	OK
TRAMO 3	Diag. 1	86	341.539	2.525	100	8	12.5	No esbelta	3.134	3.134	11.64	108.95	168.18	OK	732.74	594.30	6917.62	6225.86	1386.15	OK
	Diag. 2	216	163.939	1.212	50	6	8.33	No esbelta	1.525	1.525	5.64	107.47	166.33	OK	749.15	613.56	3460.46	3114.42	17.55	OK
	Diag. 3	297	85.385	0.631	25	2	12.5	No esbelta	0.776	0.776	0.96	109.96	169.45	OK	721.82	581.35	558.09	502.28	23.55	OK
	Hor.	21	132.00	0.976	40	4	10	No esbelta	1.245	1.245	2.31	106.01	164.51	OK	765.84	632.91	1462.02	1315.82	713.43	OK
TRAMO 4	Diag. 1	90	327.878	2.424	100	8	12.5	No esbelta	3.134	3.134	11.64	104.59	162.74	OK	782.61	652.09	7590.30	6831.27	1566.32	OK
	Diag. 2	222	158.336	1.171	50	4	12.5	No esbelta	1.553	1.553	3.84	101.95	159.44	OK	815.28	688.70	2644.60	2380.14	36.04	OK
	Diag. 3	301	81.97	0.606	25	2	12.5	No esbelta	0.776	0.776	0.96	105.56	163.95	OK	771.03	638.87	613.32	551.99	45.14	OK
	Hor.	56	101	0.747	40	4	10	No esbelta	1.245	1.245	2.31	81.11	133.39	OK	1164.8	1020.02	2356.26	2120.63	771.16	OK
TRAMO 5	Diag. 1	94	316.72	2.342	80	8	10	No esbelta	2.462	2.462	12.16	128.62	192.78	OK	557.70	376.29	4575.67	4118.11	1710.74	OK
	Diag. 2	229	154.094	1.139	50	4	12.5	No esbelta	1.553	1.553	3.84	99.22	156.03	OK	851.35	727.97	2795.39	2515.85	62.35	OK
	Diag. 3	305	79.168	0.585	20	3	6.67	No esbelta	0.602	0.602	1.11	131.40	196.25	OK	538.15	351.02	389.63	350.67	76.88	OK
	Hor.	62	70	0.518	40	4	10	No esbelta	1.245	1.245	2.31	56.22	114.16	OK	1590.2	1303.25	3010.52	2709.47	777.25	OK

TRAMO 6	Diag. 1	98	308.058	2.278	80	8	10	No esbelta	2.462	2.462	12.16	125.10	188.38	OK	584.04	410.20	4988.01	4489.21	1982.05	OK
	Diag. 2	232	154.029	1.139	50	4	12.5	No esbelta	1.553	1.553	3.84	99.18	155.98	OK	851.92	728.58	2797.74	2517.97	159.68	OK
	Diag. 3	309	77.015	0.569	20	3	6.67	No esbelta	0.602	0.602	1.11	127.83	191.78	OK	563.51	383.78	426.00	383.40	125.62	OK
	Hor.	65	70	0.518	40	4	10	No esbelta	1.245	1.245	2.31	56.22	114.16	OK	1590.2	1303.2	3010.52	2709.47	498.91	OK
TRAMO 7	Diag. 1	103	308.058	2.278	80	8	10	No esbelta	2.462	2.462	12.16	125.10	188.38	OK	584.04	410.20	4988.01	4489.21	155.96	OK
	Diag. 2	237	154.029	1.139	50	4	12.5	No esbelta	1.55	1.55	3.84	99.18	155.98	OK	851.92	728.58	2797.74	2517.97	188.98	OK
	Diag. 3	313	77.015	0.569	20	3	6.67	No esbelta	0.602	0.6025	1.11	127.83	191.78	OK	563.51	383.78	426.00	383.40	130.45	OK
	Hor.	75	140	1.035	40	4	10	No esbelta	1.245	1.2452	2.31	112.43	172.54	OK	696.21	550.58	1271.85	1144.67	399.47	OK

6.7.1.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis estructural de la torre de telecomunicaciones, se procede mediante la utilización de un software especializado de análisis estructural. El cual permite realizar un análisis tridimensional, a partir de la definición de la configuración geométrica de la estructura, definición de propiedades de materiales, así como también de estados y combinaciones de cargas, condiciones de apoyo.

A continuación se detalla el procedimiento a realizar, para la ejecución del análisis estructural de la torre en estudio, mediante la utilización de este software.

6.7.1.4.1 MODELO MATEMÁTICO

Previo a la modelación en software es necesario determinar los parámetros para la estructuración del modelo matemático que se utilizará dentro del análisis estructural de la torre de telecomunicaciones autoportada de 42 m de altura, parámetros que en páginas anteriores se determinaron y en la tabla siguiente se detalla y resume:

Tabla 78.- Características de modelo matemático

CARACTERÍSTICAS DE MODELO MATEMÁTICO		
CARACTERÍSTICAS	PARÁMETRO	COMENTARIO
MATERIALES		
Acero ASTM A36		Elementos principales y secundarios
Acero alta resistencia A325		Dispositivos de conexión (tornillos)
CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA		
Montantes	Perfil Tipo UVE	
Elementos Secundarios	Perfil Tipo L	
Configuración en Planta	Sección triangular	
Configuración en elevación	Dos secciones	De acuerdo a fig.8d
Entramado		De acuerdo a fig.12b
Nro. de tramos	7	Tramos de 6 metros subdivididos en 2
Ancho en base h=0m	4.50m	$a=h/10$ (formula empírica)
Ancho en altura h=42m	1.40m	
Nro. Tramos ancho variable	5	
Nro. Tramos ancho constante	2	
CARGAS EXTERNAS		
Peso Propio		Cuantificación automática del programa
Viva	70.00 Kg	En cada vértice de plataforma de trabajo
Viento		De acuerdo a TIA/EIA 222F, véase 6.7.1.2
Velocidad de diseño, viento	120 Km/h	
Sismo		De acuerdo a NEC 11, véase 6.7.1.2
Antenas		Tablas 48,49,50,51
Temperatura	Max. 32°C, Min. 7°C	Temperaturas máximas medidas en sitio
Muerta		Accesorios en torre, ver Anexo 1

6.7.1.4.2 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE TORRE AUTOSOPORTADA DE TELECOMUNICACIONES ALTURA=42m

Así, una vez conocidos los parámetros del modelo matemático, se procede a la modelación de la torre autosoportada de telecomunicaciones, dentro del entorno del software especializado.

El procedimiento de modelación es muy similar al que se realizó en el pre diseño por lo que en esta sección ya se empieza desde la definición de secciones, puesto que la definición de la geometría y materiales es la misma para el caso de pre diseño y este de análisis estructural.

6.7.1.4.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

Para definir las secciones, se puede crear manualmente cada una de las secciones, o importar las secciones predefinidas, accediendo al menú Define/Sections Properties/Frame Sections/ Import New Property...

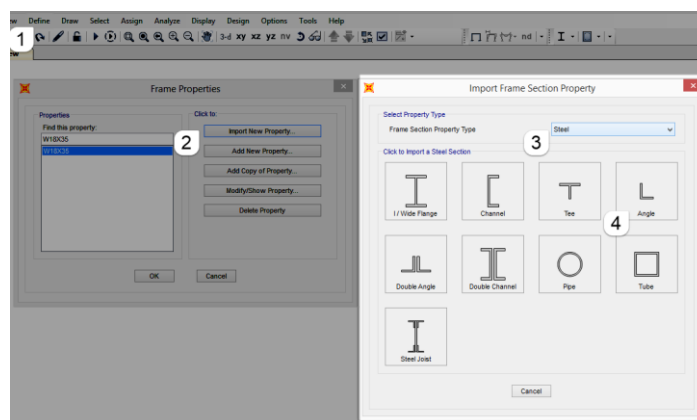


Figura 43.-Ventana de definición de propiedades de sección Frame

Luego del procedimiento anterior, seleccionar el tipo de material, y las secciones que se utilizarán (secciones predimensionadas en el apartado 6.7.1.3).

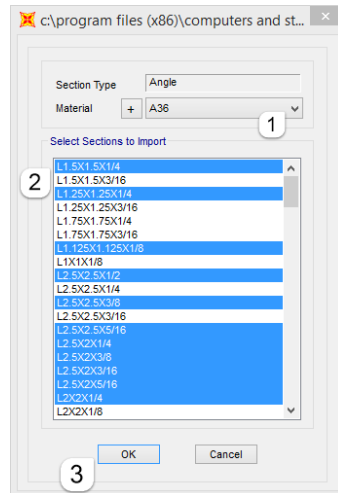


Figura 44.- Ventana de selección de propiedades para importación a modelo

Para la definición de secciones tipo UVE, es necesario la utilización de una herramienta que trae integrado el SAP 2000 y es el Section Designer, el cual permite crear una gran variedad de secciones con los materiales y las formas que se desee.

El acceso a esta herramienta se realiza desde el menú Define/Sections Properties/Frame Sections/Add New Property, y seleccionando en la pestaña la opción other, dentro de la cual aparecerá el Section Designer.

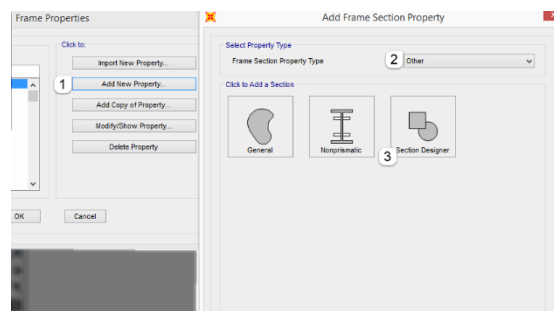


Figura 45.- Ruta de acceso a Section Designer.

Seguidamente aparecerá una ventana similar a la que se muestra a continuación, y se procede a asignar el nombre a la sección, seleccionar el tipo de material, tipo de diseño, y posteriormente definir la sección dando clic en Section Designer.

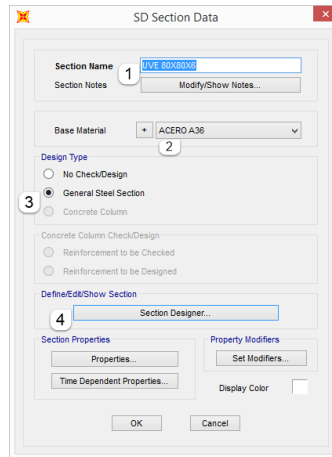


Figura 46.- Ventana de definición de propiedades de Section Designer

Acto Seguido se abrirá la herramienta de diseño de secciones de SAP 2000, y mostrara una ventana así:

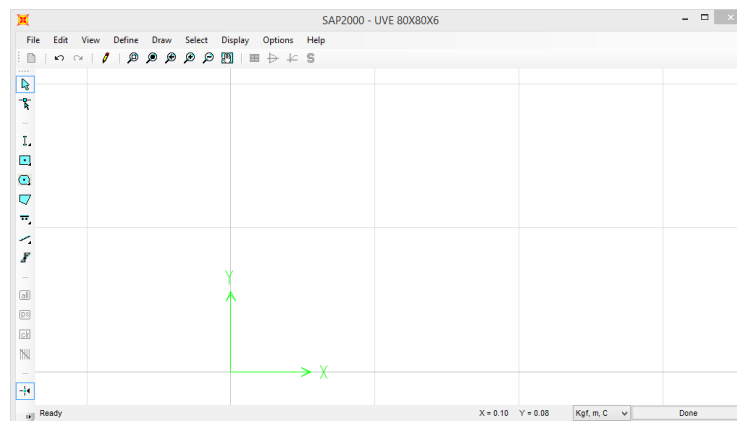



Figura 47.- Pantalla de inicio de Section Designer.

En la que a través de la herramienta Draw Polygon Shape,  se procede a dibujar la sección del perfil deseado, considerando las dimensiones que suministra el proveedor de perfiles estructurales, para el caso presente de estudio estas propiedades se detalla en el anexo 2.

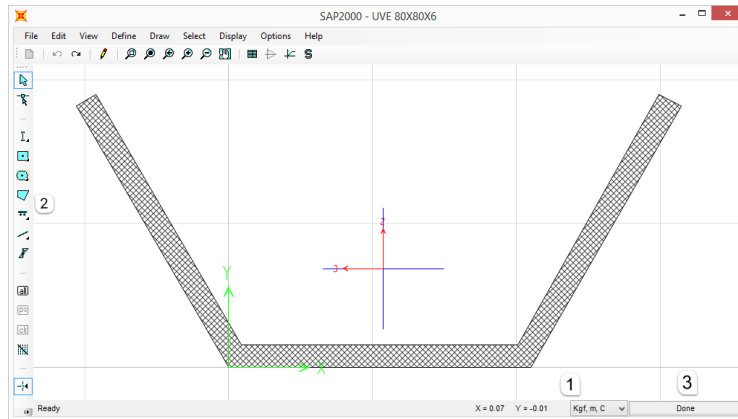


Figura 48.- Pantalla de Section Designer con perfil estructural tipo UVE

Una vez que se ha definido cada uno de los perfiles, se procede a crear una lista de autoselección, la cual permitirá a futuro optimizar el diseño, este procedimiento se realiza accediendo desde el menú Define/Sections Properties/Frame Sections/ Add New Property/Auto Select List, en la que aparecerá una ventana en la que se deberá asignar el nombre a la lista de autoselección, agregar las secciones que se desee, en este caso todos los tipos L.

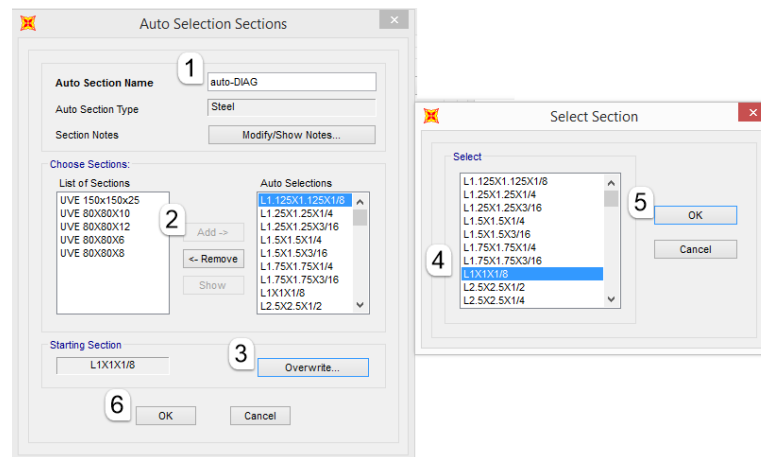


Figura 49.- Ventana de autoselección de secciones

En la opción overwrite (3), considérese que se selecciona el perfil de menor dimensión, para que el programa inicie el diseño desde la menor sección hasta la mayor.

Finalmente, realizar el mismo procedimiento para los montantes, pero en este caso agregar las secciones tipo UVE.

6.7.1.4.4 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES A MODELO GEOMÉTRICO

Debido a la gran cantidad de elementos generados dentro del modelo geométrico, para optimizar la modelación, se recomienda asignar en grupos a determinados elementos, por ejemplo, se podría crear un grupo en el que únicamente estén las horizontales principales, o los montantes, etc. Para realizar esto es necesario primero crear grupos, a través del menú Define/Groups.

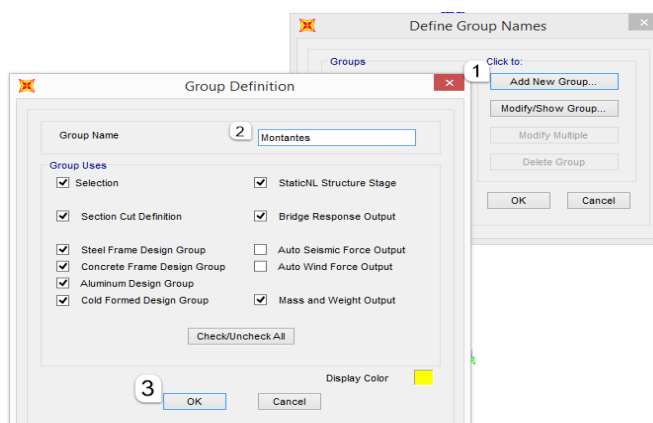


Figura 50.- Ventana de definición de grupos

Una vez creados los grupos necesarios, se procede a seleccionar manualmente cada uno de los elementos que se desee agregar a un grupo determinado (1) y acto seguido adicionarlos a un grupo, esto se realiza accediendo al menú Assign/ Assign to Group, como se muestra en la imagen siguiente.

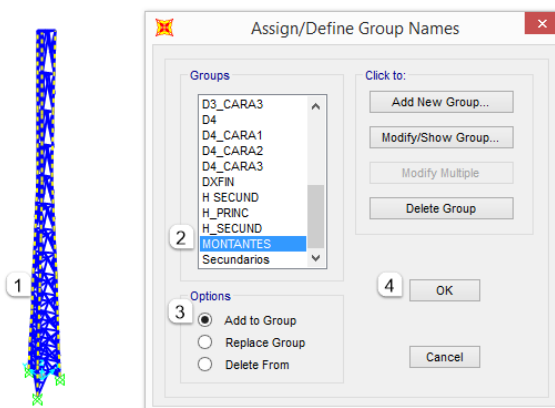


Figura 51.- Ventana de asignación de elementos a grupos

Finalizado el procedimiento anterior para todos los elementos constitutivos del modelo geométrico, se podrá asignar de manera más rápida y eficaz las propiedades de perfiles, a través de la selección rápida de elementos mediante el menú Select/Select/Groups y la asignación de propiedades de sección accediendo a Assign/Frame/Frame Sections.

A continuación se muestra el caso de asignación de propiedades Frame para los montantes de la torre (considerando como sección inicial aquellas que fueron resultado del pre-dimensionamiento en el numeral 6.7.1.3 de este documento)

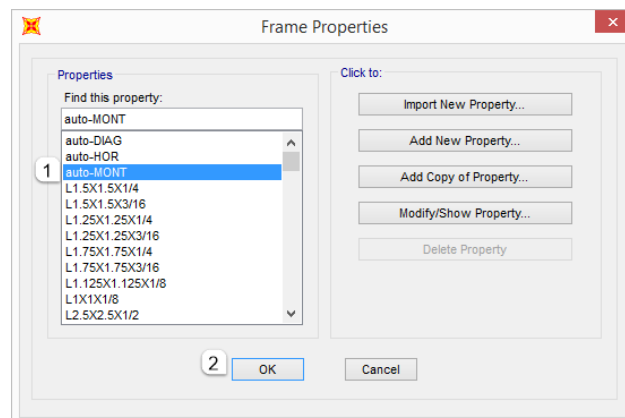


Figura 52.- Asignación de propiedades Frame

El mismo procedimiento se realiza para las horizontales y diagonales principales y secundarias.

6.7.1.4.5 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Antes de la asignación de cargas al modelo geométrico, es imprescindible generar los tipos de cargas que se aplicaran a la estructura. Esto se realiza a través del menú Define/Load Patterns.

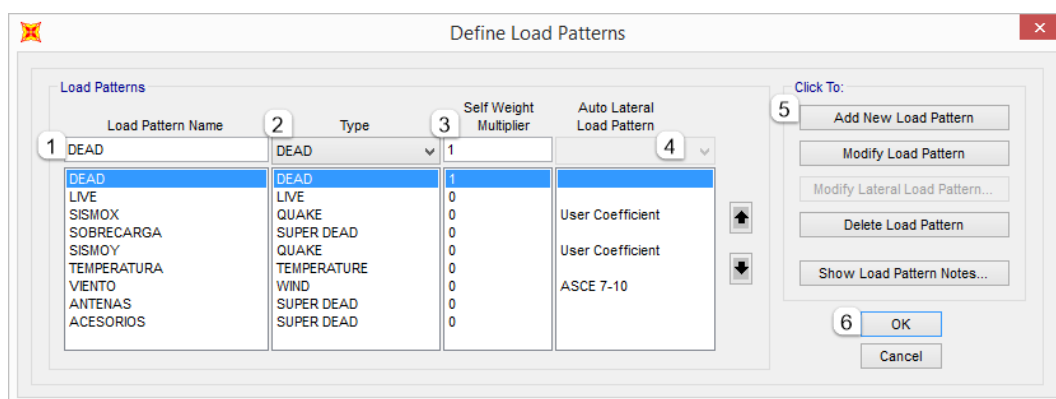


Figura 53.- Ventana de definición de Cargas

En la ventana que se muestra anteriormente, se debe asignar un nombre, definir el tipo de carga, el multiplicador de peso propio (que es únicamente igual a uno para carga muerta), y en casos especiales como cargas de viento y sismo el Auto Lateral Load Pattern (el cual define automáticamente patrones de carga laterales de acuerdo a alguna normativa en específico.)

Para la definición de los Load Pattern es indispensable considerar que para cargas laterales como lo son el viento y sismo es necesario proceder a ingresar parámetros adicionales. Esto se realiza seleccionando el caso de carga, y dando clic en el botón Modify Lateral Load Pattern el que se encuentra dentro de la ventana Define Loads Patterns.

Entonces para sismo en X, se definirá como se muestra en la imagen siguiente:

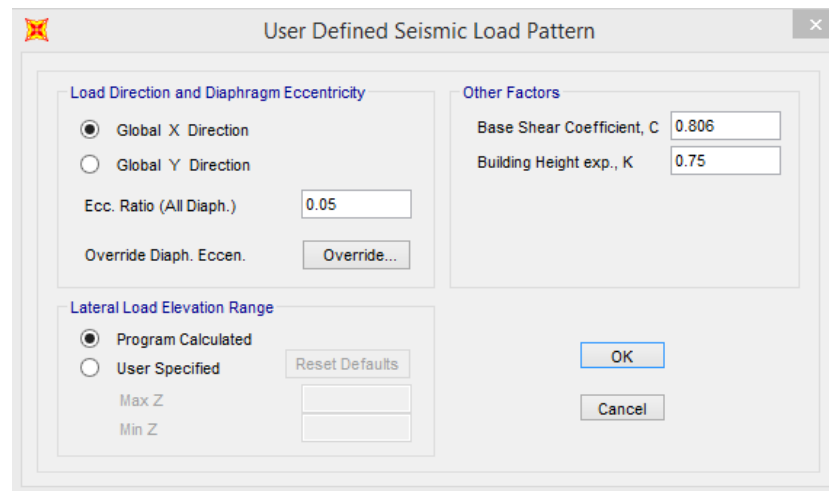


Figura 54.- Definición de sismo en sentido X

Nótese que el factor de cortante basal es igual a 0.806, este valor es resultado de la cuantificación de carga sísmica de la sección 6.7.1.2, mientras que el coeficiente de altura de edificación k, es tomado de la NEC-SE-DS, en la que en el inciso 6.3.3 establece que para estructuras de acero arriostradas, el valor de este coeficiente es igual a 0.75.

De la misma forma se define para sismo en Y, pero considerando en este caso que la excentricidad será en el sentido global Y Direction.

La definición de los patrones de carga laterales por viento se definirá acorde a la norma TIA/EIA/ 222-F que en páginas anteriores ya se establecieron los valores de carga. Sin embargo también el software especializado cuantifica las cargas laterales de viento automáticamente de acuerdo a la norma ASCE 7-10, considerando que esta es una normativa actualizada el software permite la cuantificación de cargas para los parámetros enunciados en la sección 6.6.2. En la imagen que se muestra a continuación, se detallan los valores ingresados en la ventana, tomando en cuenta los condicionantes del reglamento ASCE 7-10.

Los coeficientes de exposición y presión de velocidad (2), el programa cuantifica de acuerdo a la sección 26.7 del ASCE 7-10, dentro del cual se detalla que para que una estructura sea considerada “Open Structure” debe cumplir $A_o \geq 0.8A_g$, y para el caso de estudio se establece una relación de $25.14 \geq 8.8312$, por lo que se considera la selección Exposure from Frame and Área Objets, dentro de la que se selecciona que en el análisis se incluya los objetos Frame (4), pues la modelación se realizó considerando este tipo de elementos.

En el paso 4, se colocará el ángulo de dirección del viento (parámetro a ser definido en función de la direccionalidad del viento en relación a la estructura), mientras que en el (5) se define el valor de la velocidad de diseño que para el caso presente de estudio se considera de 120 km/h. El tipo de exposición (6), está establecido en la sección 26.7 del ASCE 7-10, por lo que se concluye que la torre en estudio pertenece a la categoría de exposición tipo C. El factor topográfico K_{zt} , se define con un valor igual a 1, considerando que así lo determina el ASCE 7-10 en la sección 26.8.2. En cuanto al factor de ráfaga (8) se fundamenta el valor de 0.85 en base al artículo 26.9.1 de la normativa antes nombrada, así como también el factor de dirección de viento $K_d=0.85$ fundamentando en el apartado 26.6.1. Finalmente la relación Solid/ Gross Área para la torre en estudio se considera igual a 0.35 resultado de la relación del área total de una cara de la torre en dirección del viento para el área total de los elementos en exposición con las acciones eólicas.

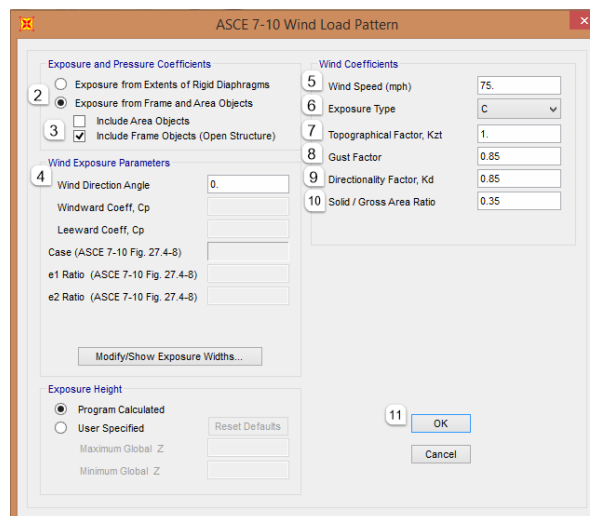


Figura 55.- Ventana de definición de cargas laterales de viento según ASCE 7-10

Una vez finalizado el procedimiento anterior, se procede a la asignación de cargas externas, tales como carga viva, de antenas, accesorios entre otros. Nótese que para el caso de estudio las cargas se asignarán directamente en los nudos, para lo cual en la figura se muestra la configuración numérica de los nudos para un tramo tipo.

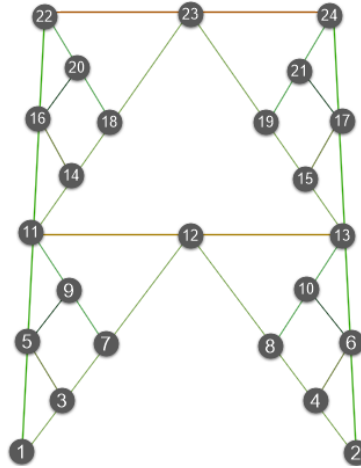


Figura 56.- Tramo tipo y su configuración numérica de los nudos que componen el entramado.

Para la asignación de cargas, primero se debe seleccionar los elementos o nudos a cargar (1), y seguidamente acceder al menú Assign, que para el caso de este estudio (cargas en juntas), corresponde a la ruta Assign/Joint Loads/Forces, mostrando una ventana de dialogo como la que se indica a continuación, en la que se asigna carga viva (2) considerando las unidades de ingreso (3), esta carga se coloca en los vértices de la plataforma de trabajo a una altura de 42m con un valor de 70 kg.

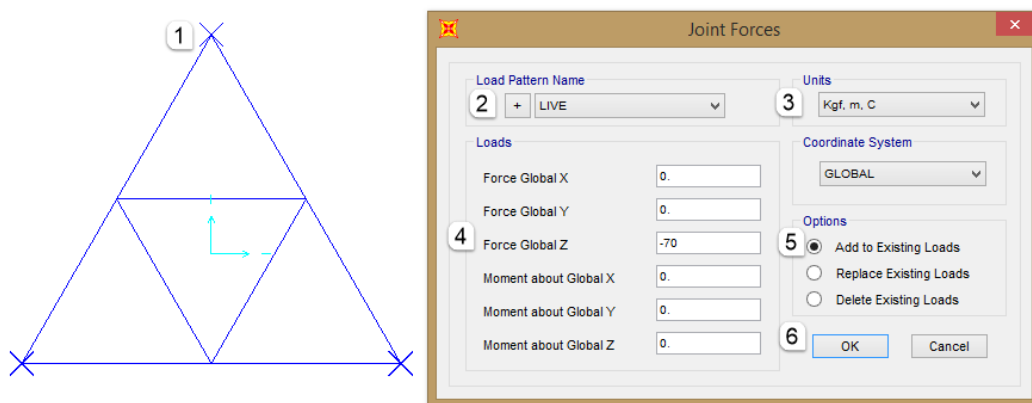


Figura 57.- Asignación de cargas a estructura

De la misma forma se procede a asignar los diferentes tipos de cargas. Así las cargas de antenas quedarían de acuerdo a la figura siguiente.

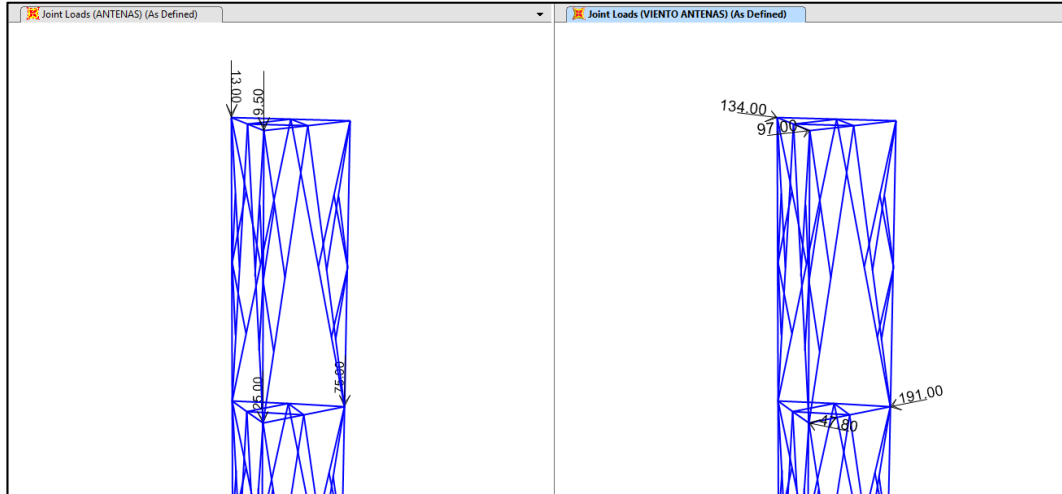


Figura 58.- Cargas de antenas sobre la estructura

Las Cargas por accesorios de la siguiente forma,

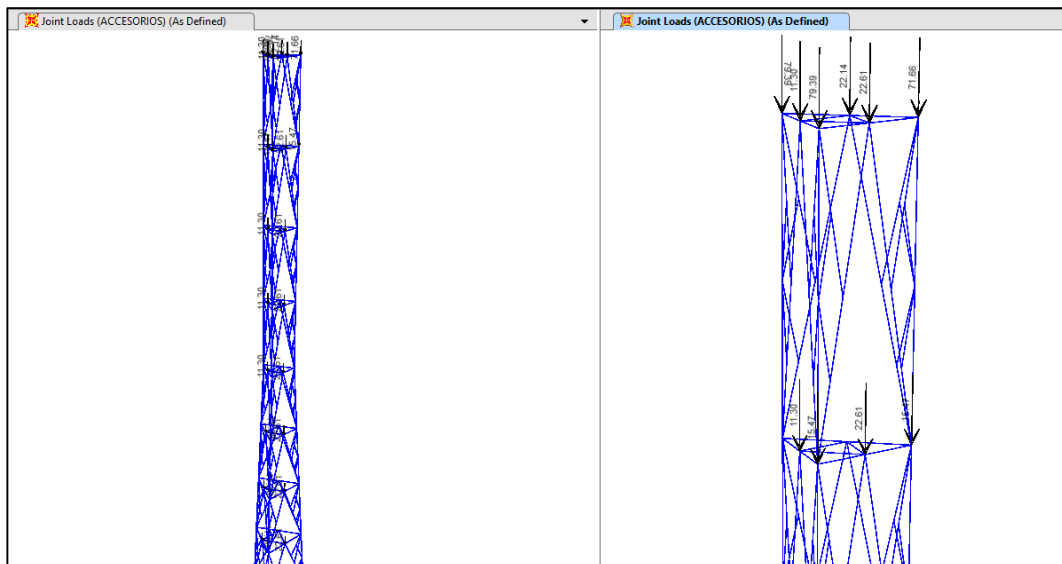


Figura 59.- Cargas de accesorios en estructura.

Las cargas producto del viento y que se cuantificaron acorde a la normativa TIA/EIA-222-F, se definen como se mostró en la sección 6.7.1.3.7 y en la figura siguiente se muestra.

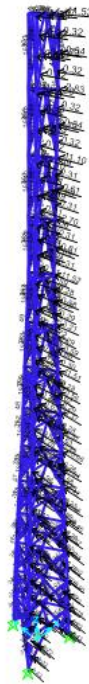


Figura 60.- Cargas de viento sobre la estructura según TIA/EIA/222-F

6.7.1.4.6 DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

Para el análisis sísmico de la estructura es necesario ingresar el espectro de diseño que plantea la NEC-SE-DS-15, el espectro de diseño se elaboró en la sección 6.7.1.2 y la tabulación se encuentra en el anexo 1. Esta tabulación debe estar contenida dentro de un archivo de texto.

Time	Amplitude
0	0.413333333
0.168	0.413333333
0.924	0.413333333
0.924	0.413333333
0.924	0.413333333
1.024	0.354289639
1.124	0.308076747
1.224	0.271104209
1.324	0.240977453
1.424	0.216044594
1.524	0.195133097
1.624	0.177390088
1.724	0.162181941
1.824	0.14902912
1.924	0.13756273
2.024	0.127694845
2.124	0.118597796
2.224	0.110689446
2.324	0.103622532
2.424	0.097276842
2.524	0.091553376
2.624	0.086369945
2.724	0.081657811
2.824	0.077359089

Figura 61.- Tabulación de espectro en archivo de texto .txt

Para ingresar el espectro de diseño, se accede a la siguiente ruta, dentro del programa, Define/Function/Response Spectrum, en el que aparecerá una ventana

como la que se muestra a continuación, dentro de esta se escogerá la opción from file (1), acto seguido se procede a dar clic al botón Add New Function (2). En la que seguidamente aparecerá la ventana de definición del espectro de respuesta, se asignará un nombre (3), acto seguido cargar el archivo de texto (4), anteriormente creado, seleccionar la opción Period vs Value, en la opciones header lines to skip se establece el número de líneas a descartar (esto si existiese algún texto antes de los valores numéricos), finalmente dar clic en la opción view file en la que se mostrará en la pantalla el gráfico del espectro de respuesta como se indica en la Figura 62.

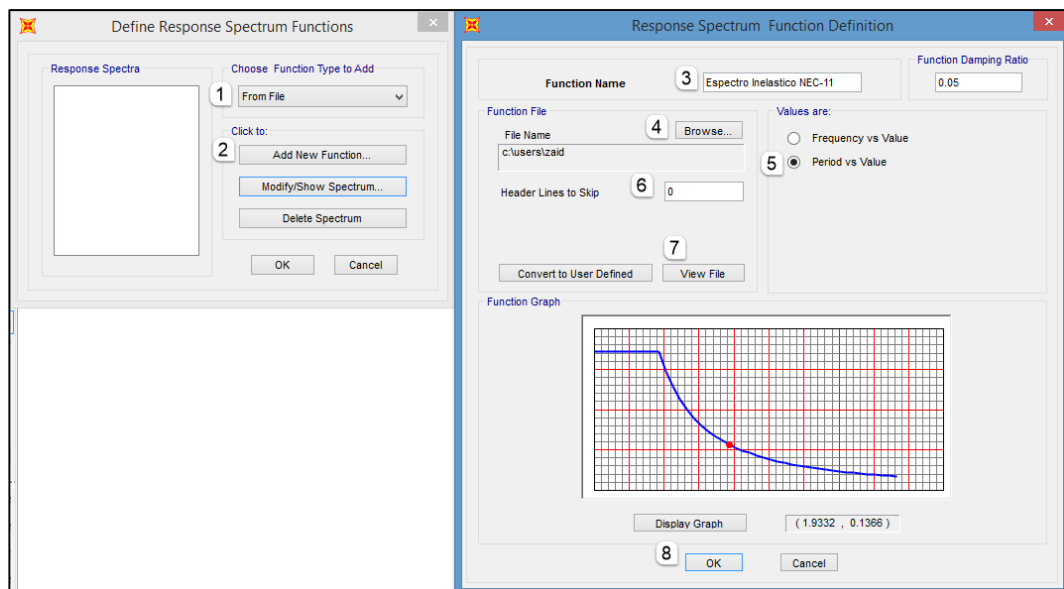


Figura 62.- Definición de función de espectro de respuesta

6.7.1.4.7 COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo a la NEC-SE-CG-15, las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia son las que se plantearon en la sección 6.6.5.1, en las ecuaciones 19, 20, 21, 22, 23, 24 y 25 respectivamente.

Estas combinaciones de carga se proceden a ingresar en la modelación dentro del programa de análisis y diseño estructural. Para realizar este procedimiento se accede al menú Define/Load Combinations/Add New Combo, lo que permitirá abrir una ventana como que se muestra en la figura 46. En esta ventana se definirá el nombre de la combinación (1), el tipo de combinación (2), el caso de carga (3), y el factor de escala (4) el que será tomado de las combinaciones de carga antes nombradas, finalmente se añadirá el caso de carga (5) y se continuará con los demás casos.

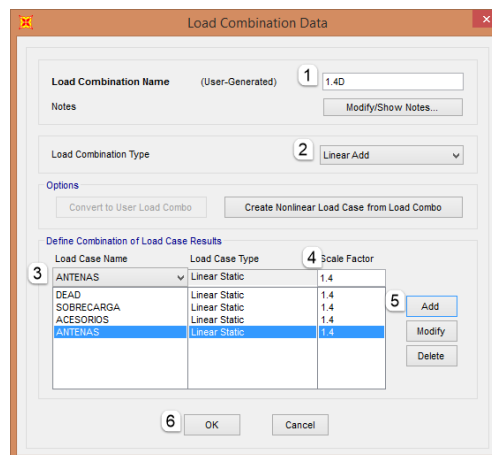


Figura 63.-Ventana de definición de combinaciones de carga

Continuar agregando las diferentes combinaciones de cargas, para el caso presente de estudio se establecieron las combinaciones que se muestran en la Figura 64.

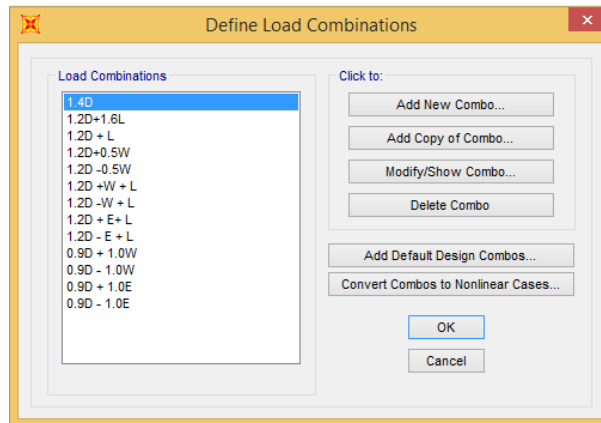


Figura 64.- Ventana con combinaciones de carga definidas

Finalmente, se agregará una combinación adicional, la cual entregará resultados envolventes de esfuerzos, fuerzas y desplazamientos de las combinaciones antes definidas. Para crear esta combinación se adiciona un nuevo combo, y aparecerá una ventana en la que se agregara todas las combinaciones antes definidas con una factor de uno, y considerando la opción envolvente en el submenú de tipo de combinación de carga (2), en la Figura 65 se detalla la definición de este tipo de combinación.

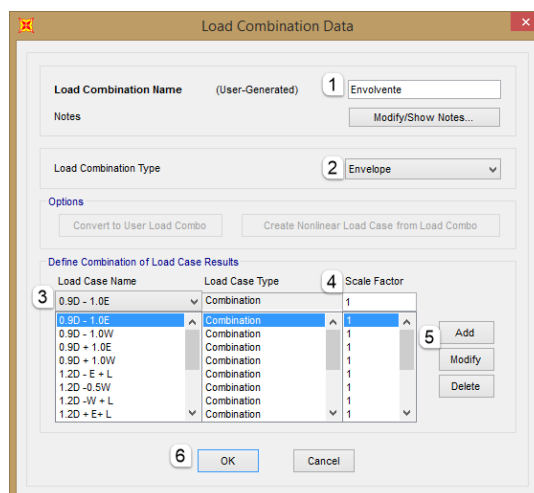


Figura 65.- Definición de combinación de carga tipo envolvente

6.7.1.4.8 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA

Para el análisis estructural que realiza el software SAP 2000, es fundamental definir los casos de carga que se darán para los respectivos tipos de carga. En si un caso de carga se define como las cargas que serán aplicadas sobre la estructura (estática o dinámicamente), como responde la estructura a la sollicitación de cargas (lineal o no linealmente), y como se desempeñará el análisis (por integración directa o modalmente). (Computers & Structures, INC., 2014)

Existen diferentes casos de cargas que se pueden aplicar dentro del programa SAP 2000, los cuales se pueden agrupar en dos; análisis lineal y el no lineal, esto dependiente como responda la estructura frente a las sollicitaciones.

Los tipos de análisis lineal que se pueden definir dentro del software de análisis, y en los cuales se puede aplicar la superposición de efectos, son:

- Análisis Estático.
- Análisis Modal por modos de vibración, usando vectores “Eigen” o “Ritz”.
- Análisis para respuestas sísmicas “Response-Spectrum”.
- Análisis de respuesta dinámica “Time-History”.
- Análisis por pandeo “Buckling Mode”.
- Análisis para cargas móviles “Moving Load”.
- Análisis determinístico de respuesta de frecuencia, “Steady State”
- Análisis basado en un espectro probabilístico “Power Spectral Density”

Los tipos de análisis no lineal dentro de SAP 2000, en los que la superposición de efectos no se aplica, son:

- Análisis Estático No Lineal
- Análisis No Lineal “Time-History”

Para el análisis de la torre de telecomunicaciones autoportada de 42m de altura, el análisis se sintetizará en los siguientes casos de carga:

- Análisis Estático.
- Análisis Modal por modos de vibración, usando vectores “Eigen” o “Ritz”.
- Análisis para respuestas sísmicas “Response-Spectrum”.
- Análisis por efecto P-DELTA
- Análisis por pandeo “Buckling Mode”.
- Análisis Estático No Lineal

6.7.1.4.9 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El análisis estático lineal (Linear Static Analysis) envuelve la solución de un sistema de ecuaciones lineales representado por:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{r} \quad (86)$$

Donde, la ecuación (86) es la ecuación lineal básica para el Análisis Estático Lineal en software de Computers and Structures, \mathbf{K} es la matriz de rigidez, \mathbf{r} el vector de cargas aplicadas a la estructura y \mathbf{u} el vector de desplazamientos resultantes. (Computers & Structures, INC., 2014)

La definición del caso de análisis, se lo realiza desde el menú Define/Load Cases, es menester recalcar que el software especializado crea automáticamente un caso de carga por cada tipo de carga (load Pattern) que se haya definido.

Entonces para el modelo que se está realizando, este tipo de análisis se realizará para los tipos de carga; Dead, Live, Accesorios, Sobrecarga. Antenas y Viento.

En la Figura 66, se muestra la ventana de definición para el caso de carga Dead.

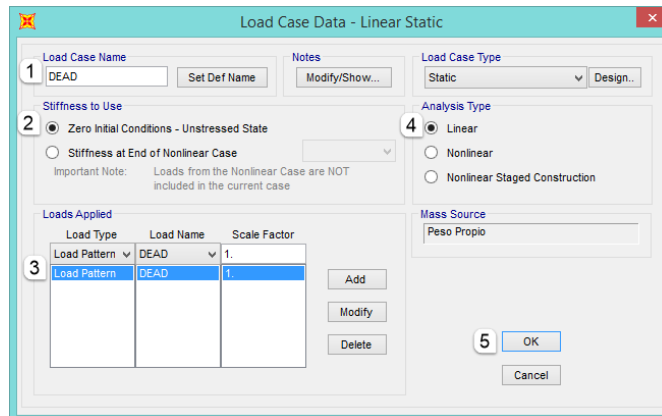


Figura 66.-Ventana de definición de caso de carga DEAD

De igual manera se procede a definir los diferentes casos de carga lineales estáticos.

6.7.1.4.10 ANÁLISIS MODAL

El análisis modal es usado para determinar los modos de vibración de una estructura y de esta manera permitan entender el comportamiento de la misma, este análisis también es la base para la superposición modal en el análisis espectral “Response-Spectrum”. (Computers & Structures, INC., 2014)

Existen dos tipos de análisis modal a escoger cuando se define un caso de carga modal dentro del programa SAP 2000, “Eigen Vectors” y “Ritz Vectors”.

ANÁLISIS MODAL “EIGEN VECTOR”

Este análisis que se considera sin amortiguamiento, determina la forma del modo de vibración libre y las frecuencias del sistema. Este modo natural de vibración provee una excelente herramienta al diseñador para entender de mejor manera el comportamiento de la estructura. (Computers & Structures, INC., 2014)

El análisis modal Eigen Vector, envuelve la solución del problema generalizado que a continuación se muestra en la ecuación (87):

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \quad (87)$$

Donde, K es la matriz de rigidez, M es la diagonal de la matriz de masas, Ω^2 es la diagonal de la matriz de los “eigenvalues”, y Φ es la matriz de los modos de vibración correspondientes a los “eigenvalues”

Cada par, “eigen value- eigen vector” es llamado un modo natural de la estructura. El “eigen value” es el cuadrado de la frecuencia circular ω .

La frecuencia cíclica, f , y el periodo T , del modo de vibración está relacionado con ω por las siguientes ecuaciones:

$$T = \frac{1}{f} \quad \text{y} \quad f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (88)$$

ANÁLISIS MODAL “RITZ VECTOR”

Este análisis intenta buscar los modos de vibración que son excitados por una carga en particular. Este método puede proveer un mejor fundamento que el análisis por Eigen Vectors.

La razón por la que el análisis modal “Ritz Vector” produce excelentes resultados es porque este método toma en consideración la distribución espacial de las cargas dinámicas, lo cual permite generar un vector inicial de cargas para iniciar el procedimiento de análisis, el primer vector Ritz es el vector estático de desplazamiento correspondiente al vector de carga inicial mientras que los vectores restantes son generados desde una relación en la que la matriz de masas es multiplicada por el vector Ritz obtenido previamente, y se usa este vector resultado para la siguiente solución estática. (Computers & Structures, INC., 2014)

Para el caso de este estudio, se considera que se aplicara el análisis modal “**Ritz Vector**”, por lo que la definición de este caso de carga se realiza accediendo al menú Define/Load Cases, y asignando las propiedades para el caso respectivo, como muestra la Figura 67.

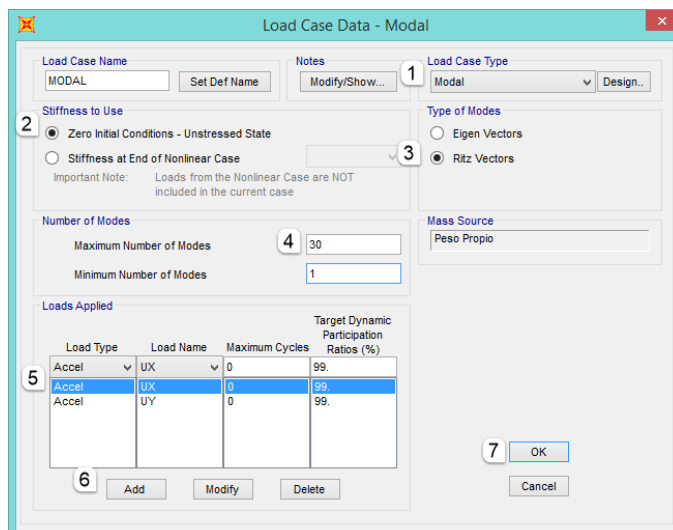


Figura 67.- Ventana, definición de caso de carga modal "Ritz Vector"

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL, "RESPONSE-SPECTRUM".

Este es un método dinámico, en el cual la respuesta dinámica máxima de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos de vibración utilizando la ordenada de un espectro correspondiente al modo de vibración.

La ecuación de equilibrio dinámico asociado con la respuesta de la estructura al movimiento del suelo está dado por:

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad (89)$$

Donde, la ecuación (89) es la ecuación de equilibrio dinámico asociado con la respuesta de la estructura al movimiento del suelo, \mathbf{K} es la matriz de rigidez; \mathbf{C} es la matriz proporcional de amortiguamiento; \mathbf{M} es la diagonal de la matriz de masas, $\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$ son el desplazamiento relativo, velocidades y aceleraciones con respecto al suelo, m_x, m_y y m_z son las cargas de aceleración, y $\ddot{u}_{gx}, \ddot{u}_{gy}, \ddot{u}_{gz}$ son las componentes de la aceleración uniforme del suelo. (Computers & Structures, INC., 2014)

La definición de este caso de análisis dentro del software de análisis y diseño estructural, se realiza conforme lo indica la Figura 68, en la que se define el nombre (1), el tipo de caso de carga (2), la combinación modal a realizarse (3) que en este caso es la combinación cuadrática completa, así como también se define la combinación direccional (4) que para el caso de estudio se aplicará la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), el tipo de carga que será por aceleración (6) en los sentidos U1 y U2, la función del espectro (7), y finalmente el factor de escala, recuérdese que el espectro de diseño está en función de la aceleración de la gravedad.

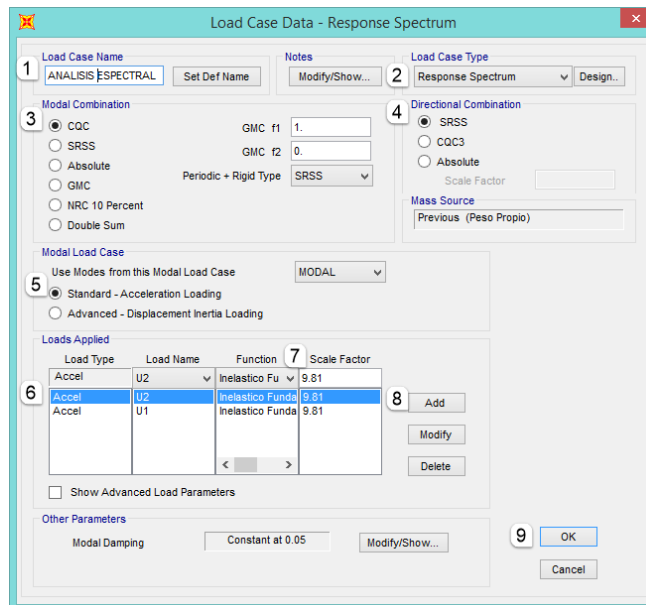


Figura 68.- Ventana, definición de caso de carga Response-Spectrum

6.7.1.4.11 ANÁLISIS POR EFECTO P-DELTA

El efecto P-Delta es un efecto secundario que afecta a las fuerzas cortantes y axiales; a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en estructuras deformadas lateralmente. (NEC-SE-DS). Este efecto se refiere directamente a una no linealidad geométrica, lo que implica que se realice un análisis no lineal.

6.7.1.4.12 ANÁLISIS POR PANDEO “BUKLING MODE”.

Este análisis tiene como objetivo hallar los modos de inestabilidad de una estructura debido a los efectos P-Delta bajo un grupo específico de cargas. El análisis envuelve la solución generalizada del problema:

$$[\mathbf{K} - \lambda \mathbf{G}(\mathbf{r})]\Psi = \mathbf{0} \quad (90)$$

Donde, \mathbf{K} es la matriz de rigidez, $\mathbf{G}(\mathbf{r})$ es la rigidez P-Delta debido a los efectos de un vector de carga \mathbf{r} , λ es la matriz diagonal de los “eigenvalues” y Ψ es la matriz “Eigen Vectors” (modos de vibración).

Cada valor de λ es llamado el factor de pandeo, que multiplicado por la carga \mathbf{r} , provoca el pandeo en el modo correspondiente.

Este factor también puede ser visto como un factor de seguridad, si el factor de pandeo es mayor a uno las cargas dadas pueden ser incrementadas por causa del pandeo, mientras que si este es menor a uno las cargas pueden decrecer para prevenir el pandeo. El factor de pandeo puede ser negativo, esto indica que puede ocurrir este efecto si las cargas son reversas. (Computers & Structures, INC., 2014)

6.7.1.4.13 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES DE CELOSÍA A MODELO GEOMÉTRICO

Para que el análisis que realiza el programa SAP 2000 se ejecute con las consideraciones del presente estudio, es decir una estructura metálica tipo celosía, en la que sus elementos principales y secundarios están sometidos únicamente a esfuerzos axiales a tensión y compresión, es necesario asignar estas características a todos los elementos constitutivos del modelo geométrico.

El proceso de liberación a elementos Frame se realiza a través del menú Assign/Frame/Release/Partial Fixity, el cual desplegará una ventana (Figura 69), en la que se liberará Moment 22 y 33 al inicio y final de cada elemento.

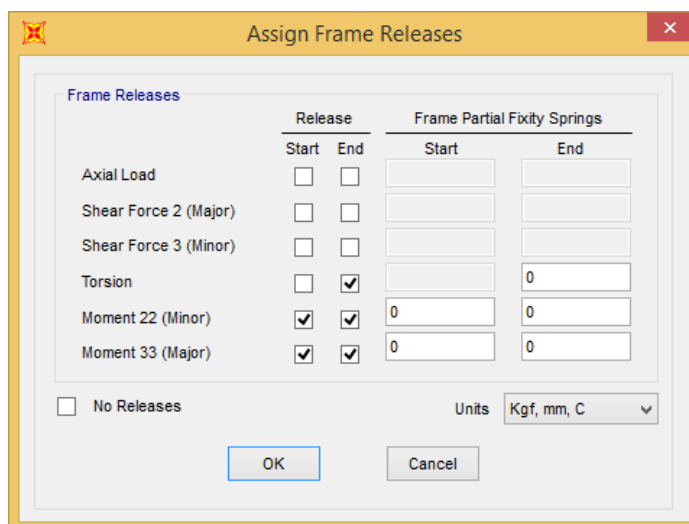


Figura 69.- Ventana Assign Frame Releases

6.7.1.4.14 ASIGNACIÓN DE CONDICIONES DE APOYO

Para establecer un modelo adecuado se deberá definir las condiciones de apoyo idóneas, esto seleccionando los tres puntos de apoyo de la torre que se encuentran en el nivel 0.00 y accediendo al menú Assign/Joints/Restraints. En la Figura 70 se muestra la ventana de asignación de restricciones de desplazamiento en los tres sentidos, aplicado para el modelo de estudio.

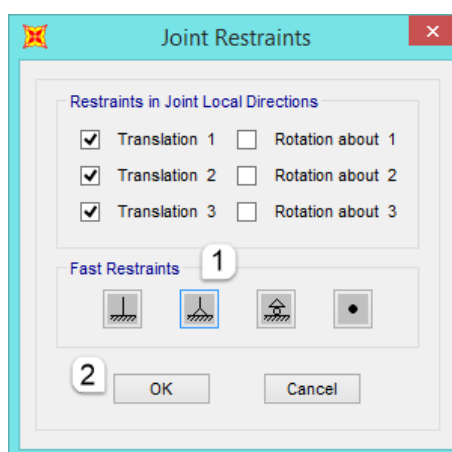


Figura 70.- Ventana de asignación de condiciones de apoyo.

También es necesario, configurar las opciones de análisis, para que este ocurra considerándose como una celosía en tres dimensiones, esto se realiza desde el menú Analyze/Analysis Options, este mostrara una ventana similar a la Figura 71.

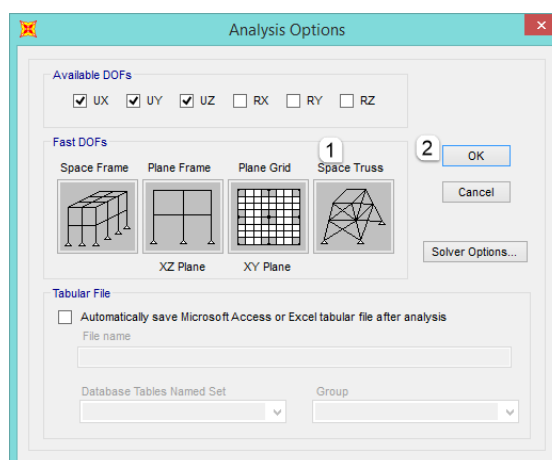


Figura 71.- Ventana de definición de opciones de análisis

Finalmente, el modelo está listo para analizarse. Este procedimiento se realiza accediendo al menú Analize/Run Analysis o presionando la tecla F5. En esta ventana se podrá seleccionar los casos de carga a ejecutarse por el programa a través del botón Run/Do Not Run Case; finalizado esta selección, se podrá ejecutar el análisis a través del botón Run Now.

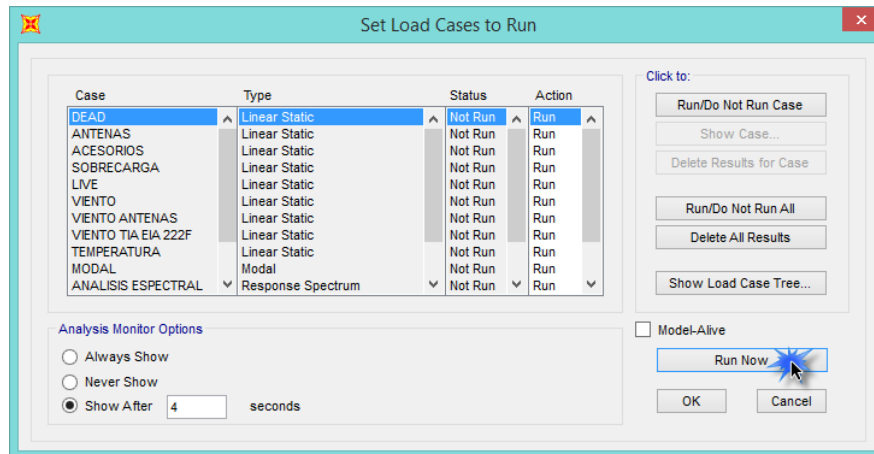


Figura 72.- Ventana para ejecutar análisis de modelo.

6.7.1.4.15 RESULTADOS

Realizado el procedimiento anterior, el programa derivará a posterior actividad con la ejecución del análisis y solución estructural de la modelación tridimensional. Finalizado el proceso, el programa podrá presentar resultados de esfuerzos internos, diagramas de esfuerzos axiales, cortantes así como también las deformaciones de la estructura frente a las diferentes solicitaciones demandadas.

Para visualizar los resultados se debe utilizar el menú Display, y para el caso de visualización de deformaciones que se producen en la estructura para los diferentes casos de carga se utilizara la ruta Display/Show Deformed Shape, así en la figura siguiente se muestra la deformación de la estructura para carga muerta y carga de viento.

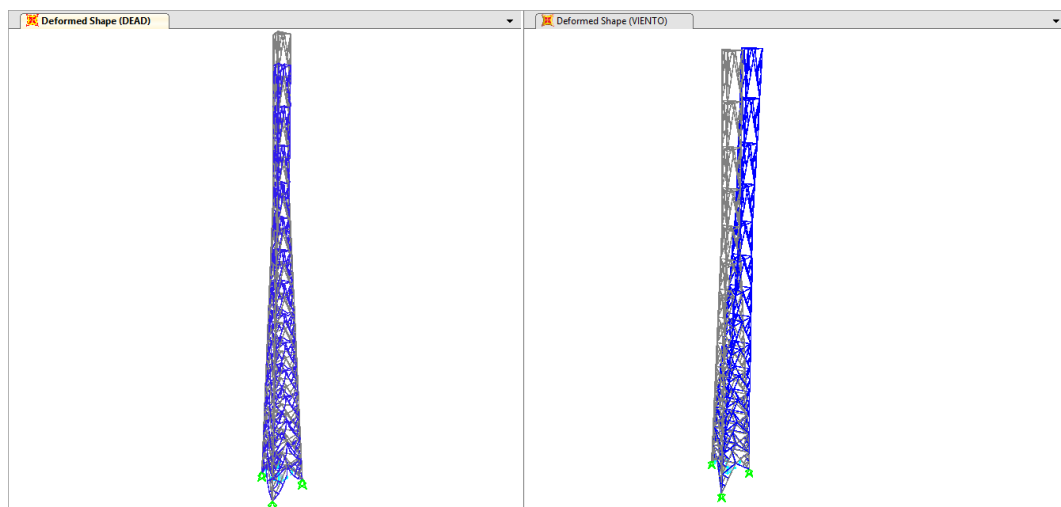


Figura 73.- Deformación de estructura bajo solicitación de, carga muerta (izq.) y carga de viento (der.)

Mientras que para el caso de análisis modal, se muestra en la Figura 74 los cuatro primeros modos de vibración de la torre autoportada de telecomunicaciones de 42 m de altura.

De igual manera se puede visualizar los diagramas de esfuerzos axiales bajo las solicitaciones de los diferentes casos de carga, para mostrar esta representación

gráfica de esfuerzos se accede al menú Display/Show Forces/Stresses, en el cual será necesario seleccionar el caso de carga que se desee mostrar, en la Figura 75 se indica los diagramas de esfuerzos axiales para el caso de carga muerta y viva.

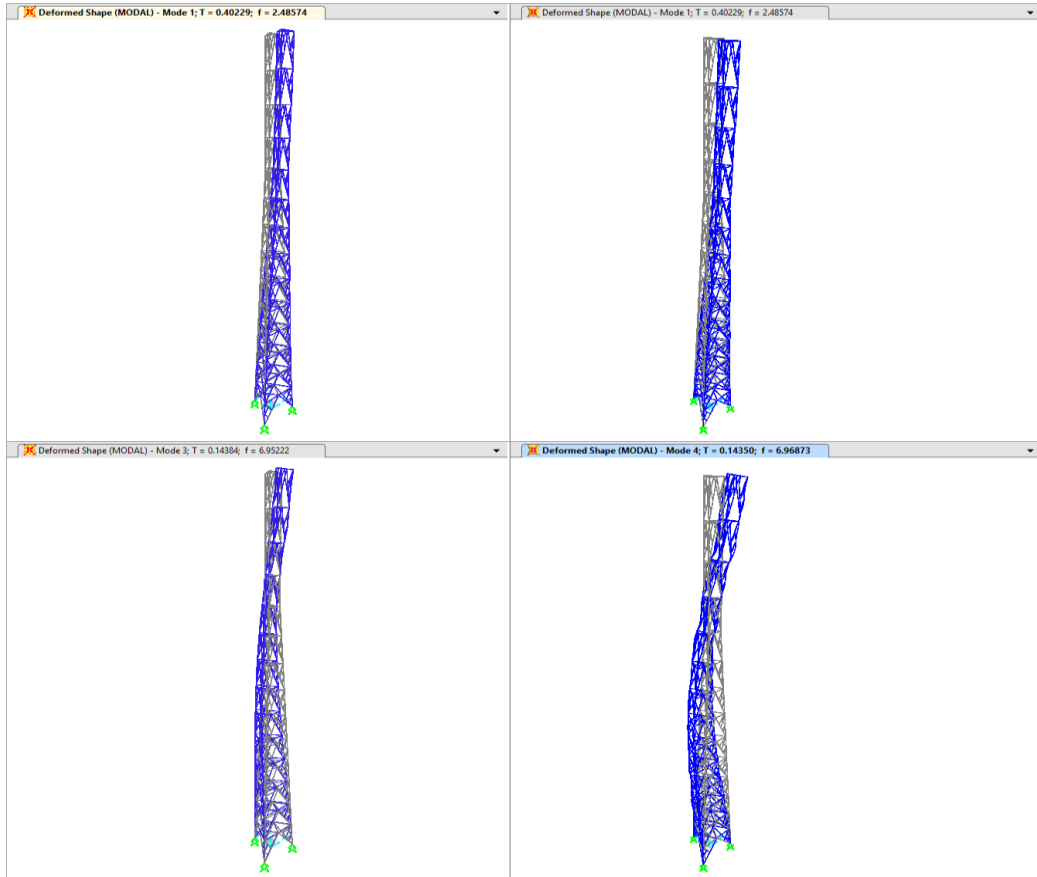


Figura 74.- Cuatro primeros modos de vibración de la estructura en estudio.

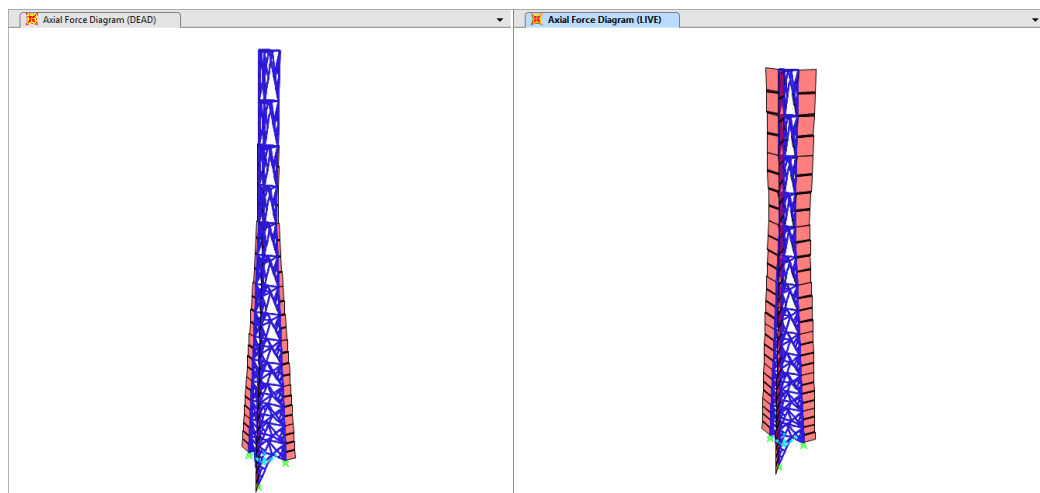


Figura 75.- Diagrama de esfuerzos axiales, carga muerta (Izq.) carga viva (Der.)

Para mostrar resultados individuales de cualquier elemento, únicamente será necesario seleccionar al elemento de interés y dar clic derecho sobre este, y seguidamente el programa mostrará una ventana similar a la que se indica en la Figura 76:

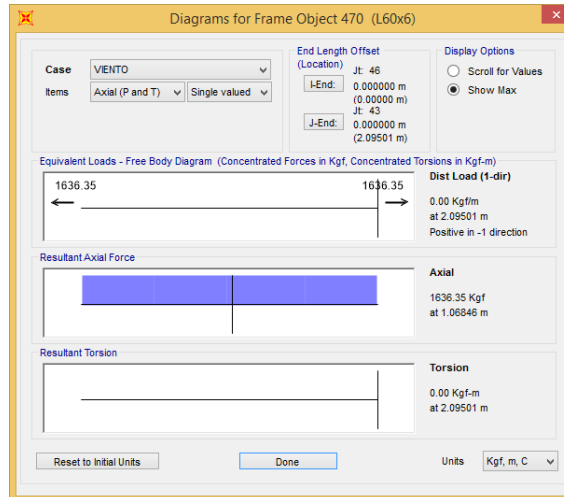


Figura 76.- Diagrama de esfuerzos axiales para elemento 470 (horizontal)

En esta ventana se podrá seleccionar el tipo de carga así como también los valores de esfuerzo a mostrar, en la Figura 77 se muestra el diagrama de cortante y momento y las deflexiones para el elemento 470.

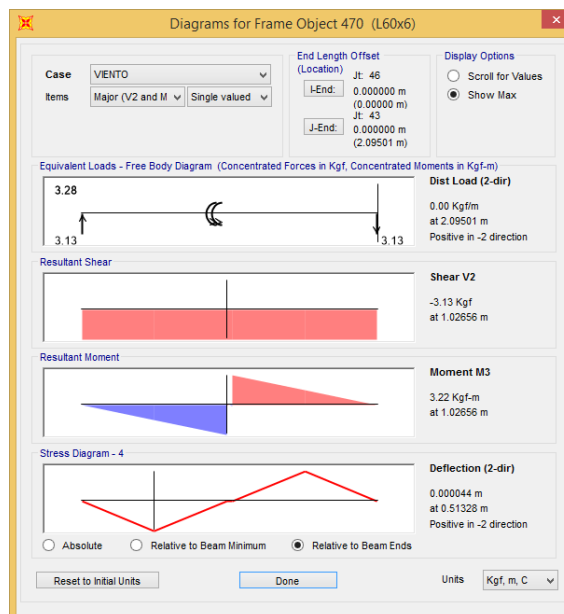


Figura 77.- Diagrama de cortante, momento y deflexiones para elemento 470.

Como la torre en estudio tiene un gran número de elementos, también existe la posibilidad de que el programa nos presente los resultados mediante tablas, esto se realiza accediendo a la ruta Display/Show Tables o presionando la combinación Ctrl+T. Entonces aparecerá una ventana dentro la cual se deberá seleccionar la información a mostrar, véase como ejemplo la figura

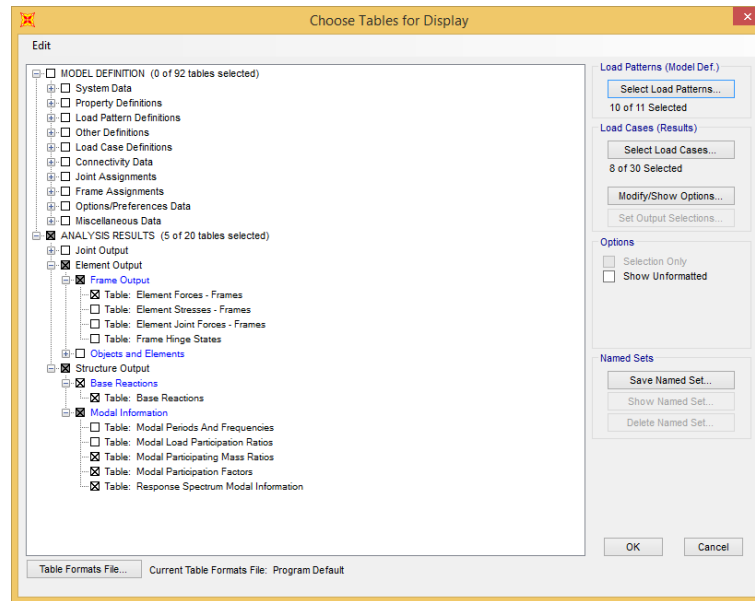


Figura 78.- Ventana de selección de tablas a mostrar en reporte

Después de seleccionar los diferentes ítems de interés, al dar clic en ok el programa mostrará las diferentes tablas, así como se indica en la figura siguiente:

Frame Text	Station m	OutputCase	Case Type Text	Step Type Text	Step Num Unitless	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m
469	0.77047	ANALISIS E...	LinRespSpec	Max		305.3	90.21	80.56	0
470	0	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	0.51328	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	1.02656	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	1.02656	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	1.06846	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	1.06846	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	1.58173	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	2.09501	ANTENAS	LinStatic			0.15	-0.01239	-0.02101	0
470	0	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	0.51328	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	1.02656	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	1.02656	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	1.06846	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	1.06846	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0
470	1.58173	ACESORIOS	LinStatic			8.08	-0.05783	-0.1	0

Figura 79.- Tabulación de resultados mostrado por el software de análisis

6.7.1.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.7.1.5.1 GENERALIDADES.

El proceso de diseño estructural se podrá ejecutar una vez finalizado el análisis estructural, en las que el software utilizará estos resultados para establecer las secciones de diseño final.

Para la ejecución del diseño estructural es necesario definir parámetros de trascendental importancia para que el diseño se realice con las condiciones específicas que implica el caso presente de estudio, entre ellas es la definición del tipo de sistema estructural para construcciones de acero, que según el reglamento ANSI/AISC 341-10 clasifica a esta tipología de estructuras en dos grandes grupos, según se indica en la Tabla 79:

Tabla 79.- Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero. [Crisafulli, 2013]

SISTEMAS DE PÓRTICOS A MOMENTO	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistema de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
SISTEMAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS Y MUROS DE CORTE	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Los sistemas del primer grupo se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión, mientras que en el segundo depende principalmente de las fuerzas axiales o el corte. Es importante observar que para un mismo tipo estructural el reglamento considera la posibilidad de que el sistema se diseñe como sistema especial u ordinario. Los sistemas especiales requieren

verificaciones y detalles constructivos más estrictos, para asegurar un comportamiento muy dúctil, lo cual permite utilizar un factor de modificación de respuesta R mayor lo que implica que la acción sísmica sea menor.

En contraposición, los sistemas ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores (factor R menor) y por lo tanto el nivel de detalles requerido es menos estricto. Resulta difícil indicar a priori cuál de las dos alternativas antes mencionadas resulta más económica. En principio, la experiencia indica que los sistemas especiales requieren menor cantidad de acero (secciones menores) si bien los detalles para conexiones son más costosos; en el caso de los sistemas ordinarios, la situación es inversa. (Crisafulli F. , 2013)

PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la cual también se los denomina “pórticos a momentos”.

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos arriostrados surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones. Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la distorsión de piso.

Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. Es por ello que en la década de 1970 se desarrolló en Japón (Fujimoto et al., 1972, y Tanabashi et al., 1974) y en Estados Unidos de América (Popov et al. 1987 y 1989) un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés, link) se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.

6.7.1.5.2 PREFERENCIAS DE DISEÑO

Los parámetros a ingresar para la ejecución del diseño en el software de análisis estructural se detallan en la Figura 80 que para el caso de estudio se modificaron de la manera mostrada.

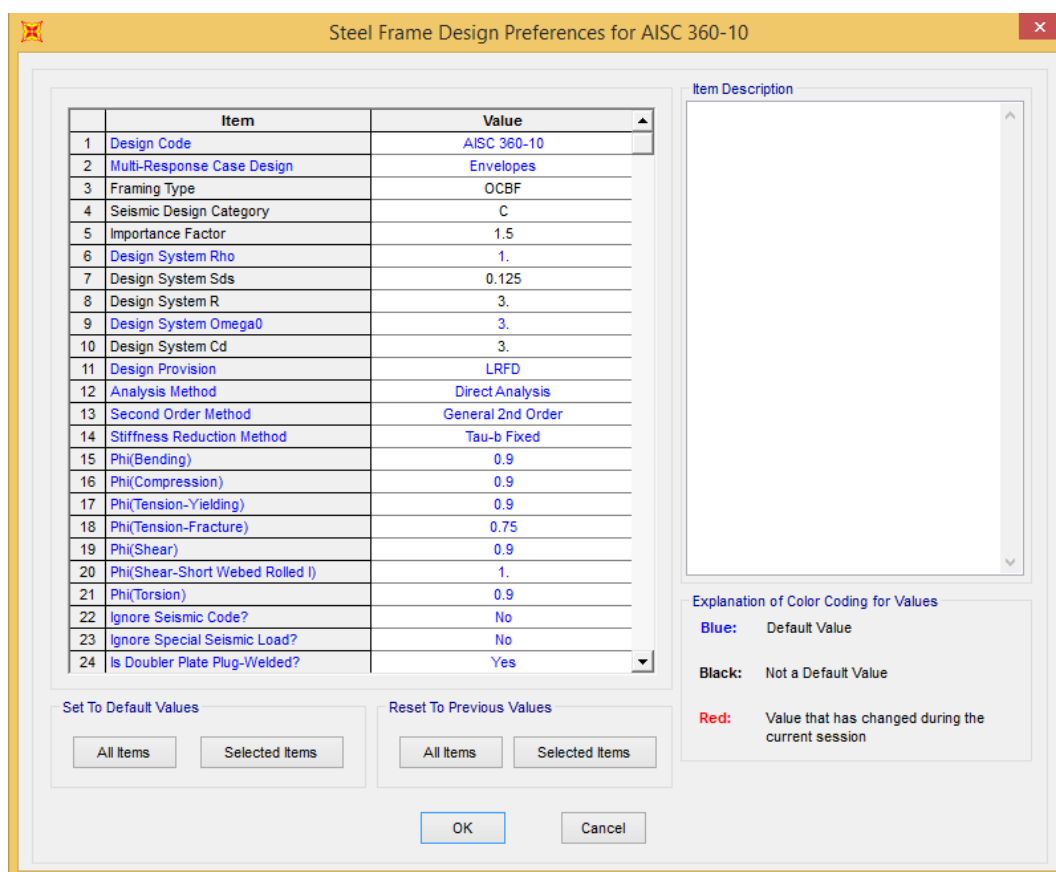


Figura 80.- Preferencias de diseño para pórticos de acero utilizando AISC 360-10

Como parte inicial y primordial es necesario establecer el código de diseño, que para el caso de estudio se procede a selección el AISC 360-10 reglamento que establece las especificaciones para construcciones estructurales de acero, considerando los diseños bajo el método LRFD y ASD.

Como punto siguiente de partida es establecer el sistema de diseño estructural, el cual según los criterios mencionados en páginas anteriores se establece a Pórtico Ordinario Arriostrado Concéntricamente (OCBF).

Los siguientes puntos son definidos considerando los reglamentos establecidos en ASCE 7-10, con la que se establece una zona sísmica tipo C, y un factor de importancia 1.5, esto a efecto de la localización geográfica y la categoría de ocupación del proyecto en estudio.

El factor de redundancia ρ , se establece con el valor de 1.0 pues la ASCE 7-10 en la sección 12.3.4, indica que se podrá asignar este valor a las estructuras que ingresen en la categoría sísmica tipo C.

El parámetro de aceleración espectral de diseño S_{DS} , de acuerdo al apartado 11.4.4 del ASCE 7-10 se calculara con la siguiente expresión:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (91)$$

Donde, en la ecuación (91), S_{MS} es el parámetro de respuesta de aceleración espectral de diseño para periodos cortos, y según la sección 11.4.3 puede ser determinado con la expresión siguiente:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (92)$$

Donde, F_a es el factor de amplificación del suelo y S_s es determinado del mapa de aceleración espectral mostrado en la norma ASCE 7-10 y debe ser menor o igual a 0.15.

Así considerando $S_s = 0.15$, se tiene que S_{MS} :

$$S_{MS} = 1.25 * 0.15 = \mathbf{0.1875}$$

Por lo tanto el parámetro de aceleración espectral de diseño es:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (0.1875) = \mathbf{0.125}$$

El factor de respuesta estructural R , se asigna un valor de tres por la tipología de la estructura y así lo define la ASCE 7-10 así como también la NEC.

El factor de sobre resistencia, Ω_o , y el factor de amplificación por deflexión, Cd , está en función del sistema básico resistente a fuerzas sísmicas laterales y verticales y deberá ajustarse a uno de los tipos indicados en la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-10 y que en este documento se cita un fragmento en la Tabla 80. El sistema estructural utilizado deberá estar de acuerdo con la estructura, las limitaciones del sistema y los límites de altura de construcción, h_n , contenidos en la Tabla antes especificada.

Tabla 80.- Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, [ASCE 7-10]

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP ^f	NP ^f	NP ^f
3. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

Por lo que se determina que para el caso de estudio, los factores de sobre resistencia, Ω_o , y de amplificación por deflexión, Cd tomaran el valor de 3.

Definidos los aspectos antes nombrados, es necesario también establecer los elementos a diseñar, esto se realiza accediendo al menú Design/Steel Frame Design/Select Design Groups, el cual mostrará una ventana como la que se muestra en la figura siguiente:

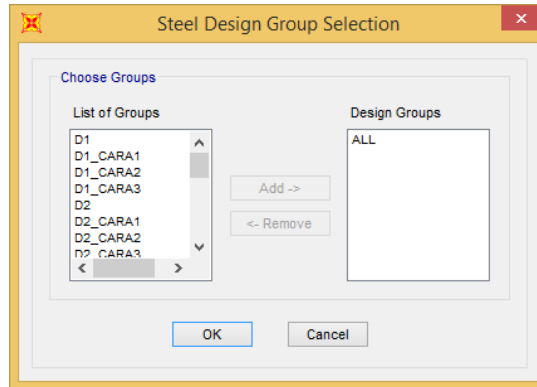


Figura 81.- Ventana de selección de elementos a diseñar.

Para el diseño estructural también es necesario definir las combinaciones de carga que se utilizarán para el diseño. Esto se define desde el menú Design/Steel Frame Design/Select Design Combos,

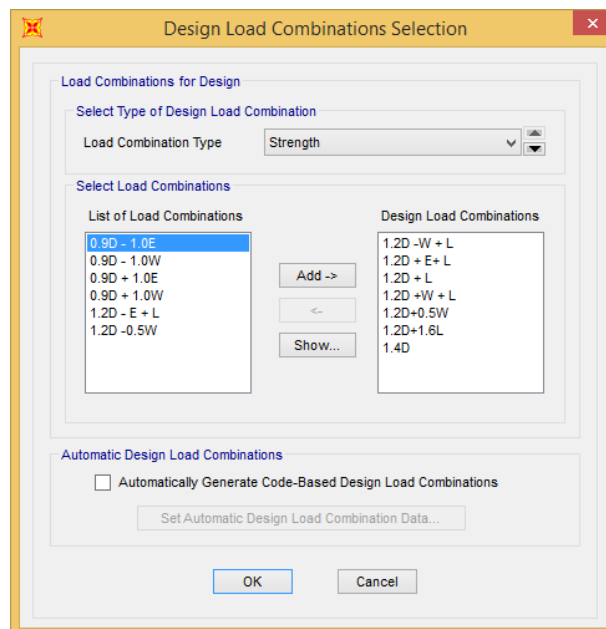


Figura 82.- Ventana de definición de combinaciones de carga para diseño

Realizado los procesos antes mencionados se podrá ejecutar el diseño estructural, a través del menú Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structure o presionando la combinación de teclas Shift + F5. El cual después de realizar el diseño mostrará la estructura y una escala de color en la que se establece la capacidad resistente de los elementos diseñados.

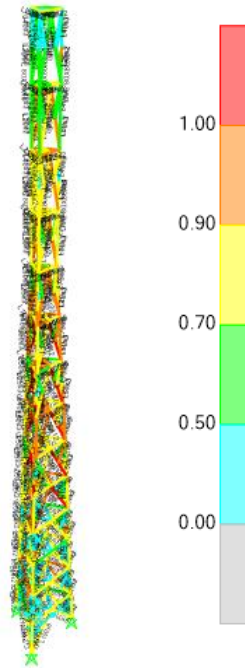


Figura 83.- Escala de color de estructura diseñada.

Finalizado el paso anterior para la optimización del diseño es necesario realizar un proceso iterativo hasta alcanzar que los elementos estén diseñados a una capacidad menor al 95%, el procedimiento a realizar es el siguiente.

1. Verificar los elementos que fallan, a través del menú Design/Steel Frame Design/Verify All Members Passed.
2. Seleccionar los elementos que fallan a través del menú Design/Steel Frame Design/Verify Analysis vs. Design Section.
3. Ejecutar el análisis estructural
4. Ejecutar el diseño estructural,

Este proceso iterativo se realizará hasta que al completar el paso 1, el programa indique que todos los elementos pasen el chequeo esfuerzo capacidad, como se indica en la Figura 84, y la modelación tridimensional muestre en su escala de colores los rangos admisibles, como lo muestra la Figura 85.

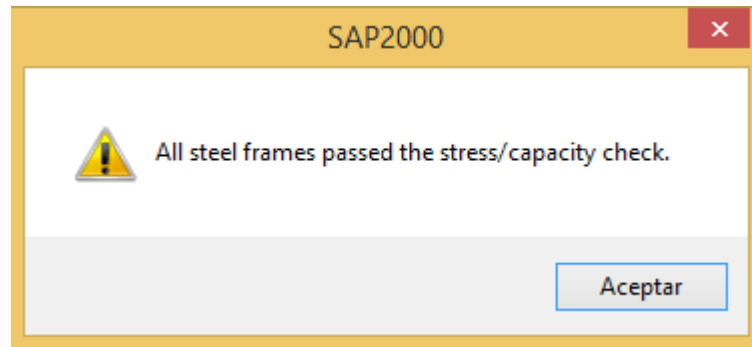


Figura 84.- Ventana de mensaje de chequeo “stress/capacity”

Finalmente para comprobar que los resultados de diseño arrojados por el software especializado de diseño son los correctos y adecuados, en la sección 6.7.1.5.3 se compararan y validan analíticamente los resultados.

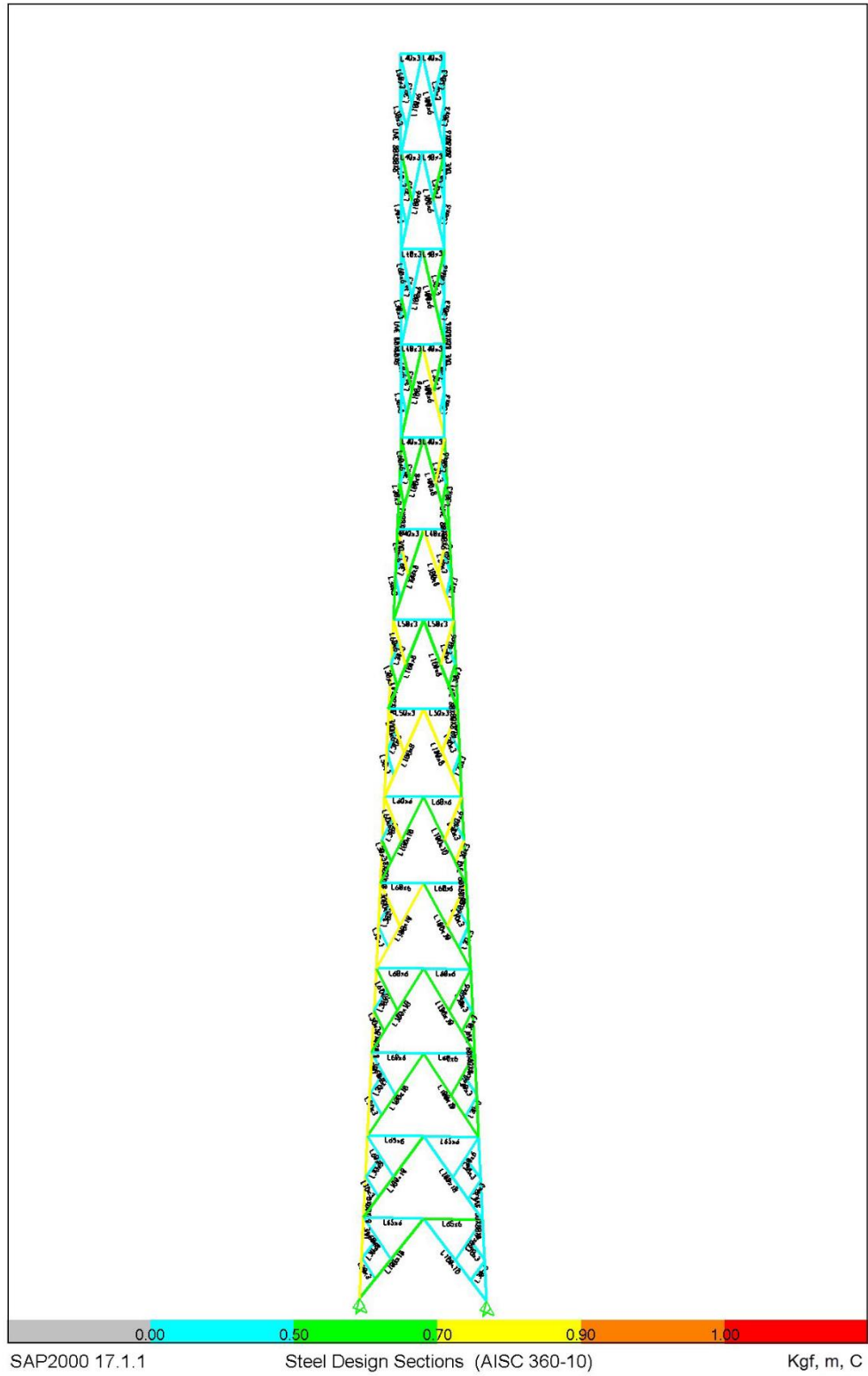
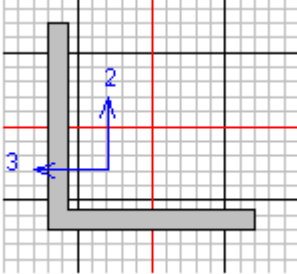


Figura 85.- Reporte gráfico en escala de colores de estructura diseñada.

6.7.1.5.3 VALIDACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL REALIZADO POR EL SOFTWARE ESPECIALIZADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño de los elementos, se realiza asumiendo los conceptos desarrollados en la sección 6.6.5. A continuación se detalla el diseño estructural manual para un elemento tipo L sometido a esfuerzos de compresión, los resultados que se determinen de este procedimiento se compararan con los valores de diseño dados por el software especializado, permitiendo de este modo validar la modelación realizada siempre que los valores comparados sean similares y estén en un rango admisible de diferencia.

Tabla 81.- Características de modelo matemático para diseño de Diagonal 1, tramo 1

CARACTERÍSTICAS DE MODELO MATEMÁTICO		
CARACTERÍSTICAS	PARÁMETRO	COMENTARIO
MATERIALES		
Módulo de elasticidad, E	2038901.9 Kg/ cm ²	ACERO ASTM A36
Límite de fluencia, f_y	2531.057 Kg/ cm ²	
GEOMETRÍA		
Perfil tipo	L 100x100x10	
Longitud no arriostrada	3.751 m	
Área	19 cm ²	
Inercia, I_{22}	180.004 cm ⁴	
Inercia, I_{33}	180.004cm ⁴	
Radio de giro, r_{22}	3.8837cm	
Radio de giro, r_{33}	1.9658 cm	
CARGAS		
Carga Muerta	1038.72 Kg	Cuantificación realizada por el software especializado
Carga Viva	83.92 Kg	
Carga de Viento	4126.34 Kg	
Carga de Sismo	3839.46 Kg	

De acuerdo a los datos anteriores se procede al cálculo:

a) COMBINACIONES DE CARGA

A parte de las combinaciones de carga que establece la NEC 11, la TIA EIA 222-F, en el apartado 2.3.16, establece que al calcular las máximas tensiones en los miembros y reacciones de la estructura se deben considerar cada una de las siguientes combinaciones

$$D + W \quad (93)$$

$$D + 0.75 W + I \quad (94)$$

Dónde I , es la carga de hielo y W , es la carga de viento.

Tabla 82.- Combinación de cargas para diseño de diagonal

Combinación	Pu
	Kg
1.4D	1454.208
1.2D+1.6L	2823.97
1.2D+1.6L+0.5W	3443.906
1.2D+1.0W+L+0.5Lr	5456.724
1.2D+1.0E+L+0.2S	5169.844
0.9D+1.0W	5061.188
0.9D+1.0E	4774.308
1.0D+W	5165.060
D + 0,75 WI + I	4133.475

De la tabla anterior se concluye que se utilizara la combinación que resulte más crítica, y que para el caso siguiente es la que toma el valor de, $Pu=5456.724 \text{ kg}$

a) DETERMINACIÓN DE TIPO DE SECCIÓN.

De acuerdo a la Tabla 41, Razón ancho/espesor, para pandeo en alas:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{10}{1} = 10$$

Cálculo del límite razón ancho/espesor λ_p :

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2038901.9 \text{ Kg/cm}^2}{2531.057 \text{ Kg/cm}^2}} = \mathbf{10.78}$$

Realizando la comparación $\lambda < \lambda_p$:

$$10 < 10.78$$

Se deduce que la sección es compacta.

Mientras, que para el pandeo en el alma se utiliza lo establecido en la Tabla 40:

Razón ancho/espesor:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$\lambda = \frac{3.751}{0.8}$$

$$\lambda = 4.68$$

Cálculo de límite razón ancho/espesor λ_t :

$$\lambda_t = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_t = 1.49 \sqrt{\frac{2038901.9 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2531.057 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_t = 42.2$$

Realizando la comparación $\lambda < \lambda_t$:

$$4.68 < 42.2$$

Se deduce que es una sección no esbelta.

b) CAPACIDAD A COMPRESIÓN DEL MIEMBRO

Cálculo de la razón de esbeltez, KL/r ,

$$\frac{KL_y}{r} = \frac{1.0 (375.108)}{1.966} = 190.79$$

Comprobando que $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ se aplica la ecuación (36), considerando determinar antes el valor de tensión de pandeo elástico, F_e , de la ecuación (34).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (34)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038901.9}{190.79^2}$$

$$F_e = 552.77 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión por flexión:

$$F_{Cr} = 0.877 F_e \quad (36)$$

$$F_{Cr} = 0.877 * 552.77$$

$$F_{Cr} = 484.7859 \text{ Kg/cm}^2$$

Con este valor se procede a determinar la resistencia nominal a compresión P_n ,

$$P_n = 484.7859 \text{ kg/cm}^2 * 19 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 9210.933 \text{ Kg}$$

$$\Phi_c P_n = 8289.840 \text{ Kg}$$

Realizando el chequeo con las cargas solicitantes, de acuerdo a la ecuación (18):

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi P_n$$

$$5456.724 \text{ kg} \leq 8290.840 \text{ Kg}$$

De la comparación anterior se concluye que la sección L100x100x10mm satisface las solicitaciones de diseño. Finalmente se procede a comparar los resultados dados por el software de diseño, que establece un valor de resistencia nominal de diseño igual a $\Phi P_n = 8288.426 \text{ Kg}$.

```

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, cm, C

Frame : 108      X Mid: 164.876      Combo: DSTL7      Design Type: Brace
Length: 375.108  Y Mid: -34.714      Shape: L100x10    Frame Type: OCBF
Loc   : 22.506   Z Mid: 150.000      Class: Compact    Princpl Rot: 45.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.950      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaRz/Ey=0.072    AlphaRz/Pe=0.329      TsuI=1.000      EA factor=0.800      EI factor=0.800
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded?
Yes

SDC: C              I=1.500              Rho=1.000          Sds=0.125
R=3.000              OmegaO=3.000          Cd=3.000
PhiB=0.900           PhiC=0.900            PhiTY=0.900        PhiTF=0.750
PhiS=0.900           PhiS-RI=1.000        PhiST=0.900

A=19.000             I33=180.004          r33=3.078          S33=25.240          Av3=10.000
J=6.088              I22=180.004          r22=3.078          S22=25.240          Av2=10.000
Ix=106.579           Imax=286.883         rxmax=3.894        Smax=40.529
Rot= 45 deg          Imin=78.425          rxmin=1.966        Smin=18.100
E=2038901.316        fy=2531.051          Ry=1.500           z33=45.475
RLLF=1.000           Fu=4077.804         z22=45.475

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL7)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
22.506        -3450.897  -6671.530  2577.701  -189.769  72.336  0.000

R/M DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)
D/C Ratio: 0.550 = 0.416 + 0.028 + 0.106
           = fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)
Factor      L      K1      K2      E1      E2      Cm
Major Bending 0.500  1.000  1.000  1.000  1.000  1.000
Minor Bending 1.000  1.000  1.000  1.000  1.000  1.000

LTB
L1tb 1.000
K1tb 1.000
Cb 1.000

Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
Force Capacity Capacity
Axial -3450.897  8288.426  43280.966

Mu      phi*Mn      phi*Mn
Moment Capacity No LTB
Major Moment -2894.774  103589.576  103589.576
Minor Moment 6540.194  61847.658

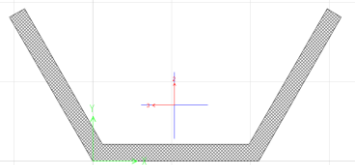
```

Figura 86.- Resultados dados por software de diseño para elemento 108.

De los datos anteriores se puede resumir que los resultados dados por el software de diseño y los determinados mediante un cálculo manual, tienen un porcentaje de diferencia del 0.01%, por lo que se da por válida la modelación.

A continuación se detalla también el diseño para un elemento tipo UVE sometido a compresión, considerando los datos siguientes:

Tabla 83.- Características de modelo matemático para diseño de montante 1, tramo 1.

CARACTERÍSTICAS DE MODELO MATEMÁTICO		
CARACTERÍSTICAS	PARÁMETRO	COMENTARIO
MATERIALES		
Módulo de elasticidad, E	2038901.9 Kg/ cm ²	ACERO ASTM A36
Límite de fluencia, f_y	2531.057 Kg/ cm ²	
GEOMETRÍA		
Perfil tipo	UVE 80x80x8mm	
Longitud no arriostrada	3.00 m	
Área	18.6 cm ²	
Inercia, I_{22}	457.375 cm ⁴	
Inercia, I_{33}	94.827 cm ⁴	
Radio de giro, r_{22}	4.957 cm	
Radio de giro, r_{33}	2.2573 cm	
CARGAS EXTERNAS		
Carga Muerta	1998.96 Kg	Cuantificación realizada por el software especializado
Carga Viva	66.82 Kg	
Carga de Viento	16457.04 kg	
Carga de Sismo	10401.93	

De acuerdo a los datos anteriores se procede al cálculo:

a) **COMBINACIONES DE CARGA**

Tabla 84.- Combinación de cargas para diseño de montante

Combinación	Pu
	Kg
1.4D	2798.544
1.2D+1.6L	9875.354
1.2D+1.6L+0.5W	10734.184
1.2D+1.0W+L+0.5Lr	18922.612
1.2D+1.0E+L+0.2S	12867.502
0.9D+1.0W	18256.104
0.9D+1.0E	12200.994
1.0D+W	18456.000
D + 0,75 WI + I	14341.740

De la tabla anterior se concluye que se utilizará la combinación que resulte más crítica, y que para el caso siguiente es la que toma el valor de, $P_u=18922.612 \text{ kg}$

b) **DETERMINACIÓN DE TIPO DE SECCIÓN.**

De acuerdo a la Tabla 41, Razón ancho/espesor, para pandeo en alas:

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda = \frac{8}{0.8} = 10$$

Cálculo del límite razón ancho/espesor λ_p :

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2038901.9 \text{ Kg/cm}^2}{2531.057 \text{ Kg/cm}^2}} = \mathbf{10.78}$$

Realizando la comparación $\lambda < \lambda_p$:

$$10 < 10.78$$

Se deduce que la sección es compacta.

Mientras, que para el pandeo en el alma se utiliza lo establecido en la Tabla 40:

Razón ancho/espesor:

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

$$\lambda = \frac{6.6144}{0.8}$$

$$\lambda = 8.26$$

Cálculo de límite razón ancho/espesor λ_t :

$$\lambda_t = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_t = 1.49 \sqrt{\frac{2038901.9 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2531.057 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\lambda_t = 42.2$$

Realizando la comparación $\lambda < \lambda_t$:

$$8.26 < 42.2$$

Se deduce que es una sección no esbelta.

c) CAPACIDAD A COMPRESIÓN DEL MIEMBRO

Cálculo de la razón de esbeltez, KL/r ,

$$\frac{KL_y}{r} = \frac{1.0 (300)}{4.9574} = 60.51$$

Comprobando que $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ se aplica la ecuación (32), considerando determinar antes el valor de tensión de pandeo elástico, F_e , de la ecuación (34).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (34)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038901.9}{60.51^2}$$

$$F_e = 5495.93 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión por flexión:

$$F_{Cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (32)$$

$$F_{Cr} = \left[0.658^{\frac{2531.057}{5495.937}} \right] 2531.057$$

$$F_{Cr} = 2087.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Con este valor se procede a determinar la resistencia nominal a compresión P_n ,

$$P_n = 2087.32 \text{ kg/cm}^2 * 18.6 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 38824.15 \text{ Kg}$$

$$\Phi_c P_n = 34941.73 \text{ Kg}$$

Realizando el chequeo con las cargas solicitantes, de acuerdo a la ecuación (18):

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi P_n$$
$$18922.612 \text{ kg} \leq 34941.73 \text{ Kg}$$

De la comparación anterior se concluye que la sección UVE 80x80x8mm satisface las solicitaciones de diseño.

Finalmente se procede a comparar los resultados dados por el software de diseño, que establece un valor de resistencia nominal de diseño igual a:

$$\Phi P_n = 34600.311 \text{ Kg}$$

De los resultados anteriores se puede resumir que los resultados son acercados, por lo que se da por válida la modelación.

Finalmente en la tabla que se muestra a continuación se detalla el diseño para varios elementos representativos de cada tramo de la torre en estudio.

Tabla 85.- Tabla resumen de diseño a compresión y tensión de elementos representativos de cada tramo.

TRAMO	PERFIL	LONGITUD	r	A	KI/r	Fe	F _{CR}	RESISTENCIA NOMINAL	
								ΦPn _{comp}	ΦPn _{tension}
								cm	cm
TRAMO 1	L100x10	375.108	1.966	19.00	190.798	552.778	484.786	8289.840	43280.972
	L60x6	178.687	1.170	6.84	152.724	862.744	756.626	4657.792	15581.150
	L30x3	93.770	0.590	1.71	158.932	796.659	698.670	1075.253	3895.287
	L65x6	209.501	1.280	7.44	163.673	751.180	658.785	4411.221	16947.917
TRAMO 2	L100x10	357.374	1.966	19.00	181.777	609.000	534.093	9132.988	43280.972
	L60x6	170.770	1.170	6.84	145.957	944.593	828.408	5099.679	15581.150
	L30x3	93.770	0.590	1.71	158.932	796.659	698.670	1075.253	3895.287
	L65x6	209.501	1.280	7.44	163.673	751.180	658.785	4411.221	16947.917
TRAMO 3	L100x10	341.539	1.966	19.00	173.723	666.780	584.766	9999.498	43280.972
	L60x6	167.210	1.179	6.84	141.824	1000.459	877.402	5401.289	15581.150
	L30x3	83.605	0.590	1.71	141.703	1002.157	878.891	1352.614	3895.287
	L60X6	163.000	1.179	6.84	138.253	1052.806	923.311	5683.903	15581.150
TRAMO 4	L100x8	327.878	1.977	15.36	165.846	731.619	641.630	8869.889	34989.249
	L60x6	158.336	1.179	6.84	134.297	1115.743	978.507	6023.689	15581.150
	L30x3	83.605	0.590	1.71	141.703	1002.157	878.891	1352.614	3895.287
	L60x6	132.000	1.179	6.84	111.959	1605.373	1308.319	8054.009	15581.150
TRAMO 5	L100x8	316.672	1.977	15.36	160.178	784.314	687.844	9508.749	34989.249
	L60x6	154.094	1.179	6.84	130.699	1178.019	1029.787	6339.367	15581.150
	L30x3	83.605	0.590	1.71	141.703	1002.157	878.891	1352.614	3895.287
	L40x3	85.500	0.792	2.31	107.955	1726.689	1370.405	2849.073	5262.055
TRAMO 6	L100x8	L100x6	327.87	1.977	15.36	165.846	731.619	641.630	8869.889
	L60x6	L60x6	154.02	1.179	6.84	130.644	1179.013	1030.568	6344.177
	L30x3	L30x3	77.015	0.590	1.71	130.534	1180.999	1032.126	1588.442
	L60x6	L40x3	70.00	0.792	2.31	88.384	2576.027	1677.646	3487.827
TRAMO 7	L100x8	L100x6	327.87	1.977	15.36	165.846	731.619	641.630	8869.889
	L60x6	L60x6	154.02	1.179	6.84	130.644	1179.013	1030.568	6344.177
	L30x3	L30x3	77.01	0.590	1.71	130.534	1180.999	1032.126	1588.442
	L40x3	L40x3	70.00	0.792	2.31	88.384	2576.027	1677.646	3487.827

6.7.1.5.4 DISEÑO DE CONEXIONES

El diseño de las conexiones se realiza de acuerdo a los requerimientos establecidos en la sección J del AISC 360-10, y que en este documento se muestra en el apartado 6.6.5.4, Considerando que el diseño a realizarse será de acuerdo a los criterios de conexión simple, la cual transmite momentos de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan.

A continuación, se detalla un diseño típico para una conexión simple con tornillos de alta resistencia tipo A325, que une perfiles metálicos de material A36 tipo L100x100*10mm, el diámetro del perno es de 18mm.

a) FLUENCIA EN EL ÁREA GRUESA

Utilizando la ecuación (47), se tiene que:

$$\phi R_n = 0.9 * 2531.057 \frac{kg}{cm^2} * 19 cm^2$$
$$\phi R_n = 43281.07 Kg$$

b) FRACTURA EN EL ÁREA NETA EFECTIVA

Determinando el ancho de la perforación:

$$A_p = 1.8 cm + 0.3cm$$
$$A_p = 2.1$$

Determinando el área neta según la sección 6.6.5.1.3:

$$A_n = ((10 cm + 10 cm - 1 cm) - 2.1 cm) * 1.0cm$$
$$A_n = 16.9 cm^2$$

Determinando el factor de corte U , según la Tabla 42, para miembros en tracción, se tiene:

$$U = 1$$

Por lo tanto el Área efectiva según la ecuación (26), se tiene:

$$A_e = 16.9 \text{ cm}^2 * 1.0$$

$$A_e = 16.9 \text{ cm}^2$$

Así la resistencia nominal para fractura en el área neta efectiva según la ecuación 46:

$$\phi R_n = 0.75 * 16.9 \text{ cm}^2 * 4077.804 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 51686.92 \text{ kg}$$

c) RESISTENCIA AL CORTE DE PERNOS

Considerando la resistencia para los pernos tipo A325, la Tabla 44, se tiene la resistencia nominal al corte de pernos aplicando la ecuación (41):

$$\phi R_n = 0.75 * 6320 \text{ kg/cm}^2 * 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 12039.6 \text{ kg}$$

d) RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

De acuerdo a la sección 6.6.5.4.5 la resistencia al aplastamiento y considerando la ecuación (44)

$$\phi R_n = 0.75 * 1.0 * 3.5 \text{ cm} * 1 \text{ cm} * 4077.804 \leq 0.75 * 2.0 * 1.8 \text{ cm} * 1 \text{ cm} * 4077.804$$

$$\phi R_n = 10704.236 \leq 17064$$

e) ARRANCAMIENTO BLOQUE DE CORTE

Para la determinación de la resistencia nominal al arrancamiento del bloque de corte, se realiza considerando la sección 6.6.5.4.8.

$$R_n = 0.6 * 4077.804 * (3.5cm * 1cm) + 4077.804 * (1 * 2.1cm^2 * 1cm) \\ \leq 0.6 * 2531.057 (* 2.1cm^2 * 1cm) + 1 * 4077.804 * (3.5 * 1)$$

$$R_n = 8563.38 + 8563.38 \leq 3189.131 + 14272.31$$

$$R_n = 17126.76 \leq 17461.441$$

$$\phi R_n = 12845.07 \leq 13096.08$$

Así se establece una tabla resumen, con los valores de diseño hallados.

Tabla 86.- Resistencia admisible de diseño para diseño ejemplo.

ESTADO LIMITE	RESISTENCIA ADMISIBLE
Fluencia en el área gruesa	43281.07 kg
Fractura en el área Neta Efectiva	51686.92 kg
Falla de perno a corte	12039.60 kg
Aplastamiento	10704.36 kg
Arrancamiento del bloque de corte	13096.08 kg

De la tabla anterior se seleccionará, la resistencia admisible más crítica y se comparará con la resistencia solicitante determinada en el análisis estructural para el elemento en diseño.

$$4467.28kg \leq 10704.36kg$$

De la comparación anterior se concluye que para la diagonal 1, del tramo 1, la conexión con un perno de d=18mm tipo A325, satisface las demandas de diseño.

Así véase en la Tabla 87 el diseño para las conexiones de la torre en estudio.

Tabla 87.- Diseño de conexiones con pernos tipo A325

DISEÑO DE CONEXIONES																
TRAMO	DESCRIPCIÓN	PERFIL			Área	Perno	Fluencia Ag	Fract. en An	Corte pernos	Aplastamiento		Arrancamiento		CARGAS		CHEQUEO
		B	L	t						Calculo	Limite	Calculo	Limite	φPu	φRn	
		mm	mm	mm	cm2	mm	Kg	Kg	Kg							Kg
TRAMO 1	Diagonal 1	100	100	10	19	14	43281.075	52909.5069	7296.663097	10704.2355	13272	11621.7414	16208.57261	4467.28	7296.663	Ok
	Horizontal	65	65	6	7.44	14	16947.958	19634.62626	7296.663097	6422.5413	7963.2	5725.236816	6299.788203	5378.96	5725.237	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	137.94	5360.814	Ok
	Diagonal 3	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	12.83	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	43.93	1797.047	Ok
	Transversal	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	405.22	5360.814	Ok
TRAMO 2	Diagonal 1	100	100	10	19	14	43281.075	52909.5069	7296.663097	10704.2355	13272	11621.7414	16208.57261	5830.36	7296.663	Ok
	Horizontal	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	3597.94	5360.814	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	218.97	5360.814	Ok
	Diagonal 3	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	54.5	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	44.25	1797.047	Ok
	Transversal	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	368.84	5360.814	Ok
TRAMO 3	Diagonal 1	100	100	10	19	14	43281.075	52909.5069	7296.663097	10704.2355	13272	11621.7414	16208.57261	3325.84	7296.663	Ok
	Horizontal	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	2538.34	5360.814	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	421.31	5360.814	Ok
	Diagonal 3	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	72.75	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	73.43	1797.047	Ok
	Transversal	50	50	3	2.91	12	6628.838	7523.54838	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	948.78	1797.047	Ok

TRAMO 4	Diagonal 1	100	100	8	15.4	14	34989.332	42816.942	7296.663097	8563.3884	10618	8465.521104	10683.28784	1775.32	7296.663	Ok
	Horizontal	50	50	3	2.91	12	6628.838	7523.54838	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	1609.22	1797.047	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	1609.22	5360.814	Ok
	Diagonal 3	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	473.79	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	84.22	1797.047	Ok
	Transversal	50	50	3	2.91	12	6628.838	7523.54838	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	93.2	1797.047	Ok
TRAMO 5	Diagonal 1	100	100	6	11.6	14	26515.353	32479.70886	7296.663097	6422.5413	7963.2	5725.236816	6299.788203	974.12	5725.237	Ok
	Horizontal	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	1161.56	1797.047	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	572.54	5360.814	Ok
	Diagonal 3	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	21.71	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	444.71	1797.047	Ok
	Transversal	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	1194.92	1797.047	Ok
TRAMO 6	Diagonal 1	100	100	6	11.6	14	26515.353	32479.70886	7296.663097	6422.5413	7963.2	5725.236816	6299.788203	979.92	5725.237	Ok
	Horizontal	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	1349.28	1797.047	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	434.55	5360.814	Ok
	Diagonal 3	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	75.74	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	110.1	1797.047	Ok
	Transversal	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	1055.8	1797.047	Ok
TRAMO 7	Diagonal 1	100	100	10	19	14	43281.075	52909.5069	7296.663097	10704.2355	13272	11621.7414	16208.57261	1697.2	7296.663	Ok
	Horizontal	65	65	6	7.44	12	16947.958	20001.62862	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	1033.24	5360.814	Ok
	Diagonal 2	60	60	6	6.84	12	15581.187	18166.61682	5360.813704	6422.5413	6825.6	5505.0354	6163.111125	300.41	5360.814	Ok
	Diagonal 3	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	19.96	1797.047	Ok
	Diagonal 4	30	30	3	1.71	12	3895.297	3853.52478	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	79.43	1797.047	Ok
	Transversal	40	40	3	2.31	12	5262.068	5688.53658	5360.813704	3211.27065	3412.8	2339.640045	1797.047303	579.58	1797.047	Ok

6.7.1.5.5 DISEÑO DE PLACA BASE

De acuerdo a los criterios dados en la sección 6.6.5.5, se procede al diseño de la placa base considerando como datos, los resultados arrojados por el software de análisis especializado.

Considérese los datos siguientes:

$$P_u = 18873.193 \text{ Kg}$$

$$M_u = 3016.31 \text{ Kg-cm}$$

$$\text{Acero A36 } F_y = 2531.057 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

Determinando la excentricidad:

$$e = \frac{M}{P} \quad (95)$$

$$e = \frac{3016.31 \text{ cm}}{18873.193}$$

$$e = 15,98 \text{ cm}$$

Ensayando una placa de 30 x 30 cm, (escogida luego de varios tanteos):

$$f = \frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u e C}{I} \quad (96)$$

$$f = -\frac{18873.193}{30 \times 30} \pm \frac{18873.193 * 15.98 * 15}{30 * 30^3 / 12}$$

$$f_{max} = 46.05 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}; f_{min} = -87.99 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se corrobora que los esfuerzos son menores al del hormigón $f^c=240 \text{ kg/cm}^2$, y a partir de estos resultados se procede a realizar el diagrama de esfuerzos.

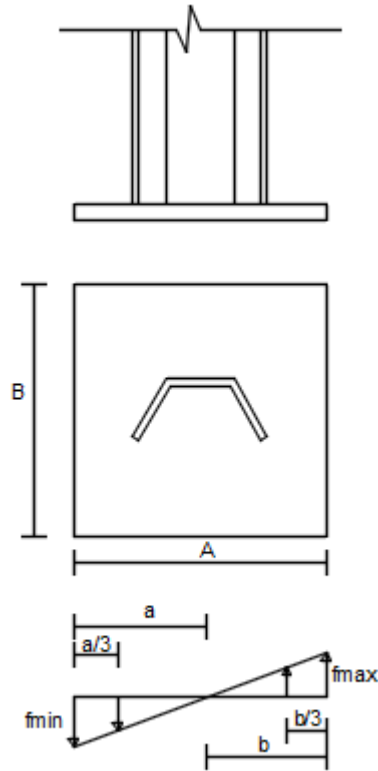


Figura 87.- Diagrama de esfuerzos en placa base

De la figura anterior se denota que existen dos zonas, es decir la placa está sometida en un extremo a compresión mientras que en el otro a tensión. A partir del grafico mostrado anteriormente se puede determinar la ecuación de momento, integrando dos veces a la ecuación siguiente:

$$f(x) = f_{max} - mx \quad (97)$$

Dónde:

f_{max} = Esfuerzo máximo al que se encuentra sometida la placa, kg/cm^2 .

m = Pendiente de la recta que forma el diagrama de esfuerzos

x = Distancia.

Integrando a la ecuación (97), se obtiene el cortante para cualquier posición de la placa en el sentido de análisis.

$$V(x) = f_{max} x - \frac{mx^2}{2} \quad (98)$$

Integrando la ecuación (98) se tiene la ecuación para el momento.

$$M(x) = \frac{f_{max} x^2}{2} - \frac{mx^3}{6} \quad (99)$$

Determinando la pendiente de la recta del diagrama de esfuerzos.

$$m = \frac{46.05 - 87.99}{30}$$

$$m = -4.46$$

Por relación de triángulos se tiene que la distancia crítica a la resultante de momento es igual a $(A-b/3)$, por lo que se determina una distancia de 23.43cm, así entonces reemplazando valores en la ecuación (99) se tiene.

$$M(23.43) = \frac{46.05 (23.43)^2}{2} - \frac{87.99(23.43)^3}{6}$$

$$M(18.52) = 3062.123 \text{ kg cm}$$

Utilizando la ecuación (55), se determina el espesor mínimo de la placa.

$$t \geq \sqrt{\frac{6 * 3062.123}{0.9 * 2531.057}}$$

$$t \geq 2.84 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar una placa de 300x300x30 mm

Considerando que se soldara un perfil tipo UVE 100x100x10, será necesario considerar adecuadamente las dimensiones de la placa esto a efecto de cumplir las distancias al borde, quedando como configuración final la que se muestra en la Figura 88.

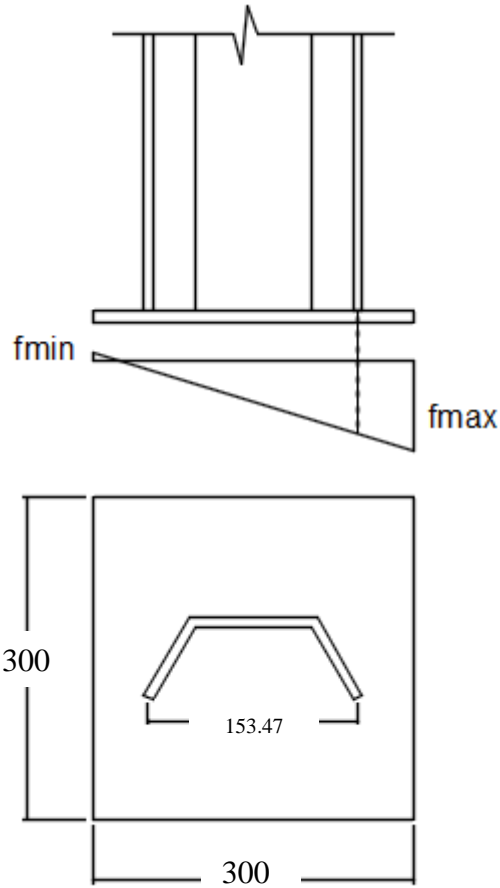


Figura 88.- Configuración de placa base y montante tipo UVE

Para el diseño de la soldadura entre la placa base y el montante se realiza el siguiente procedimiento.

Longitud de la soldadura de filete:

$$l = (2 * 7) - 0.8$$

$$l = 13.2cm$$

Esfuerzo desarrollado:

$$C = T = \frac{Mu}{d - tf}$$

$$C = T = \frac{3016.31 \text{ Kg} - \text{cm}}{4.40 \text{ cm}}$$

$$C = 685.53 \text{ kg}$$

Resistencia de la soldadura de filete de 1plg de 1plg de largo usando electrodo E70XX.

$$\phi R_n = F_{nw} A_{wE}$$

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{EXX} (\text{garganta } t)(\text{longitud})$$

$$\phi R_n = (0.75)(0.60 * 4932.008)(0.707)(0.3937)$$

$$\phi R_n = 617.76 \text{ kg/cm}$$

Tamaño requerido de la soldadura:

$$L = \frac{685.53 \text{ kg}}{(13.8)(617.76)}$$

$$L = 0.8 \text{ cm}$$

6.7.1.5.6 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

El diseño de los pernos de anclaje se desarrolla de acuerdo a los conceptos planteados en la sección 6.6.5.6.

Considerando que se tiene como datos para el diseño los resultados arrojados por el software especializado de análisis que a continuación se detalla:

$$T_u = 26300.08 \text{ kg}$$

Y la resistencia a compresión del hormigón sobre el que se asentará la placa base:

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, se procede a determinar el área requerida, según la ecuación (59)

$$A_{psf} = \frac{57.982 \text{ Kips}}{4 * 0.75 \sqrt{16.896 \text{ PSI}}}$$
$$A_{psf} = 4.689 \text{ in}^2$$
$$A_{psf} = \mathbf{11.91 \text{ cm}^2}$$

El valor antes obtenido es el área total necesaria, como se desea un total de 6 pernos se tiene:

$$A_{psf} = 11.91 \text{ cm}^2 / 6$$
$$A_{psf} = \mathbf{1.985 \text{ cm}^2}$$

Con el dato anterior se procede a seleccionar un perno que se ajuste al área calculada.

A partir de estas áreas de pre diseño y las dimensiones de placa se procede a diseñar en software los pernos de anclaje, véase anexo 4.

6.7.1.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para determinar la "verdadera" capacidad máxima de carga de estructuras espaciales, se requiere un método de análisis avanzado que considere la interacción del comportamiento real de los miembros individuales con la de la estructura. Así en el presente trabajo, se intenta profundizar en este concepto adoptando una técnica de análisis inelástico para calcular la fuerza máxima de estructuras espaciales considerando la inestabilidad de la estructura.

Dentro del presente análisis se representa el comportamiento real de los miembros individuales de una estructura espacial a través de un modelo de riostra inelástica considerando las imperfecciones iniciales del miembro.

La fuerza máxima de la riostra se calcula basándose en un miembro equivalente mostrado en párrafos más adelante, el objetivo del cálculo es con el fin de lograr la fuerza de diseño que indica la respectiva especificación para una columna cargada axialmente.

Las ecuaciones de equilibrio no lineales resultantes de la geometría y las no linealidades del material son resueltas usando un esquema numérico incremental iterativo basado en el método generalizado de control de desplazamiento.

La eficacia del análisis avanzado propuesto sobre el convencional análisis/diseño se demuestra mediante la aplicación a varios elementos dentro de la celosía espacial en estudio.

6.7.1.6.1 CHEQUEO DEL DISEÑO EN EL RANGO INELÁSTICO

a) DESCRIPCIÓN GENERAL

El análisis convencional de las estructuras dentro del rango elástico es totalmente aplicable cuando existe la respectiva proporcionalidad en las deformaciones, sin embargo el panorama de análisis y diseño se amplía exponencialmente cuando las sollicitaciones demandan deformaciones dentro de la zona plástica del comportamiento, dejando al análisis convencional como un método casi obsoleto y abriendo paso al análisis avanzado de estructuras espaciales el cual implica la aplicación de teorías que establecen criterios de comportamiento de los materiales y de la geometría más allá del rango elástico.

Así, Liew, et al, (1996), amplía el panorama, estableciendo un modelo de análisis que está basado en una analogía física de un elemento tipo riostra que es usado para representar cada miembro de una celosía espacial, en la que la capacidad del puntal se determina para estar en concordancia con la ecuación de capacidad que establece la especificación de diseño estructural; permitiendo plantearse como objetivo principal reducir al mínimo el tiempo de cálculo, además aclarando que el enfoque de un elemento por cada miembro está orientado hacia la filosofía de diseño convencional desde los elementos típicos de un modelo numérico correspondiente a los componentes a ser chequeados en el diseño convencional.

Sin embargo, en comparación con el análisis numérico convencional basado en la formulación de Lagrange, también llamada formulación co-rotacional, el modelo de elementos implica una representación a grosso modo, puesto que cada elemento entre los puntos nodales se establece únicamente a un solo elemento. Por lo tanto, es necesario tener en cuenta las no linealidades geométricas en el nivel de elemento local con el fin de capturar el efecto de pandeo miembro. La presente formulación que establece Liew, et al. (1996), maneja grandes desplazamientos en los niveles locales y globales. En el nivel local, una gran deflexión se incorpora cuando una rótula plástica está formada en la mitad del tramo del elemento, en el que se supone

que el elemento ha de ser del tipo plástico rígido; mientras que los efectos globales son acogidos por la actualización nodal de las coordenadas, lo que implica que la actualización se basa en la geometría deformada en cada paso de carga

b) MODELO ANALÍTICO

En el presente modelo analítico, la deformada inicial del miembro es asumido en la forma de una media onda sinusoidal y la curva carga-desplazamiento de un puntal con una curva sinusoidal inicial es combinada con la curva de una articulación plástica para un modelo elástico-perfectamente-plástico. Este concepto fue originalmente propuesto por Papadrakakis y fue extendido por Maheeb para celosías con varios tipos de secciones transversales para sistemas de arriostramientos planos. Entonces el estudio propuesto por Liew, et al, (1996), propone una extensión aproximada al estudio de Maheeb para sistemas tridimensionales.

El comportamiento del puntal bajo la acción de una carga axial muestra tres características distintas, como se indica en la figura, y se detalla en los párrafos siguientes:

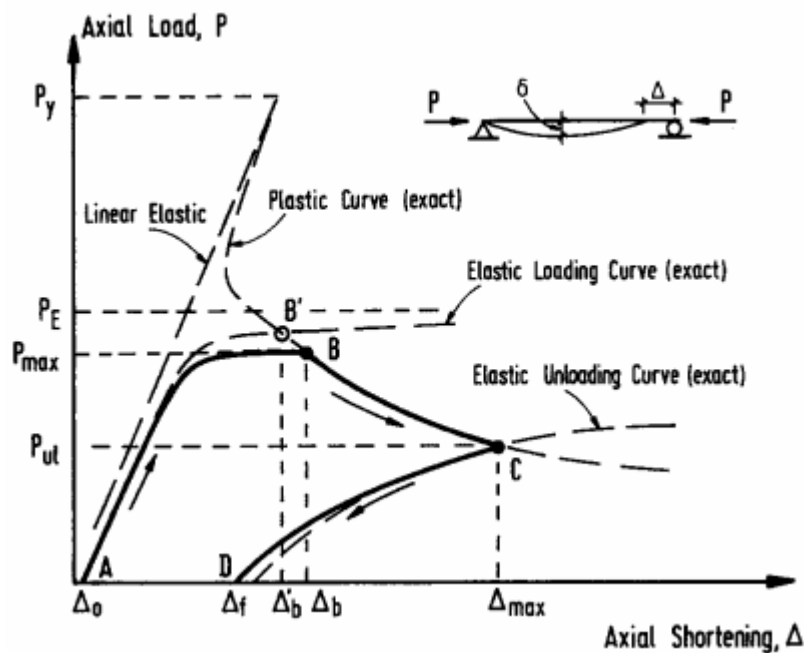


Figura 89.- Curva Carga axial-Desplazamiento para un puntal, [Liew, et al, 1996]

c) CURVA ELÁSTICA PRE-PANDEO

El primer tramo de la curva carga-desplazamiento (tramo AB en la Figura 89), está asociado con la carga inicial a compresión de una columna imperfecta que pandea en el punto B.

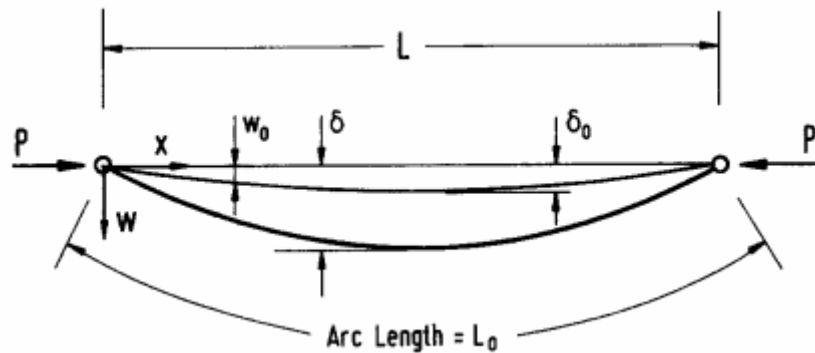


Figura 90.- Puntal imperfecto en el rango elástico, [Liew, et al, 1996]

Así, la relación fuerza axial- acortamiento para un puntal en el rango elástico, considerando las condiciones mostradas en la Figura 90 puede ser calculada según la expresión:

$$\Delta_e = \left(\frac{P}{EA} + 1 - \frac{1}{1 + \frac{8}{3} \left(\frac{\delta_0}{L_0(1-P/P_e)} \right)^2} \right) \quad (100)$$

Donde:

P = Carga axial aplicada

P_e = Capacidad de carga al pandeo de Euler para miembro.

δ_0 = Magnitud en la mitad del tramo para miembro inicial fuera de la rectitud del elemento

E = Módulo de elasticidad,

A = Área de la sección transversal del miembro.

d) CURVA PLÁSTICA POST-PANDEO

La curva BC en la Figura 89 está caracterizada por el decrecimiento de la carga axial acompañada por un acortamiento de la columna después de que la carga axial P alcanza su máximo esfuerzo, P_{max} . El acortamiento se debe principalmente a la deflexión lateral del miembro, lo que facilita la plastificación del miembro a través de la sección y a lo largo de la longitud en la mitad del tramo causado por los efectos P-delta. Una vez que el puntal comienza el pandeo, la fluencia se desarrolla rápidamente, y la fuerza axial decrece con el incremento de acortamiento axial la última relacionada directamente con la deflexión lateral.

Según Liew, et al. (1996), el presente modelo es desarrollado bajo el supuesto de que se forma una articulación plástica en la mitad del tramo del miembro en análisis, como se muestra en la figura a continuación:

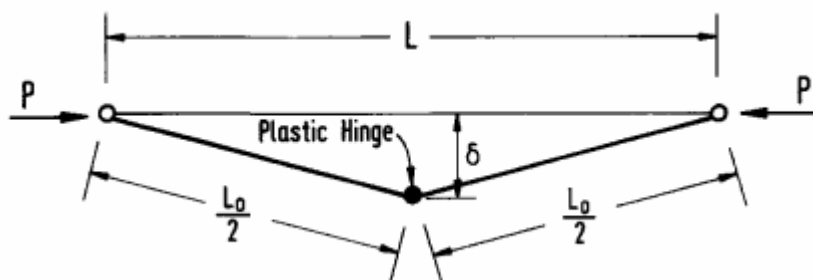


Figura 91.- Puntal en El Rango Plástico Perfecto, [Liew, et al, 1996]

Por lo que la relación Fuerza axial-acortamiento de un puntal en el rango plástico se puede calcular como:

$$\Delta_p = L_o \left[\frac{P}{EA} + 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2M_{pc}\sigma_y Z}{L_o M_p P} \right)^2} \right] \quad (101)$$

Dónde:

P = Carga axial aplicada

M_{pc} = Momento plástico reducido en la presencia de fuerza axial P , P_y

Z = Módulo plástico de sección,

e) CURVA ELÁSTICA DE DESCARGA POST-PANDEO

La curva CD en la Figura 89 es producto de la descarga elástica del puntal en el rango de post colapso. Si la descarga ocurre en el rango elástico, la misma curva pre-pandeo es seguida. De otra manera, la curva de descarga post pandeo es desarrollada en base al acortamiento total, Δ_{max} , y la carga axial P_{ul} , el punto de descarga es mostrado en la figura, tomando que $\Delta_e = \Delta_{max}$ y $P = P_{ul}$, considerando que $\Delta_e = \Delta_{max}$ y $P = P_{ul}$, la magnitud equivalente fuera de rectitud δ_o puede ser calculada usando la ecuación (100). Cuando el δ_o es conocido, la curva de descarga post-pandeo puede ser generada utilizando la ecuación antes nombrada.

f) SUPERFICIE DE FLUENCIA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Una articulación plástica es insertada en la mitad del miembro cuando las fuerzas transversales calculadas desde un análisis de segundo orden llevan a la sección a esfuerzos plásticos.

Una vez que una articulación plástica es formada, se asume que las fuerzas transversales de corte se mueven a la superficie de esfuerzos plásticos. Las expresiones para M_{pc}/M_p en la ecuación es dependiente del tipo de la sección transversal. Las ecuaciones de esfuerzos plásticos representan la relación entre la fuerza axial y el momento en la superficie de fluencia.

g) PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE RELACIÓN FUERZA AXIAL-DEFORMACIÓN.

De acuerdo a Liew, et al, (1996), el procedimiento para obtener la relación fuerza axial-deformación de un puntal está dada por:

1. Conocido el material, las propiedades transversales de la sección y la longitud del miembro, la carga axial P , La carga axial máxima, P_{max} , es calculada de acuerdo al ecuación (31)
2. Usando la fórmula para el caso de curva plástica post-pandeo (ecuación 101), determinar el acortamiento total Δ_p , correspondiente a $P = P_{max}$.
3. En el punto cuando $P = P_{max}$ la curva elástica pre-pandeo interseca con la curva plástica post-pandeo, y el acortamiento axial elástico total Δ_e , de la ecuación (100) es igual a Δ_p de la ecuación (101). Entonces la magnitud δ_o puede ser calculada utilizando la ecuación (100).
4. Dando valores a δ_o , la curva elástica pre-pandeo puede ser generada para varios valores de P hasta P_{max} utilizando la ecuación (100).
5. Cuando el elemento muestra una deformación mayor a Δ_p , el puntal está en el rango plástico post pandeo, por lo tanto se utilizara la ecuación (101) para determinar la relación fuerza axial-acortamiento.
6. Cuando los incrementos de los desplazamientos axiales muestra signo negativo, es de esperarse que el puntal está en el rango de descarga.
7. Dibujar la curva, para los diferentes rangos de comportamiento.

Tomando en cuenta el procedimiento antes enunciado, en las gráficas siguientes se realiza el análisis en el rango no lineal para algunos elementos representativos.

Entonces, se procede a desarrollar el procedimiento en una hoja electrónica de Excel, para graficar la curva fuerza-deformación, la cual se muestra a continuación:

DATOS			
Sección			
b	100 cm	r	1.97 cm ²
l	100 cm	A	19 cm ²
t	10 cm	Z	45.5
Long	375.108 cm		
Material			
E	2038901.9 kg/cm ²		
f _y	2531.051 kg/cm ²		

P	Ae	P	Ae
0	0.016345213	8577.68177	1.338246153
1000	0.029648459	8520.113436	1.355857623
657.9238174	0.024972867	8462.545102	1.373842552
1315.847635	0.034103172	8404.976768	1.392211235
1973.771452	0.043896437	8347.408434	1.410974325
2631.69527	0.054583343	8289.8401	1.430142846
3289.619087	0.066504372	8232.271766	1.449728213
3947.542905	0.080179058	8289.8401	1.430142846
4605.466722	0.096432123	8289.8401	1.430173069
5263.39054	0.116636875	7599.020091	0.858773431
5921.314357	0.143219316	6965.768417	0.597016736
6579.238174	0.1807987	6385.287716	0.452750153
7237.161992	0.239080663	5853.180406	0.363311464
7895.085809	0.341422229	5365.415372	0.303163176
8553.009627	0.556526211	4918.297425	0.260240138
9210.933444	1.166541892	4508.439306	0.228204418
9153.36511	1.18063563	4132.73603	0.20344838
9095.796776	1.195009519	3788.341361	0.18378468
9038.228442	1.209670734	3472.646248	0.167817522
8980.660108	1.224626685	3183.25906	0.154617646
8923.091774	1.239885018	2917.987472	0.14354385
8865.52344	1.255453633	1000	0.083137842
8807.955106	1.271340688	0	0.0601349
8750.386772	1.287554611		
8692.818438	1.304104111		
8635.250104	1.32099819		

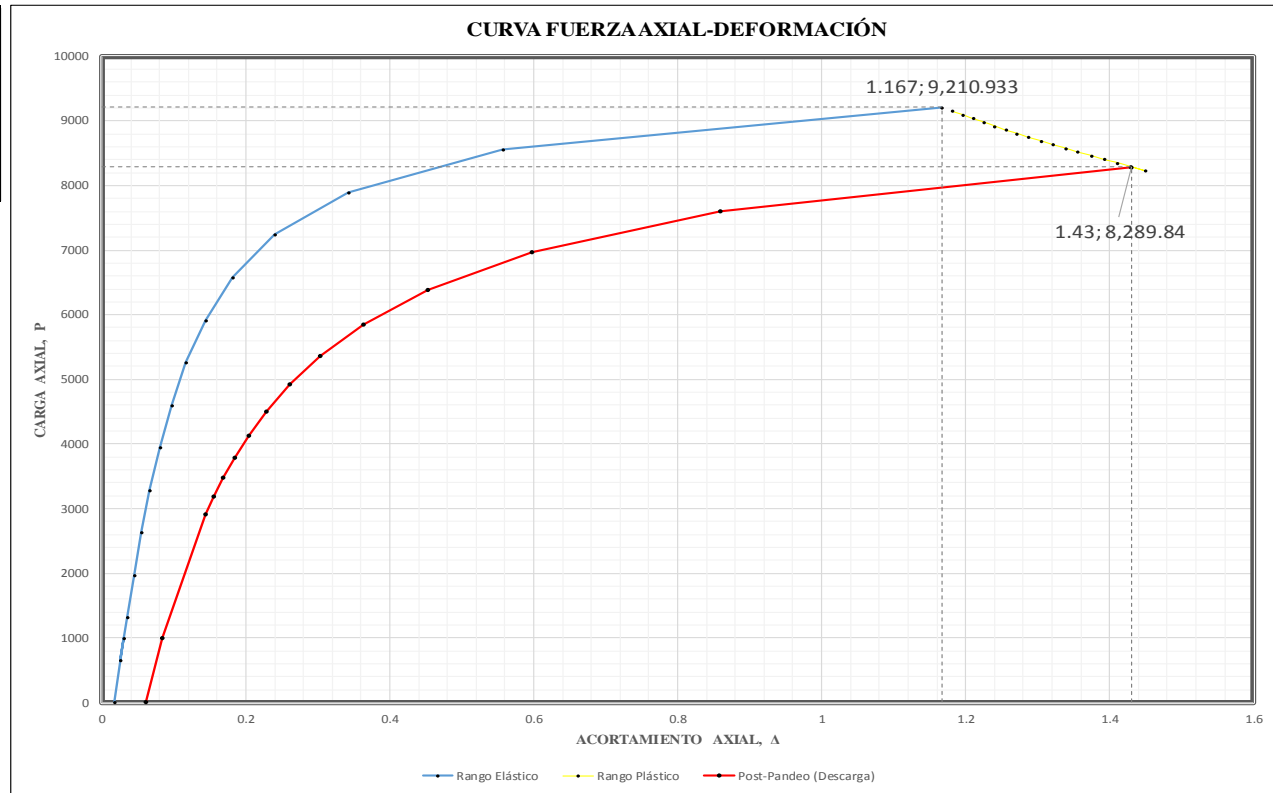


Gráfico 16.- Curva Fuerza-Deformación para Elemento tipo L100x10

En la Gráfica a continuación se detalla la relación fuerza-deformación de un perfil tipo L. Nótese que en esta grafica se muestran las tres zonas características, zona elástica, plástica y zona de descarga, se dan los valores para los puntos en que la carga es máxima así como también el valor de carga ultima o de colapso, a partir de la cual el elemento comienza a perder resistencia hasta descargarse completamente.

DATOS			
Sección			
b	60 cm	r	1.18 cm
l	60 cm	A	19 cm ²
t	6 cm	Z	9.82
Long	178.687 cm		
Material			
E	2038901.9 kg/cm ²		
f _y	2531.051 kg/cm ²		

P	Ae	P	Ae
0	0.000563881	13594.31257	0.106840775
1000	0.005250837	13503.07557	0.107122482
1042.708538	0.005451332	13411.83858	0.107418699
2085.417077	0.010356111	13320.60158	0.107729825
3128.125615	0.015283764	13229.36458	0.108056271
4170.834154	0.020242252	13138.12758	0.108398465
5213.542692	0.025243325	13046.89059	0.108756846
6256.251231	0.030304911	13138.12758	0.108398465
7298.959769	0.035455475	13138.12758	0.108397006
8341.668307	0.040742421	12043.28362	0.083313267
9384.376846	0.046249498	11039.67665	0.069633881
10427.08538	0.052136212	10119.7036	0.060486585
11469.79392	0.05873782	9276.394963	0.053617226
12512.50246	0.066861612	8503.36205	0.048092937
13555.211	0.078884902	7794.748546	0.043460901
14597.91954	0.104598072	7145.186167	0.039473305
14506.68254	0.104743006	6549.753986	0.035980945
14415.44554	0.104898839	6003.941154	0.032886662
14324.20855	0.105065849	5503.612725	0.030122947
14232.97155	0.105244323	5044.978331	0.027640298
14141.73455	0.105434558	4624.56347	0.025400783
14050.49756	0.105636858	1000	0.007015005
13959.26056	0.10585154	0	0.002122434
13868.02356	0.10607893		
13776.78656	0.106319365		
13685.54957	0.106573193		

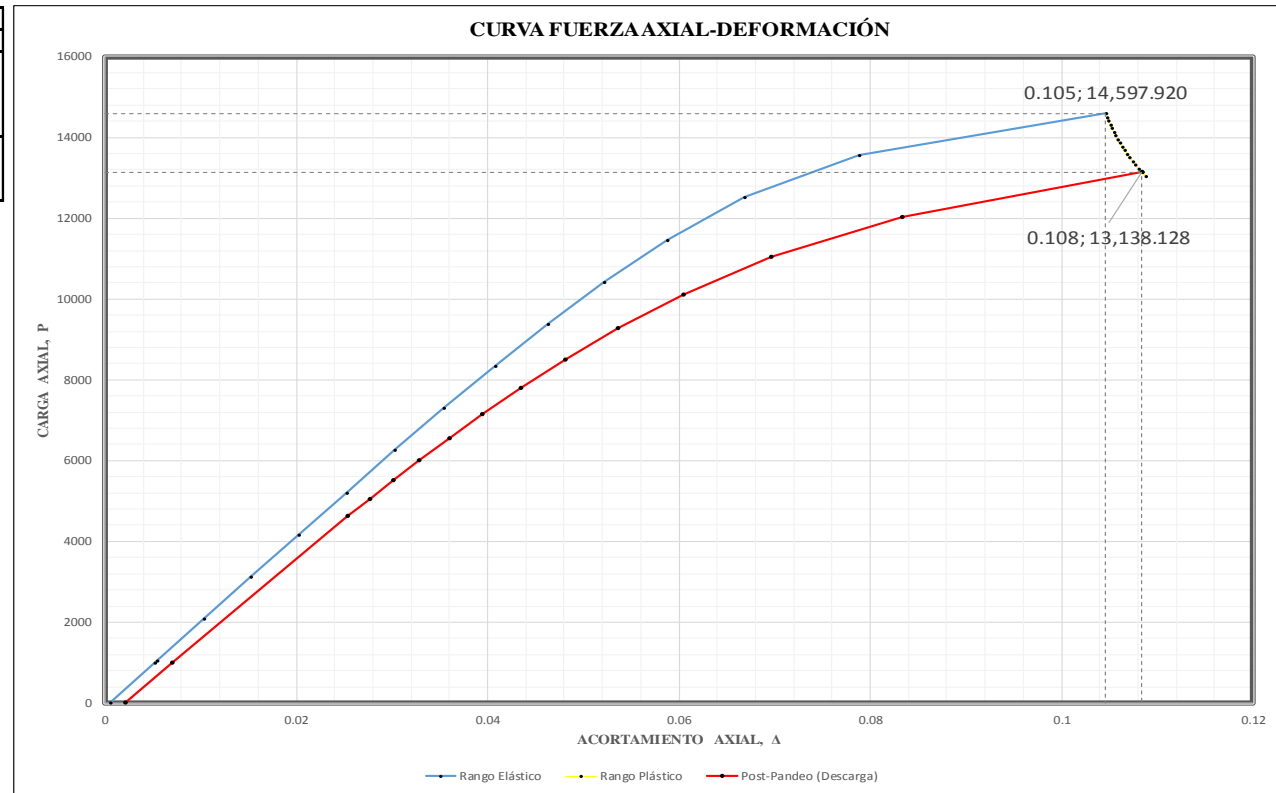


Gráfico 17.-Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L60x6

A continuación se muestra, la curva fuerza-deformación para el caso de una diagonal tipo L30x3. Véase las zonas y puntos característicos detallados en la gráfica.

DATOS			
Sección			
b	30 cm	r	0.59 cm
l	30 cm	A	1.71 cm ²
t	3 cm	Z	1.23
Long	93.77 cm		
Material			
E	2038901.9 kg/cm ²		
fy	2531.051 kg/cm ²		

P	Ae	P	Ae
0	0.00260226	1112.587706	0.232300227
80	0.005088626	1105.120675	0.235235393
85.33750382	0.005256782	1097.653643	0.238235254
170.6750076	0.007991307	1090.186611	0.241301589
256.0125115	0.010831386	1082.71958	0.244436241
341.3500153	0.013813749	1075.252548	0.247641116
426.6875191	0.016992611	1067.785517	0.250918185
512.0250229	0.020450696	1075.252548	0.247641116
597.3625268	0.024319327	1075.252548	0.247640493
682.7000306	0.028817193	985.6481692	0.153664387
768.0375344	0.034330633	903.5108217	0.110038414
853.3750382	0.04159533	828.2182532	0.085558057
938.7125421	0.052157256	759.2000655	0.070053482
1024.050046	0.069737732	695.9333934	0.059378183
1109.38755	0.105287642	637.9389439	0.051570395
1194.725054	0.203829173	584.7773652	0.045597038
1187.258022	0.206154762	536.0459181	0.040867903
1179.79099	0.208528912	491.375425	0.037023328
1172.323959	0.210952864	450.4274729	0.033832302
1164.856927	0.213427898	412.8918501	0.031139781
1157.389896	0.215955338	378.484196	0.028837744
1149.922864	0.21853655	200	0.018747624
1142.455832	0.221172944	0	0.009731688
1134.988801	0.223865977		
1127.521769	0.226617155		
1120.054738	0.229428036		

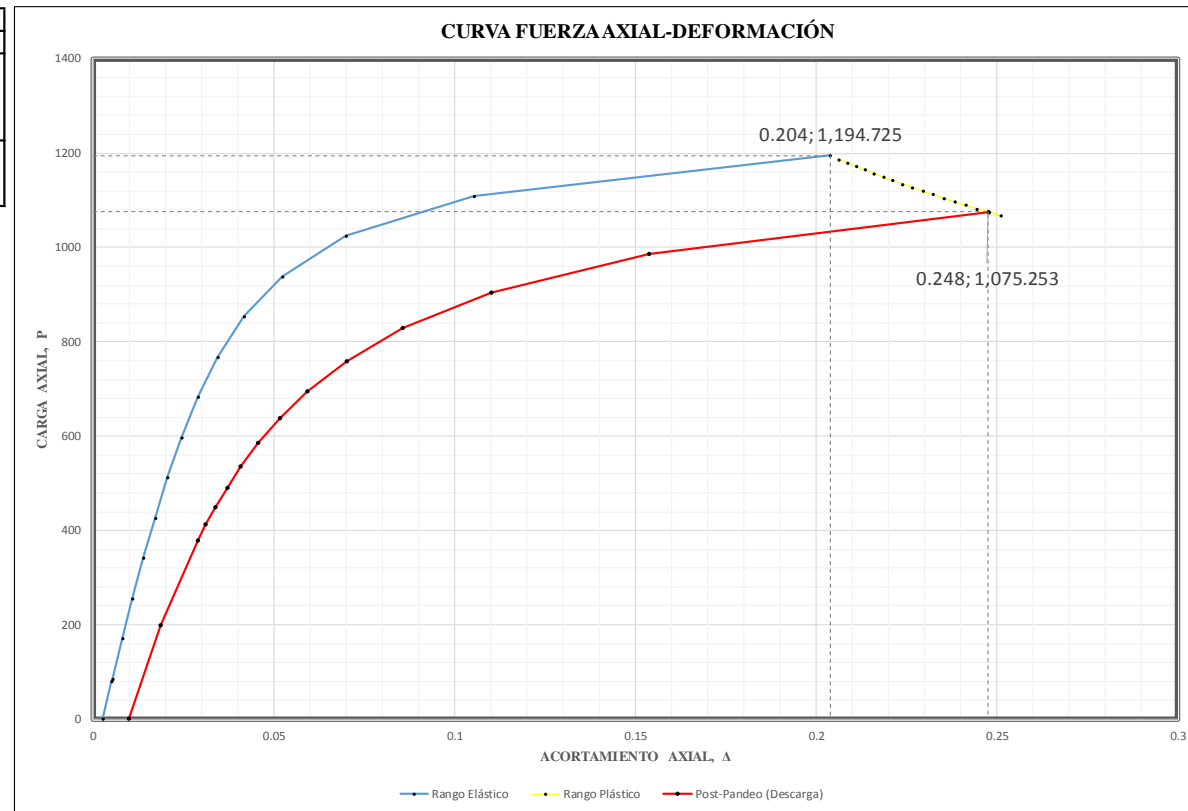


Gráfico 18.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L30x3

En la gráfica siguiente se muestran los puntos característicos para el caso típico de un perfil tipo horizontal L65x6 sometido a compresión, considerando las zonas elástica, plástica y post pandeo dentro de la curva fuerza-deformación.

DATOS			
Sección			
b	65 cm	r	1.28 cm
l	65 cm	A	7.44 cm ²
t	6 cm	Z	11.6
Long	209.501 cm		
Material			
E	2038901.9 kg/cm ²		
fy	2531.051 kg/cm ²		

P	Δe	P	Δe
0	0.006298819	4564.388782	0.551565486
1000	0.023153681	4533.7553	0.558602515
350.0969344	0.012003766	4503.121819	0.565793277
700.1938688	0.017902367	4472.488337	0.573142003
1050.290803	0.024056463	4441.854855	0.58065307
1400.387738	0.030554956	4411.221373	0.588331011
1750.484672	0.03752907	4380.587891	0.596180515
2100.581606	0.045179038	4411.221373	0.588331011
2450.678541	0.053822724	4411.221373	0.588331659
2800.775475	0.063989446	4043.619592	0.362482442
3150.872409	0.076614312	3706.651293	0.257958459
3500.969344	0.093477959	3397.763685	0.199542047
3851.066278	0.11832217	3114.616711	0.162718027
4201.163213	0.160153498	2855.065319	0.137492445
4551.260147	0.245474177	2617.143209	0.11913869
4901.357081	0.48322501	2399.047941	0.105169151
4870.7236	0.488813621	2199.12728	0.094163835
4840.090118	0.49451761	2015.866673	0.085258434
4809.456636	0.500339927	1847.877784	0.077898621
4778.823154	0.506283617	1693.887968	0.071713034
4748.189673	0.512351826	1552.730638	0.066443508
4717.556191	0.518547798	1000	0.048623845
4686.922709	0.524874889	0	0.023470453
4656.289227	0.531336563		
4625.655746	0.5379364		
4595.022264	0.544678099		

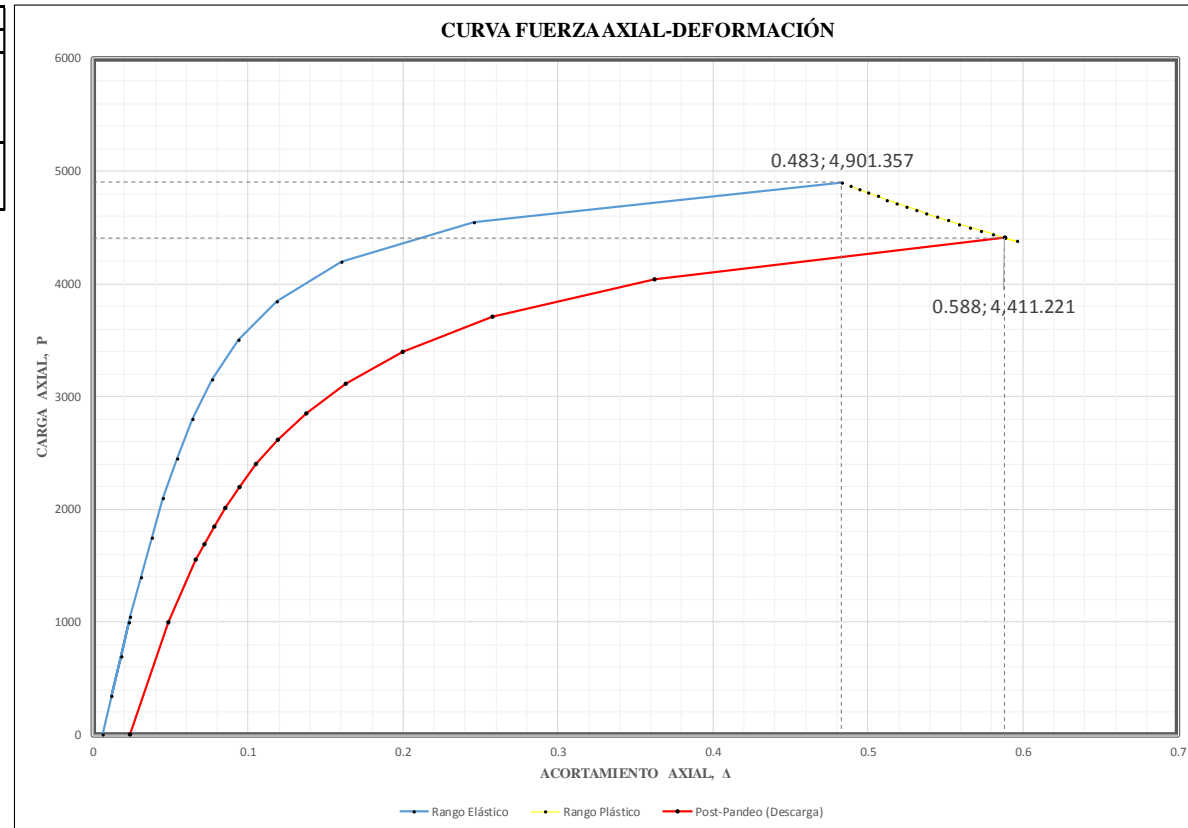


Gráfico 19.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo L65x6

A continuación se muestra la curva fuerza deformación para un montante tipo UVE 80x80x8. Véase así las zonas características de esta gráfica.

DATOS			
SECCION TIPO UVE			
a	80 mm	r	2.28 cm
b	80 mm	A	14.2 cm ²
t	8 mm	Z	28.5
Long	600 cm		
Material			
E	2038901.9 kg/cm ²		
fy	2531.051 kg/cm ²		

P	Ae	P	Ae
0	0.02745158	3364.947937	2.161847981
1000	0.068546067	3342.364394	2.190301022
258.0976366	0.036580004	3319.780851	2.219347777
516.1952732	0.046552653	3297.197307	2.249004616
774.2929098	0.057638713	3274.613764	2.27928848
1032.390546	0.070225597	3252.030221	2.310216902
1290.488183	0.084885125	3229.446678	2.341808032
1548.58582	0.102489826	3252.030221	2.310216902
1806.683456	0.124424767	3252.030221	2.310294666
2064.781093	0.152996331	2981.027703	1.366426348
2322.878729	0.192278795	2732.608727	0.936533022
2580.976366	0.250029744	2504.891333	0.701435226
2839.074002	0.342548539	2296.150389	0.557056079
3097.171639	0.509059033	2104.804523	0.460994975
3355.269276	0.86492791	1929.404146	0.393233325
3613.366912	1.883873082	1768.620467	0.343266456
3590.783369	1.906734011	1621.235428	0.305124255
3568.199826	1.930040272	1486.132476	0.275194626
3545.616283	1.953803277	1362.288103	0.251178906
3523.032739	1.978034806	1248.764094	0.231551961
3500.449196	2.002747023	1144.70042	0.215265744
3477.865653	2.027952487	1000	0.194919614
3455.28211	2.053664171	0	0.099935389
3432.698567	2.079895478		
3410.115023	2.106660259		
3387.53148	2.133972827		

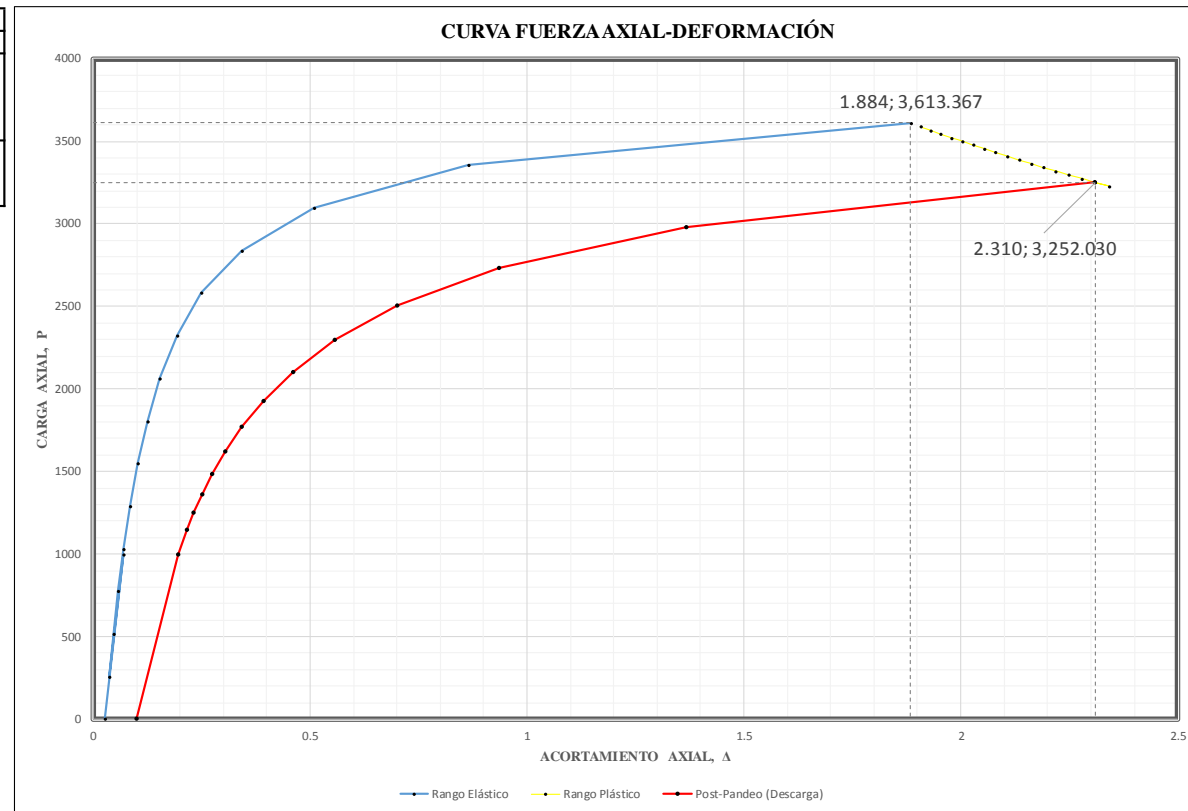


Gráfico 20.- Curva Fuerza-Deformación Perfil Tipo UVE 80x80x8

6.7.1.6.2 PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL

El objetivo primordial del Procedimiento Estático No Lineal es realizar un riguroso análisis del comportamiento y la capacidad de los elementos diseñados, a través de la verificación de la resistencia de estas secciones a las solicitaciones, permitiendo establecer en una modelación global el comportamiento demanda-capacidad de la estructura.

a) GENERALIDADES

La modelación de la curva de capacidad de la estructura implica el análisis a profundidad del comportamiento dentro de los rangos; elástico y plástico hasta llegar al colapso de la estructura en estudio. El Procedimiento Estático No Lineal conlleva que el diseñador tenga en claro parámetros de trascendental importancia para plantear correctamente las condiciones de evaluación estructural. Así pues, en los párrafos siguientes, se detalla estos condicionantes:

b) VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca de esta, puesto que implica al conjunto de parámetros que podrían predecir la posible formación de un daño o fallo estructural así como también la capacidad resistente de la estructura a demandas probables de sismo; es decir la vulnerabilidad sísmica es una característica propia del comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo descrito a través de la ley Causa-Efecto, donde la causa es el sismo y el daño es el efecto.

c) PELIGROSIDAD SÍSMICA

Se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de intensidad del movimiento del suelo (aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad), producido por sismos, en una determinada región y durante un periodo

de tiempo dado. El parámetro fundamental para el diseño de estructuras es la aceleración máxima del suelo esperada para la zona en la que se ejecutará el proyecto en estudio.

d) NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño permite describir el estado de límite de daño, representando una condición tope fundamentada en base a tres aspectos fundamentales.

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes de la estructura.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la estructura, inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la estructura posterior al movimiento sísmico

Entonces de acuerdo a los conceptos antes nombrados Visión 2000 plantea los siguientes niveles:

Tabla 88.- Definición del desempeño estructural según Visión 2000

VISIÓN 2000	DESCRIPCIÓN
Completamente Operacional	La estructura permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en función inmediatamente.
Operacional	No hay daño significativo en la estructura la misma se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El Edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de Vida	Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial de rigidez pero tiene un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros pero con daño. La Estructura podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.
Cercano al Colapso	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un margen pequeño para llegar al colapso.

e) MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los efectos directos que trae consigo la amenaza de sismo pueden ser: vibración del terreno, licuefacción de suelo, asentamientos diferenciales, desprendimientos de masas de tierra y efectos indirectos tales como incendios, maremotos. Cada uno de estos efectos incide directamente en el nivel de desempeño esperado.

La influencia de los efectos sobre el desempeño, está en función de diferentes condicionantes, tales como la magnitud del sismo, la distancia focal, la dirección de propagación de onda, y las características geológicas de la zona. Lo que implica que cada uno los componentes de la amenaza deberán ser investigados a profundidad como parte del proceso de la ingeniería basada en desempeño.

Para permitir la aplicación práctica y directa del diseño basado en desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. A estos eventos sísmicos se denominan “*Movimientos sísmicos de diseño*”. Así en la tabla mostrada a continuación, detalla a los movimientos sísmicos de diseño expresados en términos de un intervalo de ocurrencia o de una probabilidad de excelencia.

Tabla 89.- Movimientos sísmicos de diseño. [SEAOC Visión 2000 Committee, 1995]

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

f) OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

El comité Visión 2000 establece una clasificación de las estructuras en función de la importancia durante y después del sismo.

1. Estructuras básicas.
2. Estructuras esenciales, que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto.
3. Estructuras críticas, que contienen materiales peligrosos.

Considerando esta clasificación, en la tabla que se muestra a continuación, se establece los objetivos de desempeño para los diferentes sismos de diseño.

Tabla 90.- Objetivos recomendados de desempeño sísmico, [SEAOV Visión Committee, 1995]

Movimiento sísmico de diseño	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Completamente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

0 Desempeño inaceptable
1 Estructuras básicas
2 Estructuras esenciales
3 Estructuras de seguridad crítica

g) DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO

El diseño por desempeño sísmico se fundamenta en la elección de esquemas de evaluación adecuados que faciliten el dimensionamiento de los diferentes miembros componentes de una estructura, los cuales para determinados niveles de movimiento del suelo y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán sobrepasar determinados estados límite.

Es así que, de acuerdo a la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el comité Visión 2000 el cual introduce los conceptos de Diseño por Desempeño, estableciendo que esta ingeniería no solo involucra aspectos directamente relacionados al diseño, sino que incluyen también la consideración de todas las actividades que se ejecutarán en el proceso de construcción y mantenimiento, lo cual permitirá que las estructuras muestren un desempeño predecible cuando se presenten sismos de diferentes magnitudes.

En efecto, la cuantificación del desempeño se realiza en términos de cantidad de daño de la estructura en estudio afectada por un movimiento de origen sísmico y los impactos que se generaran en las actividades a posterior de la ocurrencia del movimiento telúrico.

h) PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO

Así tomando en cuenta los conceptos antes mencionados, la ingeniería basada en el desempeño sísmico es un proceso sistemático, que empieza con el planteamiento inicial del proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Lo que conlleva a que en el proceso se incluyan un procedimiento de diseño, listado a continuación:

1. Selección de los objetivos de desempeño.
2. Determinación conveniencia del sitio.
3. Diseño conceptual.
4. Diseño preliminar.
5. Diseño Final.
6. Chequeos de aceptabilidad durante el diseño.
7. Revisión del diseño.
8. Control de calidad durante la construcción.
9. Mantenimiento durante la vida útil de la estructura.

Es decir, cada uno de los pasos es crítico para el diseño exitoso, que será encaminado a los niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. En el Gráfico 21, se muestra el diagrama establecido por el comité Visión 2000, para la ingeniería basada en desempeño.

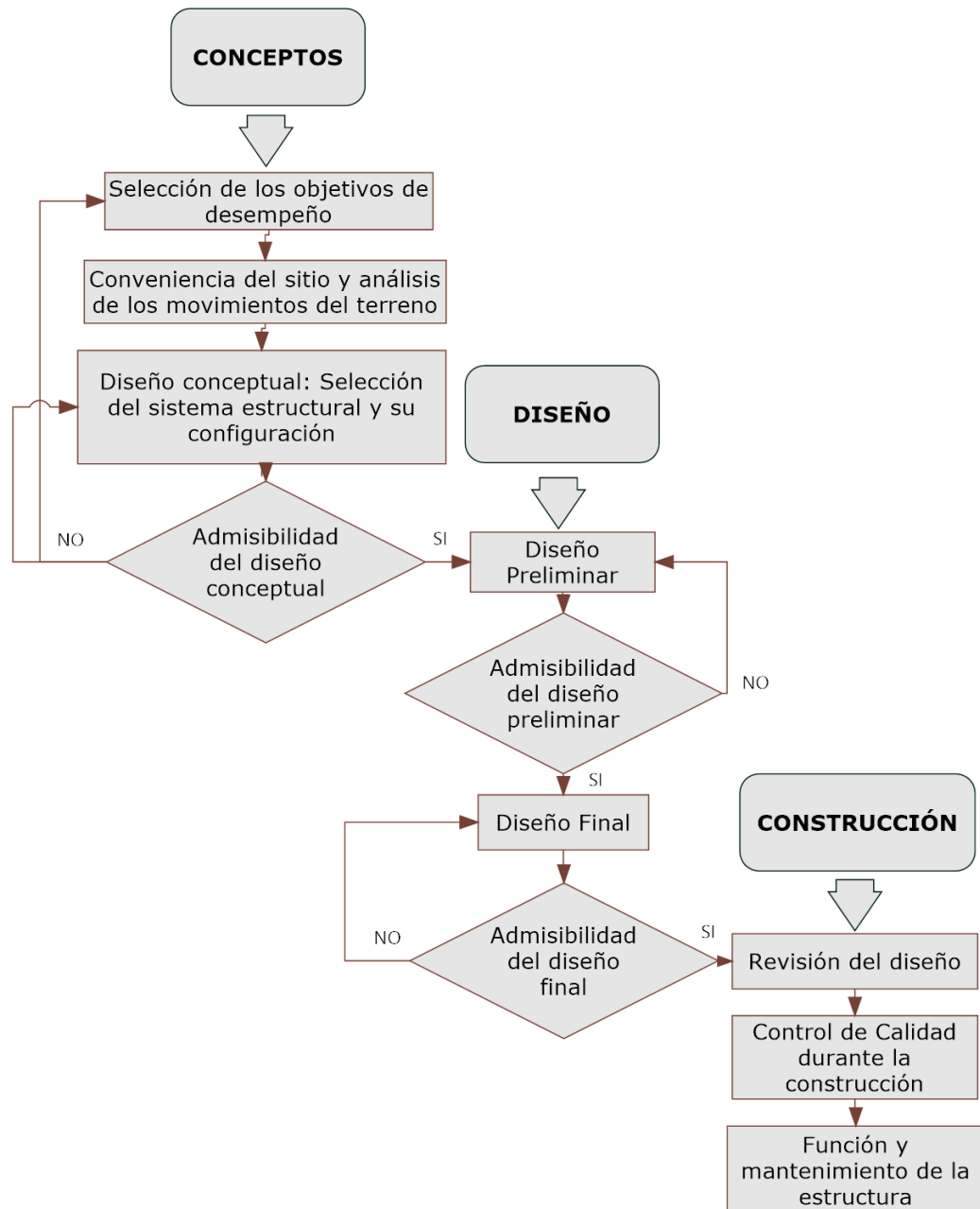


Gráfico 21.- Diagrama conceptual de la ingeniería basada en el desempeño, [SEAOC Visión 2000 Committee, 1995]

i) DESEMPEÑO ESTRUCTURAL, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El procedimiento de diseño por desempeño, implica que los diseño conceptuales, preliminares y finales estén concluidos, así estos condicionantes ya se desarrollaron en páginas anteriores dentro de este documento investigativo. Por lo que a continuación se procede con los chequeos de aceptabilidad durante el diseño.

CHEQUEOS DE ACEPTABILIDAD DEL DISEÑO

Conociendo que las secciones de diseño cumplen los requisitos que establece la normativa, es también necesario chequear las derivas de piso, teniendo como precepto que la deriva inelástica de entrepiso será considerada de acuerdo a la tabla mostrada a continuación:

Tabla 91.- Deriva inelástica máxima, [NEC]

TIPO DE ESTRUCTURA	Δ_M MÁXIMA
Hormigón Armado, estructuras metálicas y madera	0.02
Mampostería	0.01

Considerando que la NEC establece $\Delta_M = 0.75 R \Delta \leq \Delta_M \text{ MÁXIMA}$, por lo que se tiene:

Tabla 92.- Chequeo de la deriva inelástica

CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO									
TRAMO	h	dx	dy	Δx	Δy	ΔM_x	ΔM_y	Chequeo	Chequeo
	m	cm	cm					$\Delta x < 0.02$	$\Delta x < 0.02$
7	6	6.566	6.567	0.00072	0.00073	0.00162	0.00164	OK	OK
6	6	6.134	6.130	0.00101	0.00101	0.00226	0.00228	OK	OK
5	6	5.531	5.523	0.00128	0.00125	0.00288	0.00282	OK	OK
4	6	4.763	4.771	0.00205	0.00207	0.00461	0.00465	OK	OK
3	6	3.533	3.532	0.00227	0.00227	0.00511	0.00511	OK	OK
2	6	2.171	2.169	0.00244	0.00244	0.00548	0.00549	OK	OK
1	6	0.709	0.705	0.00118	0.00118	0.00266	0.00264	OK	OK

Posteriormente se procede al chequeo de la estabilidad de la estructura a través del índice de estabilidad Q_i , establecido en la NEC a través de la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (102)$$

Donde, P_i es la suma de la carga total sin mayorar correspondiente a carga muerta y viva Δ_i , la deriva de piso V_i , el cortante basal correspondiente al nivel en estudio, h , la altura de entrepiso y Q_i , el índice de estabilidad y deberá ser menor a 0.30. Además, no necesita ser considerado un análisis de efectos P-delta si el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$. Por lo tanto, considerando estos preceptos se resume estos chequeos en la Tabla 93 mostradas a continuación:

Tabla 93.- Chequeo del índice de estabilidad y consideración de efectos P-delta.

CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO X									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	6.566	0.00072	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
6	6	684.39	632.980	100	6.134	0.00101	0.0011	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
5	6	1013.71	653.523	100	5.531	0.00128	0.0010	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
4	6	1303.24	761.600	100	4.763	0.00205	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
3	6	1313.16	822.445	100	3.533	0.00227	0.0016	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
2	6	1176.83	976.078	100	2.171	0.00244	0.0022	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
1	6	2235.54	1134.550	100	0.709	0.00118	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO Y									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	6.567	0.00073	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
6	6	684.39	632.980	100	6.13	0.00101	0.0011	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
5	6	1013.71	653.523	100	5.523	0.00125	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
4	6	1303.24	761.600	100	4.771	0.00207	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
3	6	1313.16	822.445	100	3.532	0.00227	0.0016	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
2	6	1176.83	976.078	100	2.169	0.00244	0.0022	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ
1	6	2235.54	1134.550	100	0.705	0.00118	0.0006	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P-Δ

Chequeado una vez el diseño estructural y las secciones de diseño cumplen los condicionantes de diseño se procede a la modelación en software de la estructura, considerando las secciones finales de diseño (véase planos finales), considerando que esta vez las secciones únicamente serán chequeadas dentro de la interfaz del software especializado.

NUDO DE CONTROL

Considerando la normativa FEMA 356, en la que establece que el nudo de control de desplazamiento deberá estar localizado en el centro de masas del último piso de la estructura, se tiene que el nudo de control para el presente caso de estudio corresponde al nudo 22, que en la figura se muestra:

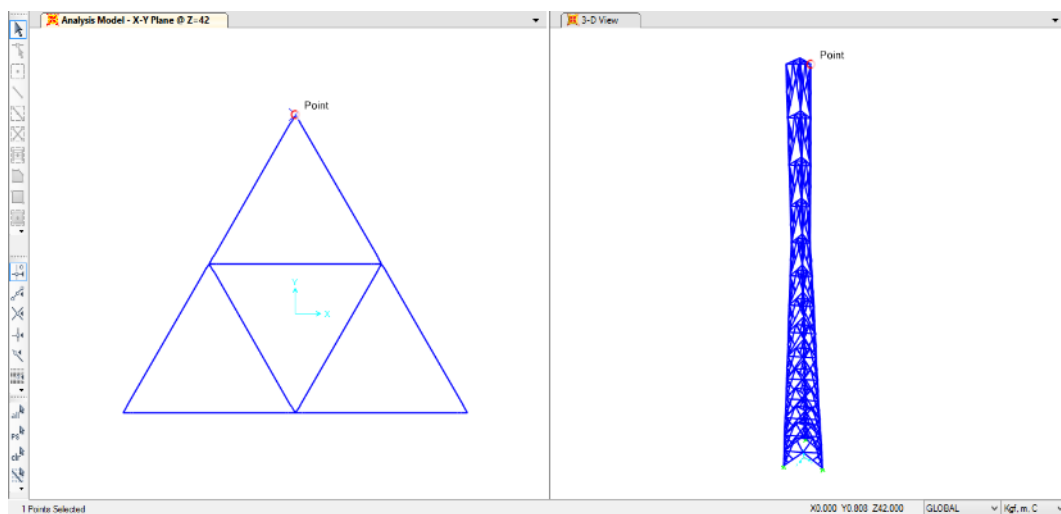


Figura 92.- Ubicación de nudo de control de desplazamiento.

CASOS DE CARGA, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

De acuerdo a la NEC-SE-DS en la sección 6.1.7 relacionada a la carga sísmica reactiva y en concordancia con la FEMA 356, se establece que, se cuantificará la carga muerta en su totalidad es decir al 100% mientras que la carga viva a un 25%, cumpliendo la expresión que a continuación se indica:

$$W = D + 0.25Li \quad (103)$$

Así, se procede a definir un caso de carga Estático No Lineal correspondiente a las cargas estáticas, con las consideraciones mostradas en la figura citada a continuación.

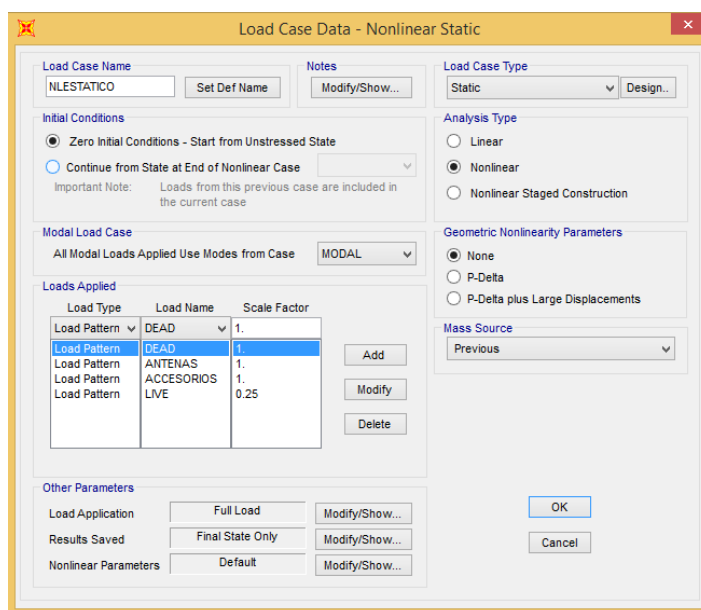


Figura 93.- Definición de caso de carga Estática No Lineal

Así también se define un caso no lineal estático, considerando la carga sismo, véase la figura siguiente:

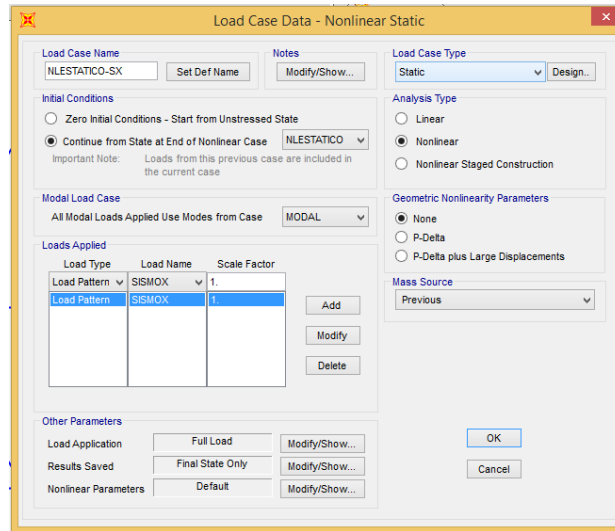


Figura 94.- Definición de carga no lineal estática

Definido los casos de carga no lineal, proceder a definir los parámetros para la determinación de la curva de capacidad o Pushover.

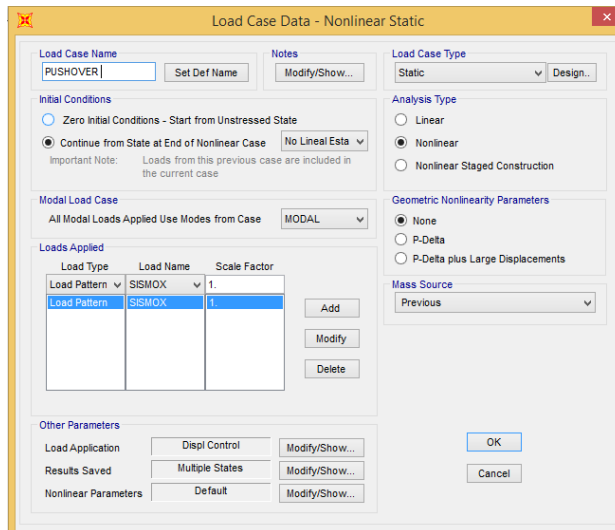


Figura 95.- Definición de caso de carga No Lineal Pushover

Definidos los parámetros iniciales para el Caso de Pushover, es necesario también definir otros condicionantes, tales como el nudo de control, y la magnitud de desplazamiento a controlar, el último deberá tener un valor de deriva del 4% de acuerdo a la sección 3 del FEMA 356, este procedimiento se muestra en la Figura 96:

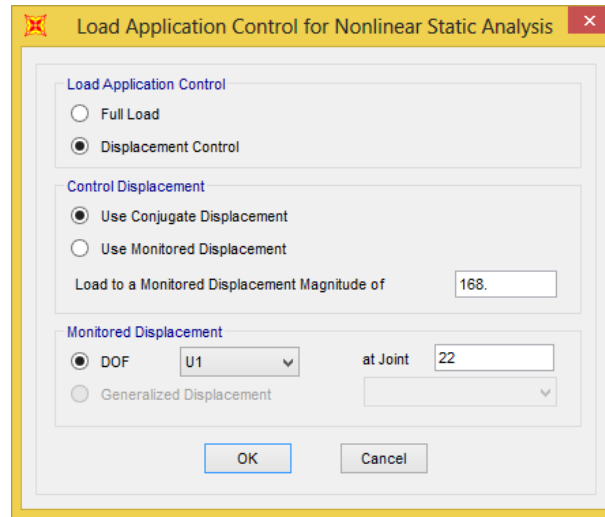


Figura 96.- Definición de parámetros para control de desplazamiento

Además se definirá el número máximo de pasos en el proceso iterativo que serán guardados, considerando la selección de la opción Múltiple States, tal como se indica en la figura a continuación:

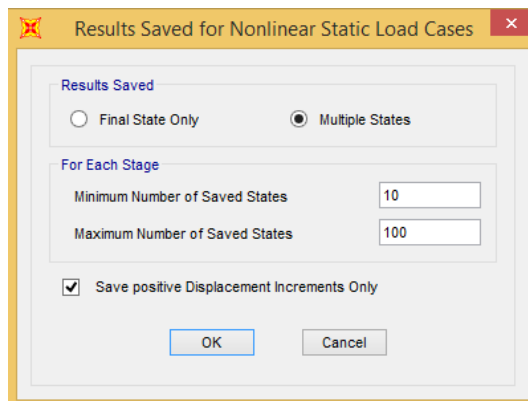


Figura 97.- Definición de mínimo y máximo número de pasos guardados

Finalmente, se procede a modificar los parámetros de No Linealidad, específicamente en el método de descarga de las rotulas plásticas seleccionando la opción Restart Using Secant Stiffnes, pues de acuerdo a la normativa FEMA 356 indica que se presentaran mejores resultados si se utiliza el método de carga y descarga considerando reiniciar con la rigidez secante, en la Figura 98 se indica la definición de esta condición:

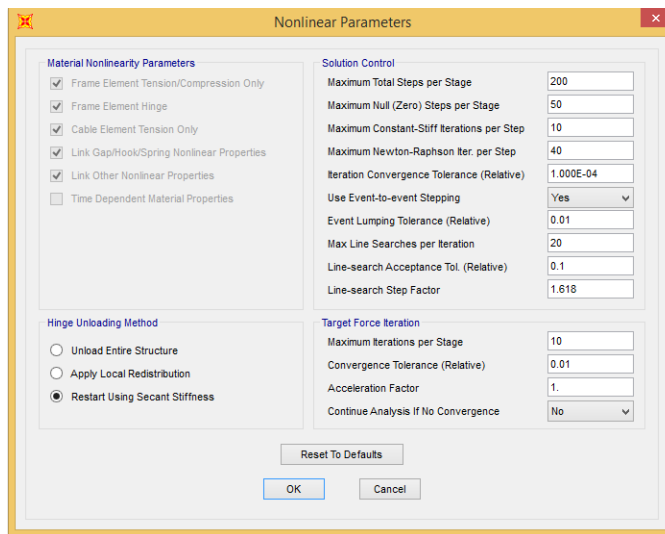


Figura 98.- Definición de parámetros de No Linealidad

DEFINICIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS

La FEMA 356 establece parámetros de criterios de aceptación para procedimientos no lineales en componentes estructurales de acero a través de la tabla 5-7 que en la norma cita, en la cual se establecen valores de acuerdo a la Figura 99 Así tomando en cuenta estas condiciones se definen las articulaciones plásticas para el presente caso de estudio.

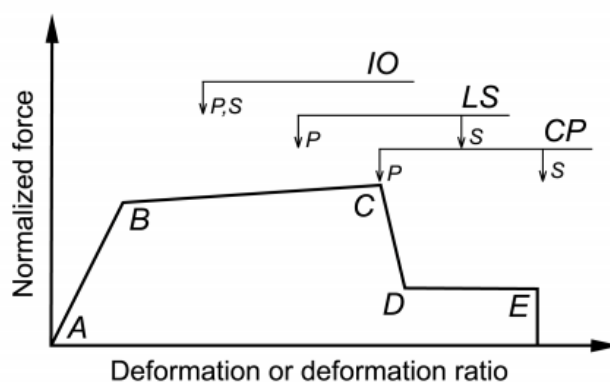


Figura 99.- Curva Normalizada Fuerza-Deformación para definición de articulaciones plásticas

Se procede a definir una articulación plástica para acero, tal como muestra la figura a continuación:

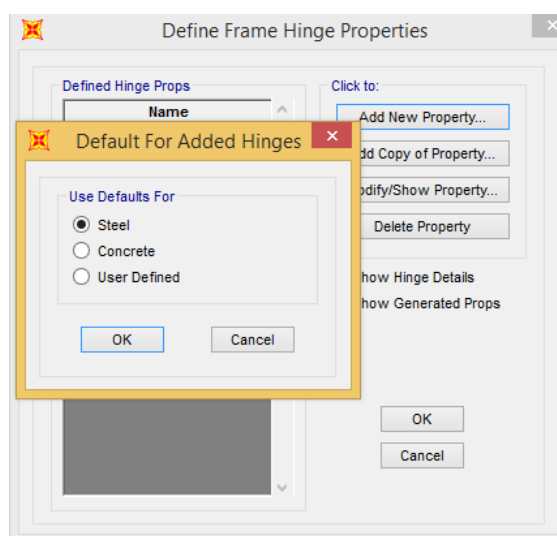


Figura 100.- Creación de articulación plástica para material de acero

Seleccionar el tipo de articulación a utilizar, para el caso presente de estudio, se considera una articulación dúctil con deformación controlada para condiciones Axiales, esto fundamentado en la sección 5.6.2.4 de la FEMA 356 que establece que para el caso de pórticos de acero arriostrados sometidos a cargas axiales de tensión y compresión se aplicara la tipología de articulación por deformación controlada, así en la figura indicada a continuación se muestra la asignación de este condicionante:

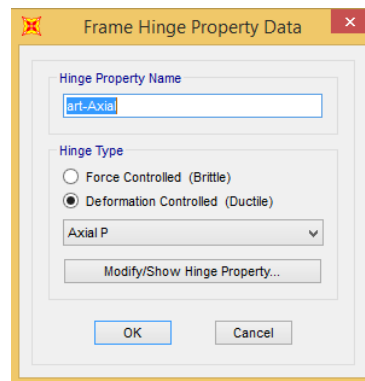


Figura 101.- Definición de tipo de Articulación plástica

Definidas las condiciones anteriores, al modificar las propiedades de la articulación plástica, el software mostrara una ventana similar a la que se indica en la Figura 102, dentro de la cual se ingresarán los parámetros de fuerza y desplazamiento de fluencia, los mismos que son dependientes de la sección transversal y materiales constitutivos del elemento a analizar.



Figura 102.- Propiedades de articulación plástica por defecto

Para la definición de los parámetros antes mencionados se recurre a un software de análisis de secciones transversales llamado XTRACT, el cual permite modelar la sección transversal con sus materiales constitutivos y realizar un análisis paso a paso dentro de los rangos elástico e inelástico permitiendo de este modo determinar valores tales como la fuerza efectiva y la deformación de fluencia.

Así, en la Figura 103 se muestra la ventana de modelación y la definición de materiales para una sección tipo UVE con acero A36, mientras que los resultados arrojados por el software para las diferentes secciones de diseño constituyentes de la torre, se muestra en el anexo 6.

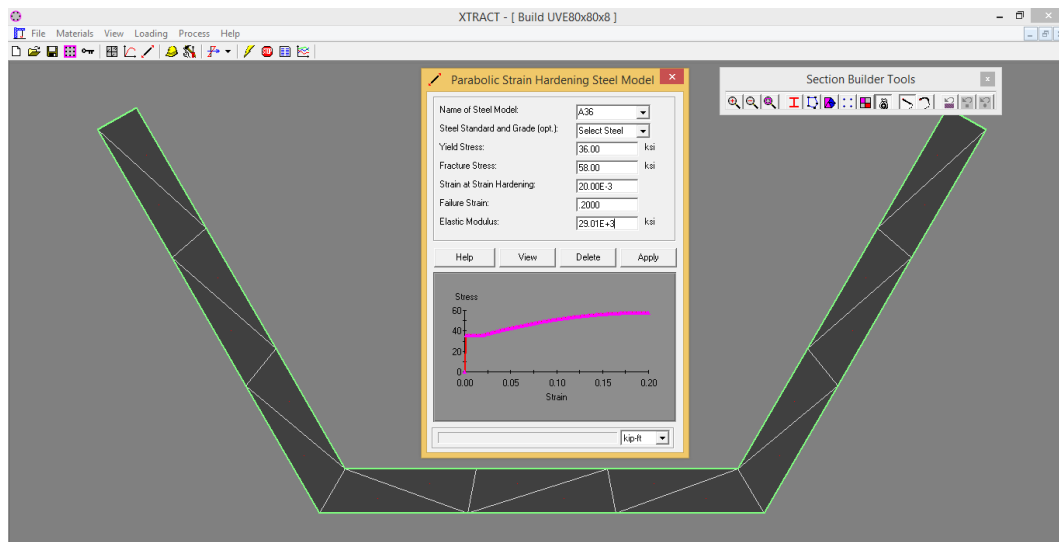


Figura 103.-Ventana con modelación de perfil tipo UVE utilizando software XTRACT.

Posterior a la modelación dentro del software XTRACT se podrá obtener los resultados del análisis y así definir las articulaciones para las diferentes secciones de diseño que constituyen la torre en estudio, dentro del software especializado de análisis y diseño estructural.

Así, tomando como punto de partida los criterios establecidos por Rogac, et al, (2012), publicación en la cual se establece la definición de articulaciones para el análisis plástico de una estructura de acero, se procede a definir las articulaciones para la torre en estudio, a manera de ejemplo se muestra la definición de estos

parámetros para un perfil tipo UVE 80x80x8 y para un perfil tipo L100x10, esto se indica en las figuras 104 y 105 respectivamente:

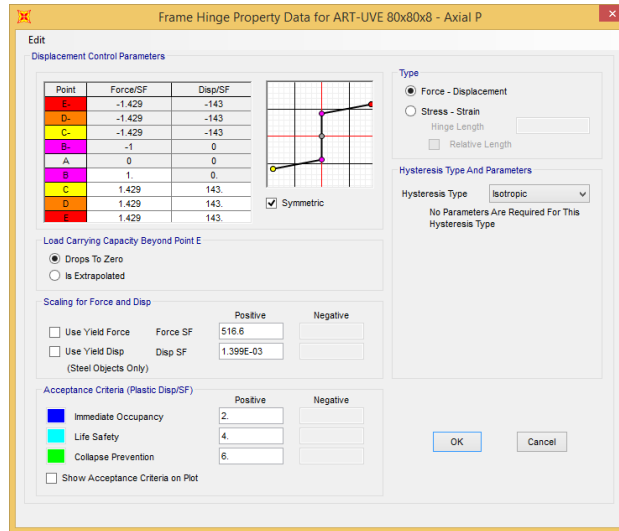


Figura 104.- Definición de articulación para sección UVE 80x80x8

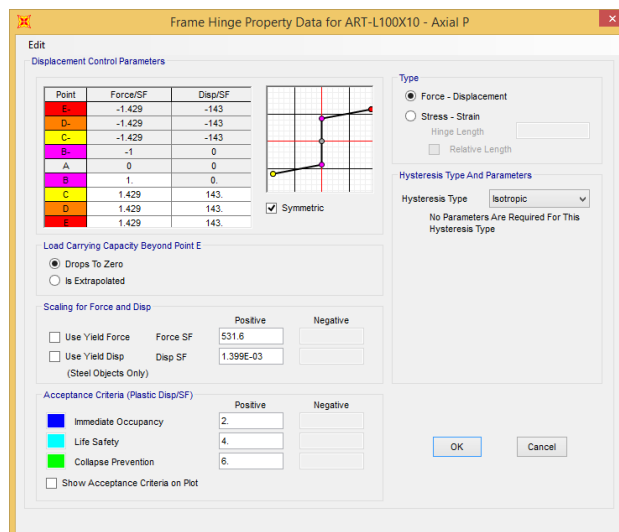


Figura 105.- Definición de articulación para sección L100x10

Definida la tipología de la articulación, se procede a asignar la propiedad “hinge” a los diferentes perfiles que constituyen la estructura, considerando que se asignara una articulación al inicio y al final de cada elemento a una distancia relativa de 0.05 y 0.95 respectivamente; en la figura mostrada a continuación se detalla:

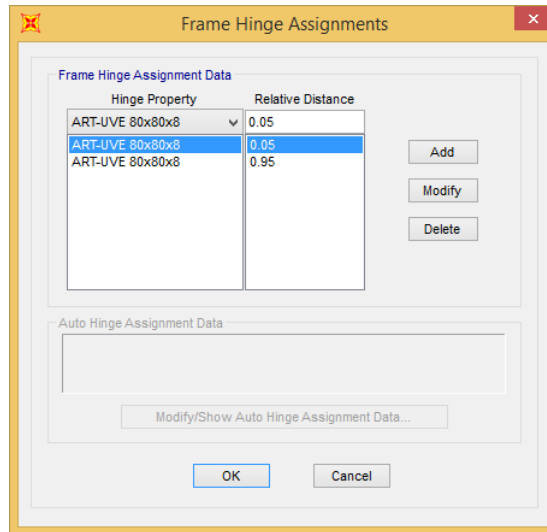


Figura 106.- Asignación de articulación plástica para sección UVE 80x80x8

Después de la asignación de las rotulas plásticas a las diferentes secciones de perfiles que constituyen el modelo, es necesario discretizar al modelo para que los resultados sean más precisos y se cumpla la recomendación de la FEMA 273 que indica el precepto antes mencionado, en la Figura 107 se muestra la definición para la discretización del modelo:

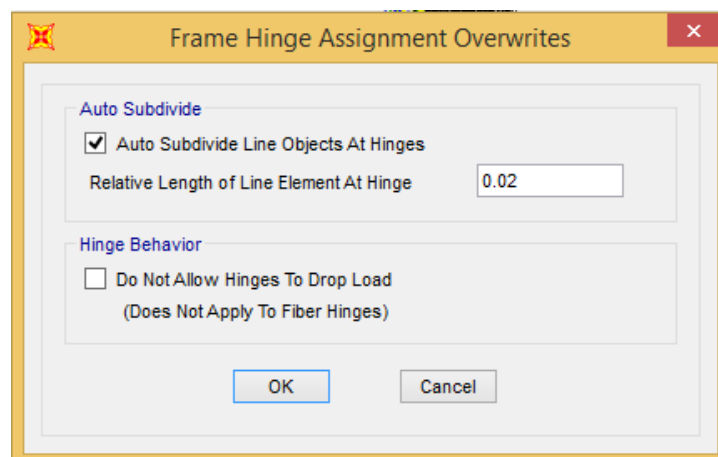


Figura 107.- Discretización de articulaciones plásticas

Finalmente, en la figura listada a continuación se muestra al modelo tridimensional con las articulaciones plásticas definidas.

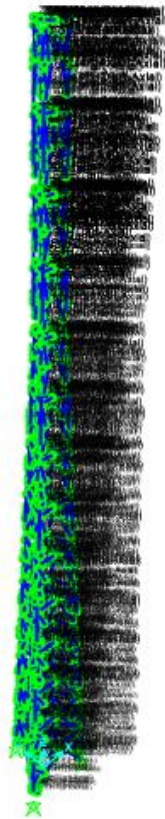


Figura 108.- Estructura con articulaciones plásticas asignadas

Finalmente se procederá a realizar el análisis estructural.

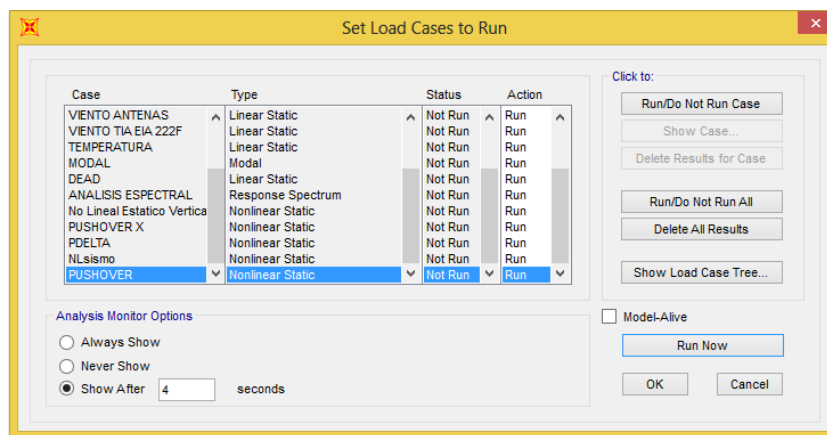


Figura 109.- Ventana de análisis

Después de lo cual el programa mostrara una ventana como la siguiente, la que indica que está realizando el análisis no lineal de la estructura:

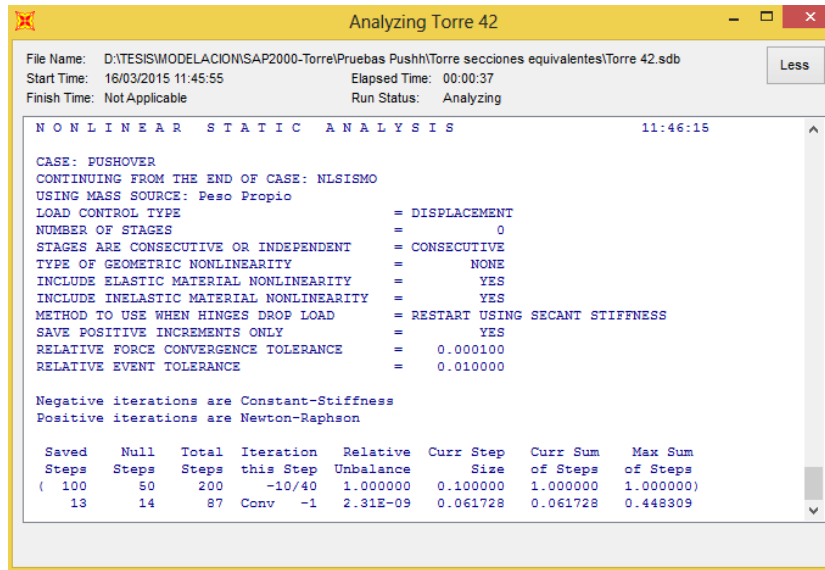


Figura 110.- Ventana de análisis de caso no lineal.

Luego de haber realizado el procedimiento antes detallado, se podrá obtener los resultados que arroja el software especializado de análisis. El primer dato a analizar es la curva de capacidad de la estructura (Pushover).

CURVA DE CAPACIDAD

La visualización de la gráfica que establece la relación de la carga aplicada con el desplazamiento global de la estructura o llamada también Pushover se realiza a través del menú Display/ Show Static Pushover Curve, permitiéndole al programa generar una gráfica como la que se muestra a continuación:

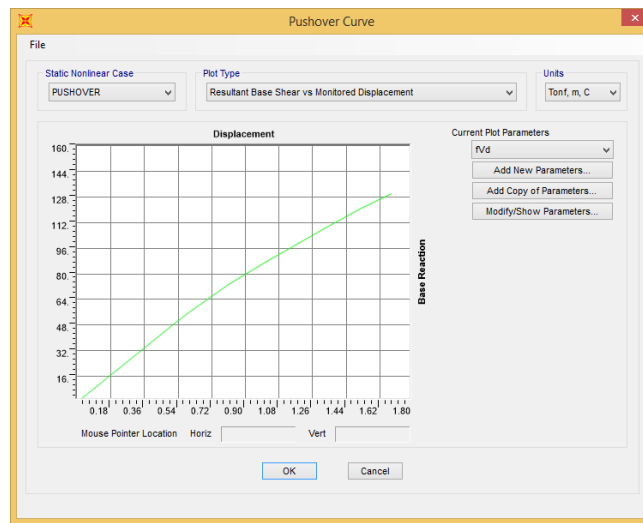


Figura 111.- Curva de capacidad de torre autoportada de 42m de altura

El software permite la exportación de los datos a una hoja electrónica en Excel, la cual facilita el manejo de los resultados, así realizando este proceso se podrá tabular estos resultados y mostrar la curva de capacidad de la estructura.

Así a continuación se muestra la tabulación y la gráfica correspondiente a la relación Fuerza vs Desplazamiento de la torre autosoportada de 42 m de altura.

Tabla 94.- Tabulación Fuerza-Desplazamiento para curva de capacidad

CURVA PUSHOVER		
Paso	Fuerza Basal	Desplazamiento
	Kgf	cm
0	0	0
1	15895.08	16.7969
2	31790.16	33.5969
3	47685.24	50.3969
4	55229.67	58.621
5	73092.17	80.7605
6	85388.11	98.2366
7	98078.13	116.7844
8	109301.37	133.7338
9	120218.92	151.2763
10	129967.75	167.9969

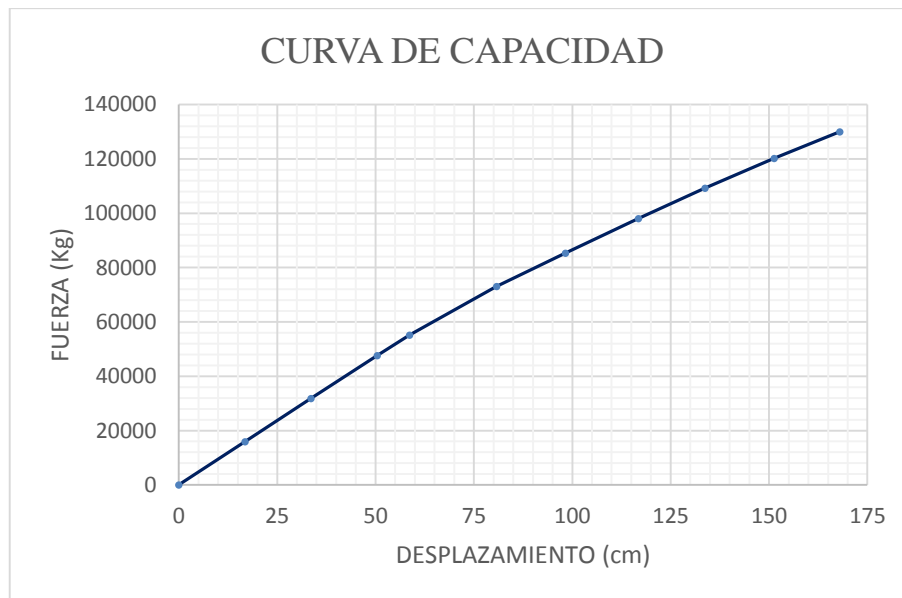


Gráfico 22.- Curva de capacidad de la estructura.

PUNTO DE DESEMPEÑO

Otro aspecto fundamental para determinar el desempeño estructural de la torre en estudio es conocer el punto de desempeño, para determinar esta característica es necesario contar con la curva de capacidad así como también los espectros de demanda.

Para la determinación del punto de desempeño el software especializado de análisis realiza el respectivo análisis a través de las consideraciones propuestas por el método planteado por la ATC-40.

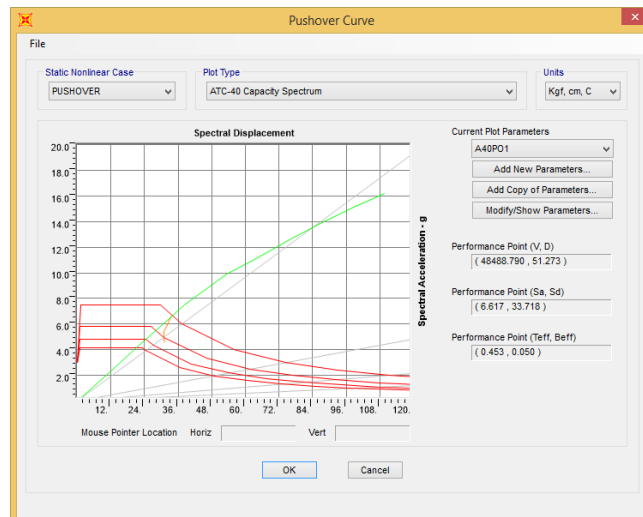


Figura 112.- Punto de desempeño según ATC-40

Sin embargo, es necesario personalizar las condiciones del espectro de demanda para la realidad del Ecuador, así será necesario utilizar los diferentes espectros de demanda establecidos por la NEC.

En consecuencia al precepto antes mencionado, se utilizara la opción agregar función la cual ya se definió en la parte de modelación y corresponde al espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años que corresponde a un sismo raro catalogado por la NEC así como también por el comité visión 2000; en lo

concerniente al factor de escala se utilizara el coeficiente de 981 considerando unidades kgf-cm.

Se utiliza como dato del amortiguamiento igual a 0.05 (5%), se define el periodo de la estructura calculado igual a 0.408 y el periodo T_{eff} que da el software de análisis igual a 0.476. Para clarificar este concepto véase la figura siguiente donde se ingresan cada uno de los datos:

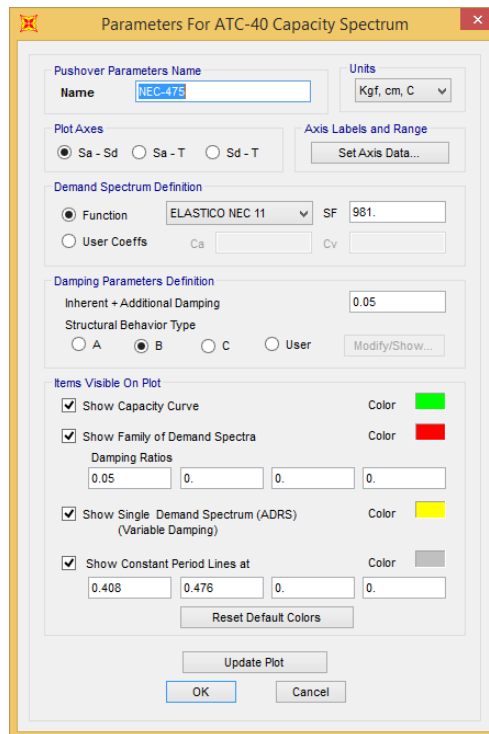


Figura 113.- Definición de parámetros para determinación de punto de desempeño

Definidos estos parámetros el programa mostrará resultados para las condiciones ingresadas.

Consecuentemente los resultados que el software muestra para las condiciones de sollicitación dadas por un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años se muestran en la Figura 114 mostrada a continuación

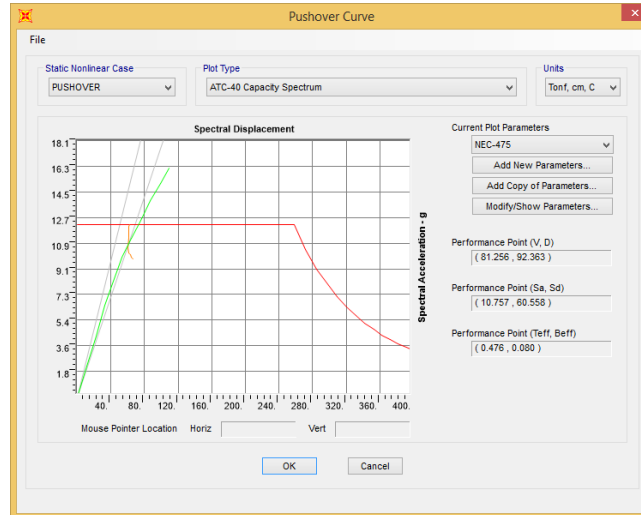


Figura 114.- Punto de desempeño para sismo raro (475 años)

De la Figura 114 se determina que el punto de desempeño se halla cuando existe un cortante basal de 81.256 Ton, generando un desplazamiento de 92.363cm, en el nudo de control

De la misma manera se procede a realizar el análisis no lineal para los diferentes periodos de retorno de los sismos de diseño. Para esto es necesario la definición de los diferentes espectros elásticos de diseño para lo cual se sigue el mismo procedimiento mostrado en la sección 6.7.1.2.4, por lo que en la gráfica siguiente se muestra la comparación de los diferentes espectros elásticos de diseño para diferentes periodos de retorno, mientras que los datos generados para la construcción de estas graficas se detallan en el anexo 3.

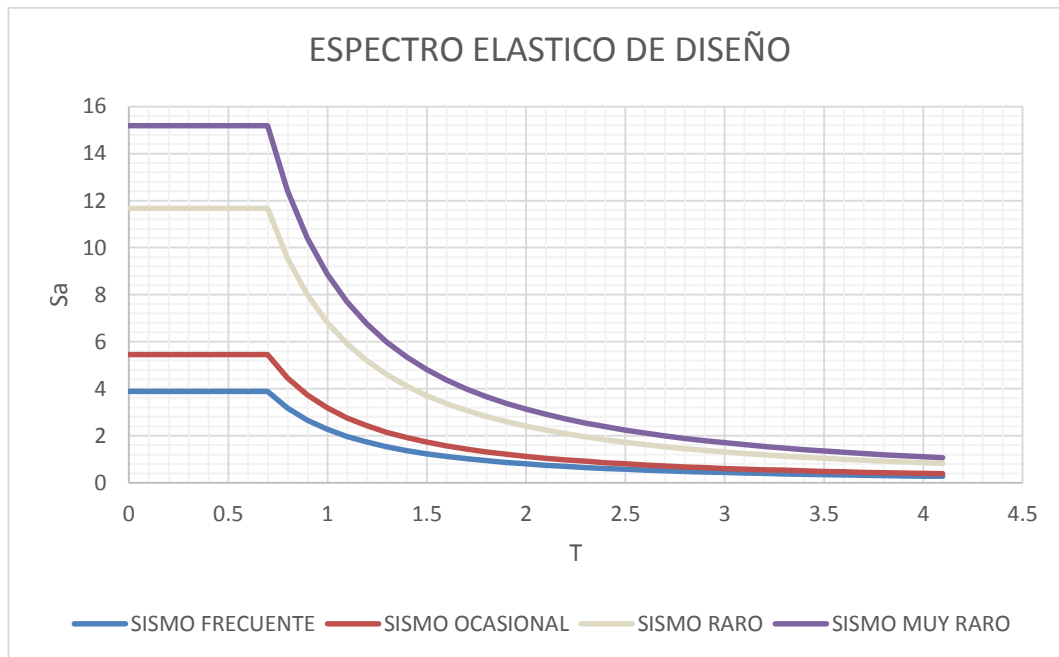


Gráfico 23.- Espectros de demanda elástica de diseño para diferentes periodos de retorno.

Nótese de la comparación de la gráfica anterior se evidencia con claridad que para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años se esperara pseudo-aceleraciones sobre 1.6g denotando de este modo que existirá una gran demanda sobre la estructura diseñada para este caso de análisis, consecuente y gradualmente la demanda disminuye con el periodo de retorno.

Entonces a partir de los anteriores espectros se analiza no linealmente a la estructura y se obtiene los resultados para los diferentes periodos de retorno.

Para el caso de análisis no lineal con la consideración de una demanda sísmica de un sismo frecuente:

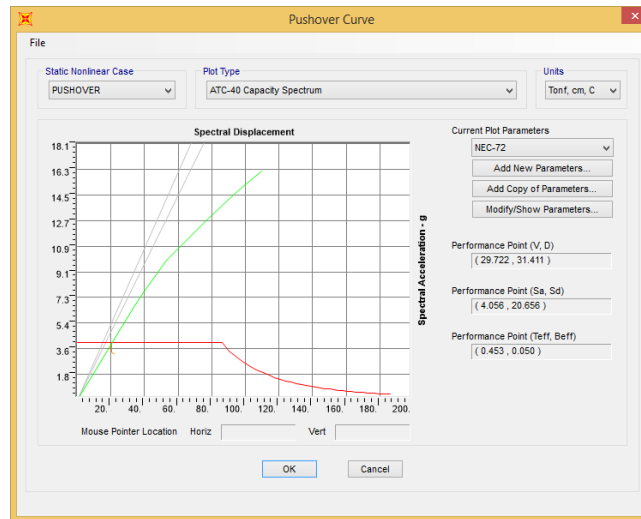


Figura 115.- Punto de desempeño para un periodo de retorno de 72 años

De la Figura 115 se concluye que el punto de desempeño de la estructura para un sismo frecuente corresponde a una fuerza basal de 29.722ton, generando un desplazamiento de 31.411cm en el nudo de control.

De igual manera el punto de desempeño de la estructura considerando el Análisis No lineal para un sismo ocasional:

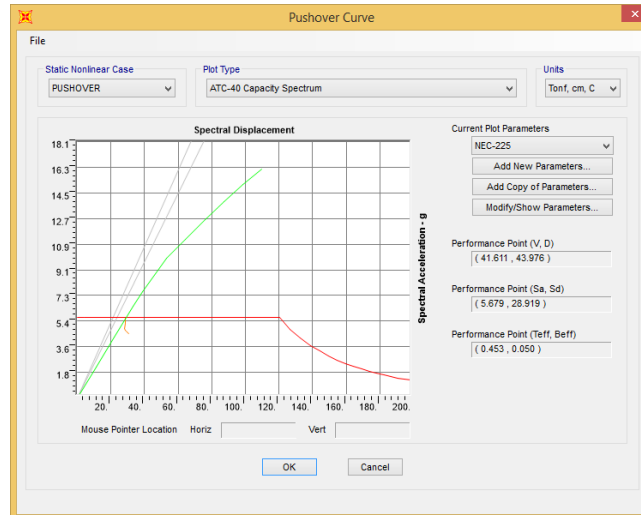


Figura 116.-Punto de desempeño para un periodo de retorno de 225 años

Considerando la Figura 116, el punto de desempeño corresponde a la aplicación de una fuerza de 41.611 Ton, la cual genera un desplazamiento en el nudo de control de la estructura de 43.976 cm.

Finalmente se realiza el AENL considerando un sismo muy raro (periodo de retorno 2500 años):

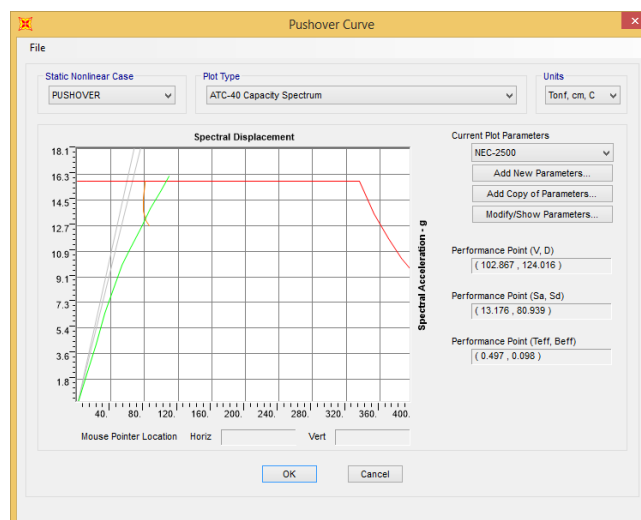


Figura 117.- Punto de desempeño para un periodo de retorno de 2500 años.

De la Figura 117 se concluye que el punto de desempeño corresponde a una fuerza de 102.867 ton, la cual genera un desplazamiento de 124.02 cm.

En efecto, a continuación se muestra una tabla resumen con los puntos de desempeño para los diferentes periodos de retorno, considerando los criterios dados por la NEC.

Tabla 95.- Punto de desempeño para cuatro eventos sísmicos dados por NEC-SE-DS

EVENTO SÍSMICO	FUERZA	DESPLAZAMIENTO
	Ton	cm
FRECUENTE	29.722	31.411
OCASIONAL	41.611	43.976
RARO	81.256	92.363
MUY RARO	102.867	124.02

PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA

Para el análisis no lineal se utiliza como concepto un desplazamiento incremental a efecto de una carga creciente generando en algún momento la primera rotula plástica dando inicio al comportamiento no lineal de la estructura la que generalmente no está asociada directamente con un cambio extremo y determinante de la rigidez y resistencia lateral.

Entonces por este precepto es necesario hallar un punto de fluencia dentro del cual se genere y produzca cambios importantes en el comportamiento de la estructura influyendo directamente en la pendiente de la curva de capacidad, al punto descrito se denomina “Fluencia Efectiva, V_y ”, el cual se encuentra representado en la figura propuesta por la FEMA 356:

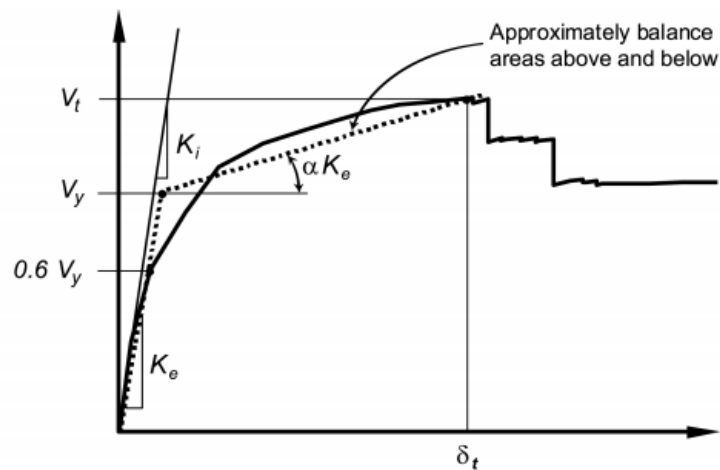


Figura 118.- Curva idealizada fuerza-desplazamiento, [FEMA 356].

Es decir el concepto utilizado por FEMA 356 es la aplicación de un modelo bilineal para la curva de capacidad de la estructura, así entonces se tiene que el punto de fluencia se encuentra localizado en la intersección de las dos tangentes a la curva siendo este el punto límite entre el rango elástico e inelástico.

Para la determinación del punto de fluencia efectiva dentro del software especializado de análisis es necesario acceder al menú Display/Show Static

Pushover Curve, y seleccionando el método FEMA 356, lo cual muestra una ventana como la figura que se muestra a continuación:

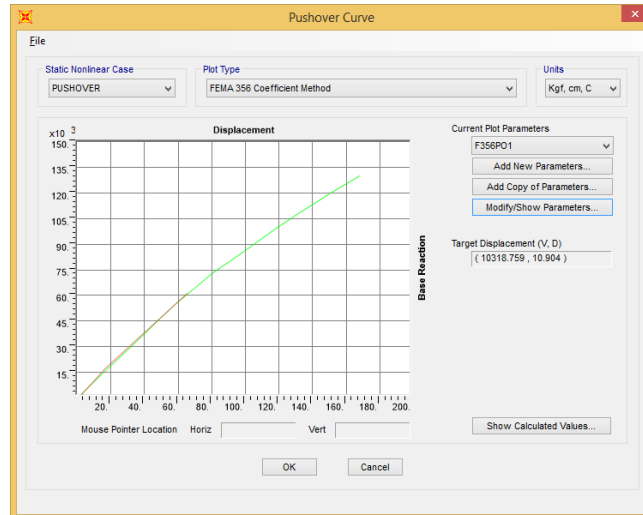


Figura 119.- Curva de capacidad de la estructura, Método FEMA 356

Como se observa en la figura anterior la escala grafica hace que la determinación de la intersección se vuelva un tanto complicado, por lo que se procede a visualizar los valores calculados, como muestra la figura siguiente:

Item	Value
C0	1.3381
C1	1.
C2	1.
C3	1.
Sa	1.6126
Te	0.4528
Tl	0.4528
Kl	946.3112
Ke	946.3112
Alpha	1.
R	0.674
Vy	15895.08
Weight	6844.02
Cm	1.

Figura 120.- Ventana con valores calculados para método FEMA 356

De la Figura 120, se concluye que el valor de V_y es igual a 15895.089 ton, teniendo así el dato de la fuerza o cortante de fluencia haciendo falta el único dato del desplazamiento de fluencia, d_y , el cual se determina de acuerdo a la figura siguiente:

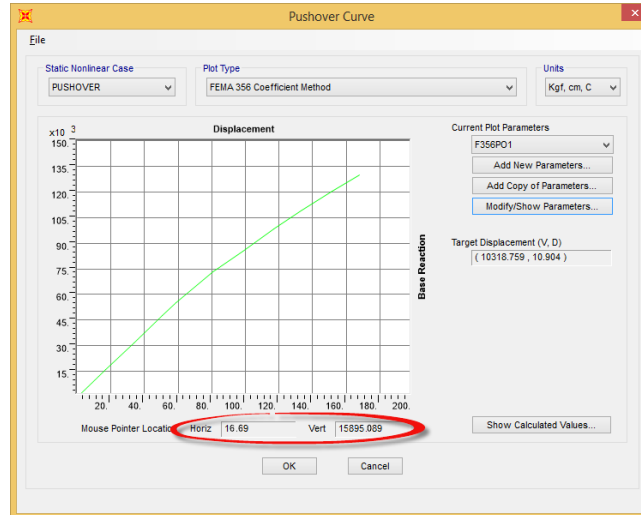


Figura 121.- Punto de fluencia efectiva (d_y , V_y), método FEMA 356

Por lo que se concluye que el punto de fluencia (d_y , V_y) = (16.69 cm; 15895.089 kg)

SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000

El comité Visión 2000 establece la división de la curva de capacidad en sectores asociados de acuerdo a los niveles de desempeño, dentro del cual el segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico.

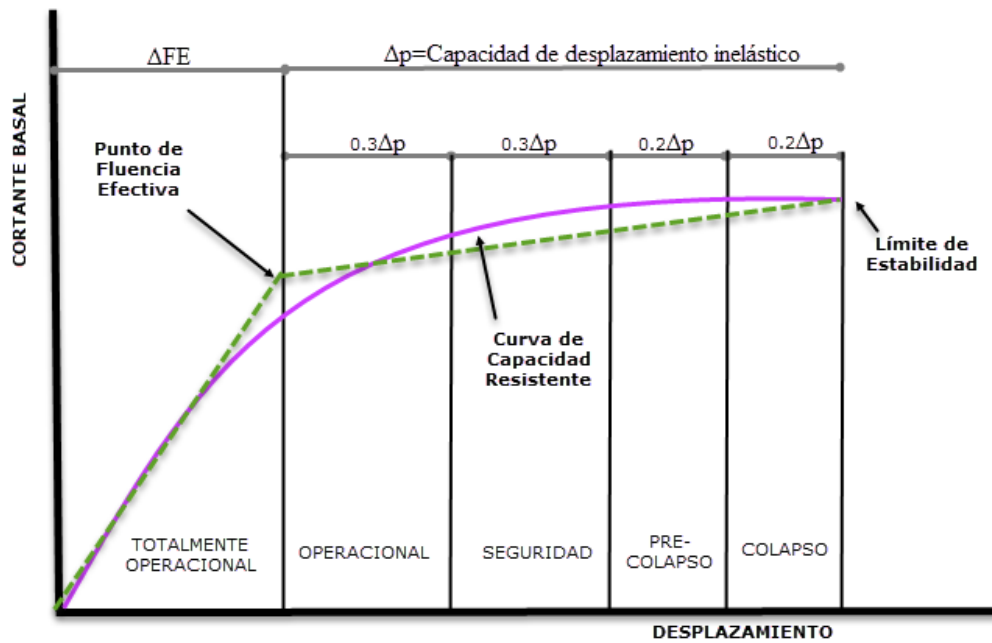


Figura 122.- Sectorización de la curva de capacidad según Visión 2000

Entonces, considerando los conceptos planteados por el comité Visión 2000 para la sectorización de la curva de capacidad y conocido el punto de fluencia efectiva así como también los puntos de desempeño de la estructura bajo la sollicitación de los diferentes sismo de diseño se puede presentar la gráfica sectorizada para la torre autoportada de 42m en estudio.

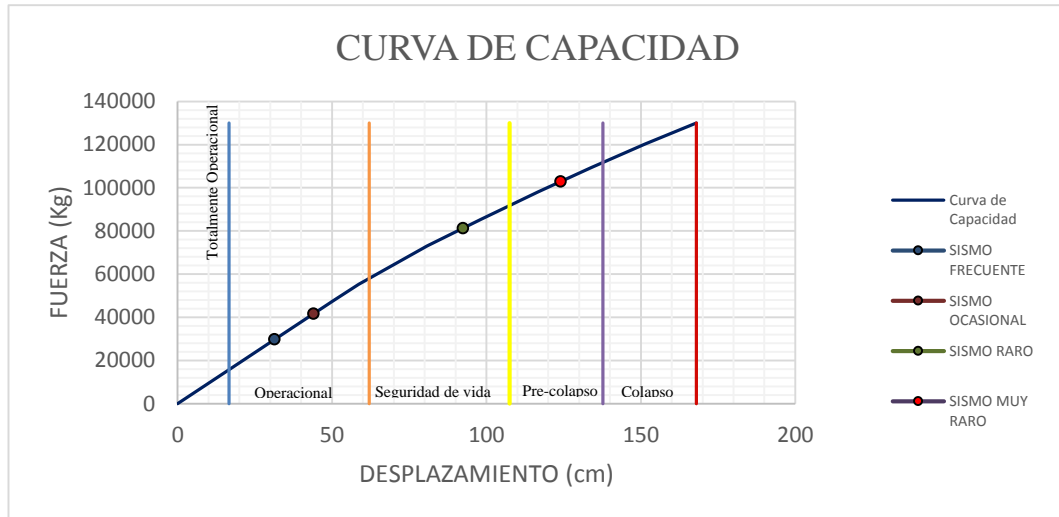


Gráfico 24.- Sectorización de curva de capacidad para torre en estudio

A partir del análisis del Gráfico 24 se puede concluir que para los casos de sismo frecuente y ocasional la estructura se comportara en el rango inelástico con un desempeño del tipo Operacional; mientras que para una demanda de sismo raro, la torre autoportada mostrará un desempeño de seguridad de vida, y finalmente para un sismo muy raro con un periodo de retorno la estructura se comportara en el rango inelástico y con un desempeño cercano al colapso. En efecto, se resume en la tabla a continuación:

Tabla 96.- Niveles de desempeño para torre en estudio

SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO
FRECUENTE	Operacional
OCASIONAL	Operacional
RARO	Seguridad de Vida
MUY RARO	Cercano al colapso

VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

El comité Visión 2000 establece parámetros de derivas máximas de piso para la verificación del desempeño de las estructuras, por lo tanto en la tabla a continuación se detalla las derivas límite para cada caso:

Tabla 97.- Derivas de piso recomendadas por el Comité Visión 2000

Operacional	Inmediatamente operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
<0.2%	<0.5%	<1.5%	<2.5%	>2.5%

Entonces considerando los criterios dados por el comité visión 2000 se procede a verificar el desempeño estructural de la torre en estudio que es del tipo esencial por ende las consideraciones a tomar en cuenta serán las siguientes:

- Para el caso de sismo frecuente y periodo de retorno de 72 años su desempeño según el comité visión 2000 será Totalmente Operacional, es decir las derivas de piso deberán ser menores al 0.2%, véase la verificación de las derivas en la Tabla 98.
- Para un periodo de retorno de 225 años que corresponde a un sismo frecuente el desempeño de la estructura deberá ser Operacional y por ende sus derivas serán menores al 0.2%, véase la verificación de las derivas en la Tabla 99.
- Para el caso de un sismo raro que tiene un periodo de retorno de 475 años el desempeño de la estructura será Inmediatamente Operacional lo que implica que las derivas de piso sean menores al 0.5%, su verificación véase en la Tabla 100.
- Y finalmente para la condición de un periodo de retorno de 2500 años correspondiente a un sino muy raro el desempeño esperado será el de seguridad

de vida por lo cual las derivas deberán ser menores al 1.5% y su tabla de verificación esta detallada en la Tabla 101.

Tabla 98.- Verificación de desempeño para sismo frecuente

CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO X									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	2.191	0.00025	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
6	6	684.39	632.980	100	2.044	0.00033	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
5	6	1013.71	653.523	100	1.844	0.00043	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
4	6	1303.24	761.600	100	1.587	0.00068	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
3	6	1313.16	822.445	100	1.177	0.00076	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
2	6	1176.83	976.078	100	0.724	0.00081	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
1	6	2235.54	1134.550	100	0.236	0.00039	0.0002	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO Y									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	Kg	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	2.189	0.00024	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
6	6	684.39	632.980	100	2.043	0.00033	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
5	6	1013.71	653.523	100	1.843	0.00042	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
4	6	1303.24	761.600	100	1.591	0.00069	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
3	6	1313.16	822.445	100	1.178	0.00076	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
2	6	1176.83	976.078	100	0.723	0.00081	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
1	6	2235.54	1134.550	100	0.235	0.00039	0.0002	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO									
TRAMO	h	dx	dy	Δx	Δy	ΔM_x	ΔM_y	Chequeo	Chequeo
	m	cm	cm					$\Delta M_x < 0.002$	$\Delta M_x < 0.002$
7	6	2.191	2.189	0.00025	0.00024	0.00055	0.00055	OK	OK
6	6	2.044	2.043	0.00033	0.00033	0.00075	0.00075	OK	OK
5	6	1.844	1.843	0.00043	0.00042	0.00096	0.00095	OK	OK
4	6	1.587	1.591	0.00068	0.00069	0.00154	0.00155	OK	OK
3	6	1.177	1.178	0.00076	0.00076	0.0017	0.00171	OK	OK
2	6	0.724	0.723	0.00081	0.00081	0.00183	0.00183	OK	OK
1	6	0.236	0.235	0.00039	0.00039	0.00089	0.00088	OK	OK

Tabla 99.- Verificación de desempeño para sismo ocasional

CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO X										
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo	
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10	
7	6	670.04	608.771	262.5	3.067	0.00034	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
6	6	684.39	632.980	100	2.862	0.00047	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
5	6	1013.71	653.523	100	2.581	0.00060	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
4	6	1303.24	761.600	100	2.223	0.00096	0.0006	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
3	6	1313.16	822.445	100	1.648	0.00106	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
2	6	1176.83	976.078	100	1.012	0.00114	0.0010	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
1	6	2235.54	1134.550	100	0.331	0.00055	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO Y										
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo	
	m	m	Kg	Kg	cm			Qi<0.30	Qi>0.10	
7	6	670.04	608.771	262.5	3.06	0.00033	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
6	6	684.39	632.980	100	2.861	0.00047	0.0005	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
5	6	1013.71	653.523	100	2.58	0.00059	0.0004	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
4	6	1303.24	761.600	100	2.226	0.00097	0.0006	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
3	6	1313.16	822.445	100	1.645	0.00106	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
2	6	1176.83	976.078	100	1.012	0.00114	0.0010	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
1	6		2235.54	1134.550	100	0.331	0.00055	0.0003	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO										
TRAMO	h	dx	dy	Δx	Δy	ΔMx	ΔMy	Chequeo	Chequeo	
	m	cm	cm					$\Delta Mx < 0.002$	$\Delta My < 0.002$	
7	6	3.067	3.060	0.00034	0.00033	0.00077	0.00075	OK	OK	
6	6	2.862	2.861	0.00047	0.00047	0.00105	0.00105	OK	OK	
5	6	2.581	2.580	0.00060	0.00059	0.00134	0.00133	OK	OK	
4	6	2.223	2.226	0.00096	0.00097	0.00216	0.00218	:(KO	:(KO	
3	6	1.648	1.645	0.00106	0.00106	0.00239	0.00237	:(KO	:(KO	
2	6	1.012	1.012	0.00114	0.00114	0.00255	0.00255	:(KO	:(KO	
1	6	0.331	0.331	0.00055	0.00055	0.00124	0.00124	OK	OK	

Tabla 100.- Verificación de desempeño para sismo raro

CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO X										
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo	
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10	
7	6	670.04	608.771	262.5	6.566	0.00072	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
6	6	684.39	632.980	100	6.134	0.00101	0.0011	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
5	6	1013.71	653.523	100	5.531	0.00128	0.0010	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
4	6	1303.24	761.600	100	4.763	0.00205	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
3	6	1313.16	822.445	100	3.533	0.00227	0.0016	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
2	6	1176.83	976.078	100	2.171	0.00244	0.0022	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
1	6	2235.54	1134.550	100	0.709	0.00118	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO Y										
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo	
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10	
7	6	670.04	608.771	262.5	6.567	0.00073	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
6	6	684.39	632.980	100	6.13	0.00101	0.0011	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
5	6	1013.71	653.523	100	5.523	0.00125	0.0009	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
4	6	1303.24	761.600	100	4.771	0.00207	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
3	6	1313.16	822.445	100	3.532	0.00227	0.0016	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
2	6	1176.83	976.078	100	2.169	0.00244	0.0022	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ	
1	6		2235.54	1134.550	100	0.705	0.00118	0.0007	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO										
TRAMO	h	dx	dy	Δx	Δy	ΔM_x	ΔM_y	Chequeo	Chequeo	
	m	cm	cm					$\Delta x < 0.005$	$\Delta x < 0.005$	
7	6	6.566	6.567	0.00072	0.00073	0.00162	0.00164	OK	OK	
6	6	6.134	6.130	0.00101	0.00101	0.00226	0.00228	OK	OK	
5	6	5.531	5.523	0.00128	0.00125	0.00288	0.00282	OK	OK	
4	6	4.763	4.771	0.00205	0.00207	0.00461	0.00465	OK	OK	
3	6	3.533	3.532	0.00227	0.00227	0.00511	0.00511	:(KO	:(KO	
2	6	2.171	2.169	0.00244	0.00244	0.00548	0.00549	:(KO	:(KO	
1	6	0.709	0.705	0.00118	0.00118	0.00266	0.00264	OK	OK	

Tabla 101.- Verificación de desempeño para sismo muy raro

CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO X									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	m	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	8.544	0.00095	0.0012	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
6	6	684.39	632.980	100	7.977	0.00130	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
5	6	1013.7	653.523	100	7.199	0.00168	0.0012	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
4	6	1303.2	761.600	100	6.191	0.00266	0.0018	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
3	6	1313.1	822.445	100	4.593	0.00294	0.0021	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
2	6	1176.8	976.078	100	2.828	0.00318	0.0029	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
1	6	2235.5	1134.550	100	0.922	0.00154	0.0008	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE EFECTOS P-DELTA SENTIDO Y									
TRAMO	h	Vi	Pi (Muerta)	Pi (Viva)	d	Δ	Qi	Chequeo	Chequeo
	m	m	Kg	Kg	cm			Qi<0.30	Qi>0.10
7	6	670.04	608.771	262.5	8.537	0.00095	0.0012	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
6	6	684.39	632.980	100	7.966	0.00130	0.0014	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
5	6	1013.7	653.523	100	7.188	0.00164	0.0012	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
4	6	1303.2	761.600	100	6.203	0.00267	0.0018	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
3	6	1313.1	822.445	100	4.599	0.00296	0.0021	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
2	6	1176.8	976.078	100	2.822	0.00317	0.0029	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
1	6	2235.5	1134.550	100	0.918	0.00153	0.0008	OK	NO REQUIERE ANÁLISIS P- Δ
CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO									
TRAMO	h	dx	dy	Δx	Δy	ΔM_x	ΔM_y	Chequeo	Chequeo
	m	cm	cm					$\Delta M_x < 0.015$	$\Delta M_x < 0.015$
7	6	8.544	8.537	0.00095	0.00095	0.00213	0.00214	OK	OK
6	6	7.977	7.966	0.00130	0.00130	0.00292	0.00292	OK	OK
5	6	7.199	7.188	0.00168	0.00164	0.00378	0.00369	OK	OK
4	6	6.191	6.203	0.00266	0.00267	0.00599	0.00602	OK	OK
3	6	4.593	4.599	0.00294	0.00296	0.00662	0.00666	OK	OK
2	6	2.828	2.822	0.00318	0.00317	0.00715	0.00714	OK	OK
1	6	0.922	0.918	0.00154	0.00153	0.00346	0.00344	OK	OK

Finalmente con el objetivo de visualizar la secuencia con la que los elementos van superando los límites de fluencia y por ende ingresando al rango no lineal, se visualizará en el software especializado de análisis y diseño estructural las deformaciones y la secuencia de la formación de las rotulas plásticas, así en las figuras siguientes se muestra los resultados gráficos paso a paso para el caso Pushover:

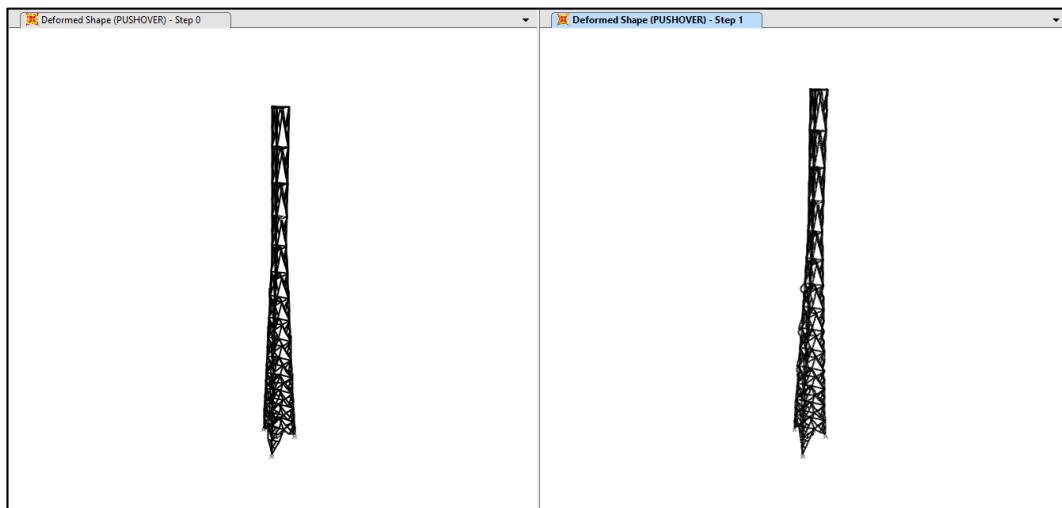


Figura 123.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 0 y 1

De la figura anterior se puede notar que hasta el paso 1 no se genera ninguna articulación plástica indicando que la estructura trabaja elásticamente.

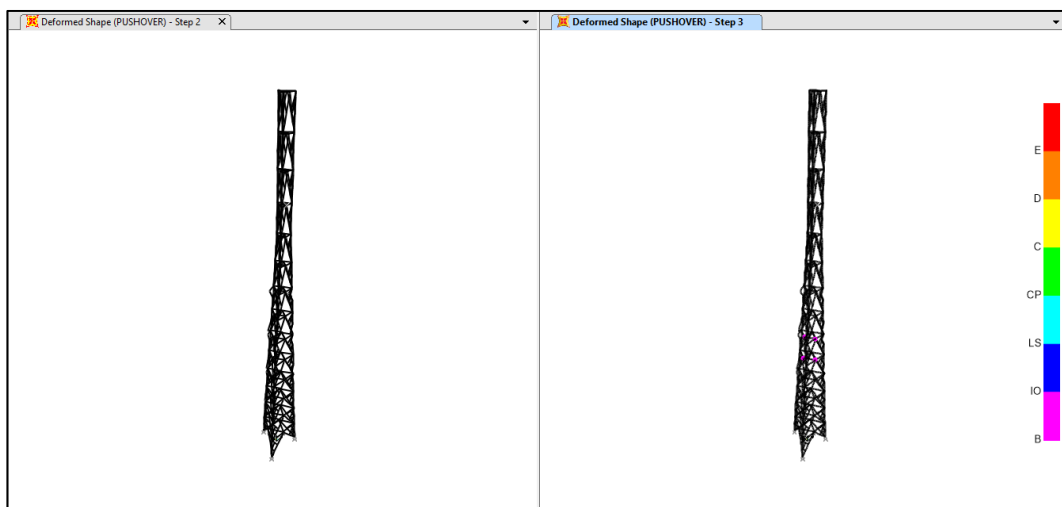


Figura 124.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 2 y 3

De la Figura 124 se denota que en el paso 2 existe deformación en la estructura pero no se evidencia alguna formación de articulaciones plásticas; mientras que en el paso 3 ya se puede evidenciar la formación de las primeras rotulas (B), indicando que en estos elementos se superó el límite de fluencia y empezaron deformaciones en el rango inelástico.

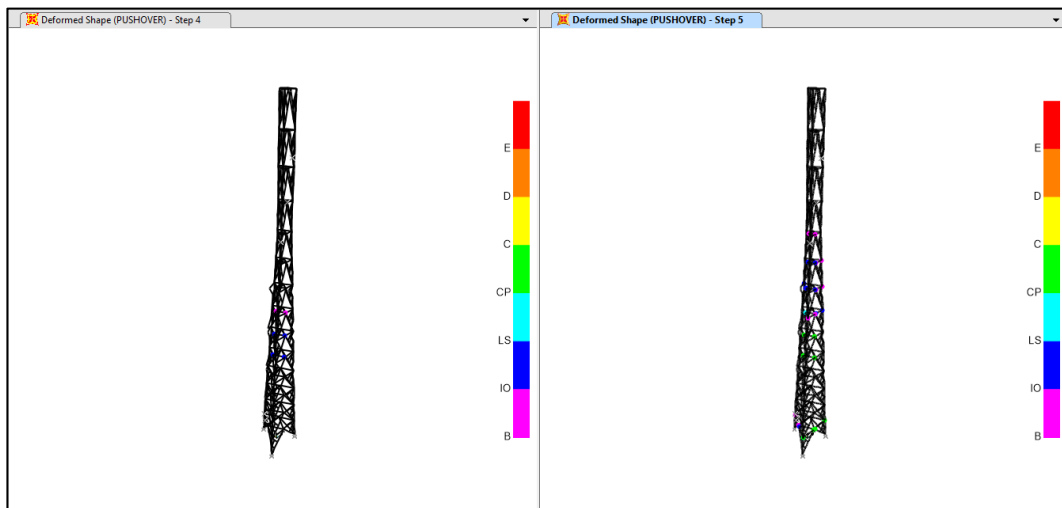


Figura 125.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 4 y 5

En la Figura 125 se denota que las primeras rotulas formadas pasan a un siguiente nivel de desempeño en este caso, ocupación inmediata (IO), mientras que en el paso 5 continúan con la formación de nuevas articulaciones en otros elementos.

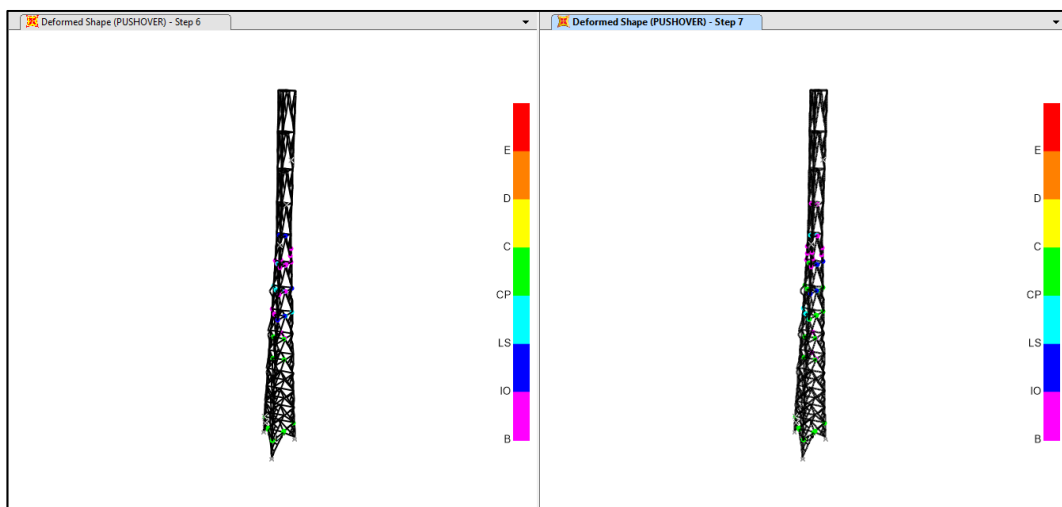


Figura 126.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 6 y 7

Así, también se observa que en la Figura 126 en el paso 6 y 7 se forman rótulas con un desempeño del tipo prevención de colapso (CP).

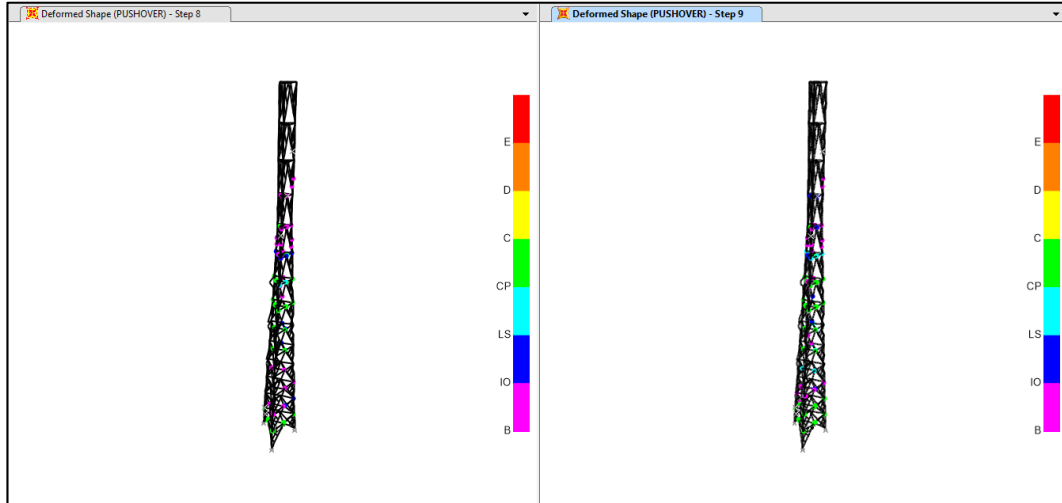


Figura 127.- Deformación por Análisis Pushover, Pasos 8 y 9

De igual manera en los pasos 8, 9 y 10 continúa la formación de rótulas del tipo prevención de colapso (CP).

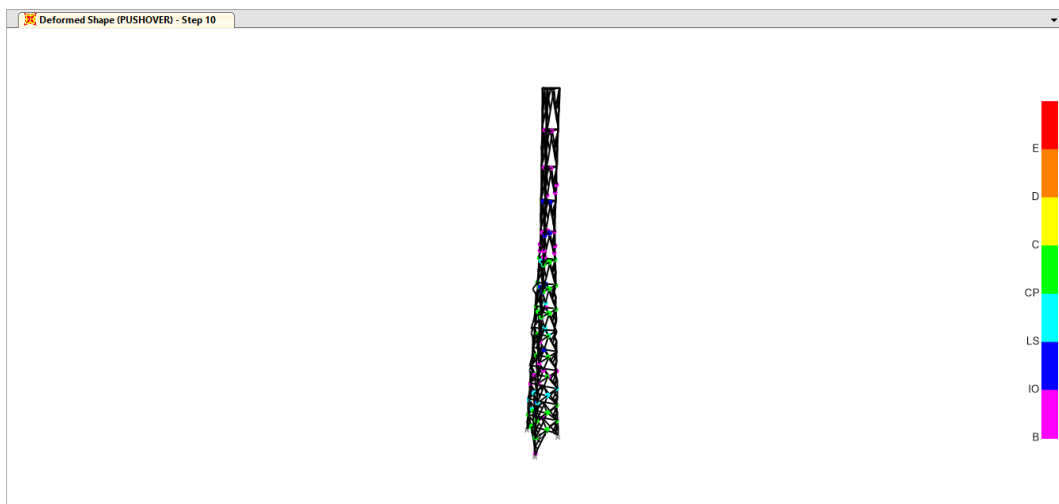


Figura 128.- Deformación por Análisis Pushover, Paso 10

6.7.1.7 CONCLUSIONES

- Los resultados del comportamiento estructural están influenciados directamente por la normativa utilizada, pues influye directamente en las magnitudes de las solicitaciones que se aplican a la estructura resistente.
- La verificación del desempeño estructural permite validar las secciones de diseño y el comportamiento inelástico.
- Los resultados del desempeño estructural a través de la zonificación de la curva de capacidad utilizando los puntos de desempeño para los diferentes espectros de diseño establecidos por la NEC-SE-DS determinaron que la estructura se comporta en el rango inelástico.
- Al realizar la verificación del desempeño a través de los criterios de derivados por el comité visión 2000 se determina que para el caso de sismo frecuente, la deriva de piso de cálculo corresponde a valores menores al límite dado para el desempeño totalmente operacional que es 0.002, lo que implica que las secciones de diseño son las adecuadas, y la estructura se comportará adecuadamente bajo las solicitaciones de un sismo de alta ocurrencia y es influyente en la operatividad de la estructura diseñada pues su periodo de retorno implica la ocurrencia a lo largo de la vida útil de la estructura diseñada.
- Para los niveles de desempeño con sismos ocasionales y raros las derivas de piso cumplen todos los requerimientos en la mayoría de los tramos, sin embargo existen niveles en las que las derivas superan el limitante dado por el comité Visión 2000, lo que permite concluir que sería necesario un redimensionamiento de los elementos en estos tramos.
- Finalmente para el caso de sismos muy raros se evidencia que las derivas cumplen los limitantes dados por el comité para un desempeño de seguridad de vida.

- El procedimiento de análisis estático no lineal (Pushover) permite evaluar el diseño estructural de la torre autoportada para diferentes condiciones de demanda sísmica.

6.7.1.8 RECOMENDACIONES

- Los parámetros a considerar en el modelo matemático son de trascendental importancia e influyen directamente en los resultados finales, por lo que se recomienda considerar la mayor precisión al momento de predefinir los materiales constituyentes, configuración geométrica, estructuración, y cuantificación de cargas.
- Se recomienda profundizar en el tema de diseño por desempeño, pues esta metodología de diseño está a la vanguardia con el desarrollo ingenieril.
- Verificar el desempeño de la estructura a través del chequeo de las derivas de piso según FEMA y VISIÓN 2000.

6.8 ADMINISTRACIÓN

El presente trabajo investigativo se desarrolló bajo la supervisión de Patricio M. Vasco L., Ing. Civil, tutor del Trabajo Estructurado de Manera independiente previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil desarrollado por el estudiante Alexis Ramiro Díaz Salambay.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

INTERROGANTES	EXPLICACIÓN
¿Qué Evaluar?	El comportamiento estructural en el rango inelástico.
¿Por qué Evaluar?	A efecto de conocer el desempeño estructural de la torre en estudio frente a los diferentes sismos de diseño que plantea la normativa respectiva.
¿Para qué evaluar?	Para establecer los niveles de daños que se producen en la estructura, y así determinar el grado de funcionalidad y seguridad para los ocupantes.
¿Con que criterios?	Bajo los criterios establecidos en las normativas vigentes.
¿Indicadores?	Cualitativos y cuantitativos.
¿Quién Evaluá?	Egresado: Alexis Ramiro Díaz Salambay
¿Cuándo Evaluar?	Finalizado el proceso de diseño estructural.
¿Cómo Evaluar?	A través de la comparación de los condicionantes y parámetros establecidos en las normativas vigentes.
Fuentes de Información	Libros, internet, apuntes, investigaciones científicas.
¿Con que evaluar?	Software especializado de análisis y diseño Estructural.

BIBLIOGRAFÍA

- Andrade, R., Guamán, D., & Carapaz, M. (2011). Diseño y construcción de una torre de comunicación.
- Aquiles, G., & Wright, P. H. (s.f.). *INGENIERIA. Arquhys.* (Julio de 2014). Obtenido de Arquhys: <http://modal/Analisismodalespectraldeestructurasresistentesalossismos.htm>
- Arzate, J. G. (2006). *Revisión de La Capacidad de Deformación en una Plataforma Marina.* México, D.F.
- Azcapotzalco. (2014). *Elementos de acero.* Obtenido de <http://materiales.azc.uam.mx/gjl/Clases/ELEMACERO/S2.pdf>
- Bermúdez Mejía, C. (2005). *Curso Básico de Estructuras Metálicas.* Manizales.
- Botero, J. C. (2011). *Dinámica de estructuras, Sistemas de un grado de libertad.* Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Cervera, M. (2004). *Mecánica de estructuras* (1ra edición ed., Vol. Tomo 2). Mexico.
- Chopra, A. K. (1995). *Theory and Applications to Eartquake Engineering.* New Jersey: Prentice Hall.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures:SDF Systems.* Berkeley.
- Computers & Structures, INC. (2014). *CSI Analysis References Manual, for SAP2000, ETABS y CSI Bridge.* Berkeley, California.
- Crisafulli, F. (2002). *Guía de estudio de espectros de respuesta y de diseño.*
- Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.* Mendoza, Argentina: Asociacion Lationamericana del Acero.
- DeWolf, J. (2003). *Design of Colum Base Plates.* American Institute Of steel Construction.
- Dobias, J. A. (2004). Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular. Guatemala.
- Escalante Cervera, V. (2003). *Diseño de estructuras metálicas.*

- Estructuras EIA.* (s.f.). Obtenido de <http://estructuras.eia.edu.co/estructurasI/conceptosfundamentales/conceptosfundamentales.htm>
- Faz, C. A. (2010). Diseño de una torre triangular autosoportada para antena de comunicación. Quito, Ecuador.
- Fratelli, M. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas*.
- García, S. O. (2001). Analisis y diseño de una torre autosoportada de comunicación. México.
- Hernández, E. (2014). Introducción al Diseño Estructural. (E. Hernandez, Ed.) Venezuela.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismorresistente* (Primera edición ed.). ECUADOR.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and Cons of a Pushover analysis of seismic performance evaluation. Great Britain: Elsevier Science Ltd.
- Liew, R., Punniyakotty, N. M., & Shanmugam, N. E. (1996). *Advanced Analysis and Design of Spatial Structures*. Singapore: Elsevier Science Ltd.
- McCormac, J., & Csnernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Electricidad y Energía Renovable. (2013). Atlas Eólico del Ecuador con Fines de Generación Eléctrica. ECUADOR.
- Nonnast, R. (1993). *El Proyectista de Estructuras Metálicas*. Madrid, España: Editorial Paraninfo.
- Rangel, A. (2009). *Comportamiento Dinámico de torres aisladas del tipo autosoportadas*. Morelia, Mich, Mexico. Recuperado el Abril de 2014
- Rogac, M., Knezevic, M., & Cvetkovska, M. (2012). *Plastic Analysis of Steel Frame Structure* (Vol. Volume XXI). Yogyakarta, Indonesia: Civil Engineering Forum.
- Scott, L., Vance, V., & Krawinkler, H. (1994). Nonlinear static push-over analysis-why, when, and how?

Scribd Inc. (19 de Octubre de 2012). Obtenido de scribd.com:
<http://es.scribd.com/doc/110495219/El-Acero-Como-Material-Estructural>

Wikipedia. (11 de Noviembre de 2013). Obtenido de
http://es.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_estructural

Wikipedia. (2014). Obtenido de Wikipedia:
http://es.wikipedia.org/wiki/Modelo_matem%C3%A1tico

Wikipedia. (2014). Obtenido de
http://es.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lisis_estructural

Wikipedia. (07 de Julio de 2014). Obtenido de
<http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto>

ANEXOS

ANEXO 1.- TABULACIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

Tabla 102.- Tabulación Espectro Elástico de diseño según NEC

SISMO FRECUENTE		SISMO OCASIONAL		SISMO RARO		SISMO MUY RARO	
72 años		225 años		475 años		2500 años	
T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0	3.892608	0	5.4496512	0	11.677824	0	15.1811712
0.12693333	3.892608	0.12693333	5.4496512	0.12693333	11.677824	0.12693333	15.1811712
0.69813333	3.892608	0.69813333	5.4496512	0.69813333	11.677824	0.69813333	15.1811712
0.79813333	3.18445458	0.79813333	4.45823641	0.79813333	9.55336374	0.79813333	12.4193729
0.89813333	2.66770013	0.89813333	3.73478018	0.89813333	8.00310039	0.89813333	10.4040305
0.99813333	2.27701239	0.99813333	3.18781734	0.99813333	6.83103717	0.99813333	8.88034832
1.09813333	1.97317507	1.09813333	2.7624451	1.09813333	5.91952522	1.09813333	7.69538279
1.19813333	1.73137246	1.19813333	2.42392145	1.19813333	5.19411739	1.19813333	6.75235261
1.29813333	1.53521526	1.29813333	2.14930137	1.29813333	4.60564579	1.29813333	5.98733953
1.39813333	1.37348951	1.39813333	1.92288532	1.39813333	4.12046854	1.39813333	5.3566091
1.49813333	1.23829047	1.49813333	1.73360666	1.49813333	3.71487142	1.49813333	4.82933285
1.59813333	1.12390271	1.59813333	1.57346379	1.59813333	3.37170812	1.59813333	4.38322056
1.69813333	1.02610204	1.69813333	1.43654286	1.69813333	3.07830613	1.69813333	4.00179797
1.79813333	0.94170612	1.79813333	1.31838857	1.79813333	2.82511837	1.79813333	3.67265388
1.89813333	0.86827672	1.89813333	1.21558741	1.89813333	2.60483017	1.89813333	3.38627922
1.99813333	0.8039176	1.99813333	1.12548464	1.99813333	2.41175279	1.99813333	3.13527863
2.09813333	0.74713418	2.09813333	1.04598786	2.09813333	2.24140255	2.09813333	2.91382332
2.19813333	0.69673429	2.19813333	0.975428	2.19813333	2.09020287	2.19813333	2.71726373
2.29813333	0.65175654	2.29813333	0.91245916	2.29813333	1.95526963	2.29813333	2.54185052
2.39813333	0.61141803	2.39813333	0.85598525	2.39813333	1.8342541	2.39813333	2.38453033
2.49813333	0.57507543	2.49813333	0.8051056	2.49813333	1.72522628	2.49813333	2.24279417
2.59813333	0.54219571	2.59813333	0.759074	2.59813333	1.62658714	2.59813333	2.11456329
2.69813333	0.51233393	2.69813333	0.71726751	2.69813333	1.5370018	2.69813333	1.99810234
2.79813333	0.48511603	2.79813333	0.67916244	2.79813333	1.45534809	2.79813333	1.89195251
2.89813333	0.46022551	2.89813333	0.64431572	2.89813333	1.38067654	2.89813333	1.7948795
2.99813333	0.43739299	2.99813333	0.61235019	2.99813333	1.31217897	2.99813333	1.70583266
3.09813333	0.41638788	3.09813333	0.58294303	3.09813333	1.24916363	3.09813333	1.62391272
3.19813333	0.39701177	3.19813333	0.55581648	3.19813333	1.19103531	3.19813333	1.54834591
3.29813333	0.37909313	3.29813333	0.53073039	3.29813333	1.1372794	3.29813333	1.47846322
3.39813333	0.36248297	3.39813333	0.50747616	3.39813333	1.08744891	3.39813333	1.41368359
3.49813333	0.34705132	3.49813333	0.48587184	3.49813333	1.04115395	3.49813333	1.35350013
3.59813333	0.33268434	3.59813333	0.46575807	3.59813333	0.99805301	3.59813333	1.29746891
3.69813333	0.31928196	3.69813333	0.44699475	3.69813333	0.95784589	3.69813333	1.24519966
3.79813333	0.3067559	3.79813333	0.42945826	3.79813333	0.9202677	3.79813333	1.19634801
3.89813333	0.29502797	3.89813333	0.41303916	3.89813333	0.88508392	3.89813333	1.1506091
3.99813333	0.28402876	3.99813333	0.39764027	3.99813333	0.85208629	3.99813333	1.10771218
4.09813333	0.27369641	4.09813333	0.38317498	4.09813333	0.82108924	4.09813333	1.06741601

Tabla 103.- Tabulación Espectro Inelástico de diseño según NEC

SISMO FRECUENTE		SISMO OCASIONAL		SISMO RARO		SISMO MUY RARO	
72 años		225 años		475 años		2500 años	
T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0.0000	1.2975	0.0000	1.8166	0.0000	3.8926	0.0000	5.0604
0.1269	1.2975	0.1269	1.8166	0.1269	3.8926	0.1269	5.0604
0.6981	1.2975	0.6981	1.8166	0.6981	3.8926	0.6981	5.0604
0.7981	1.0615	0.7981	1.4861	0.7981	3.1845	0.7981	4.1398
0.8981	0.8892	0.8981	1.2449	0.8981	2.6677	0.8981	3.4680
0.9981	0.7590	0.9981	1.0626	0.9981	2.2770	0.9981	2.9601
1.0981	0.6577	1.0981	0.9208	1.0981	1.9732	1.0981	2.5651
1.1981	0.5771	1.1981	0.8080	1.1981	1.7314	1.1981	2.2508
1.2981	0.5117	1.2981	0.7164	1.2981	1.5352	1.2981	1.9958
1.3981	0.4578	1.3981	0.6410	1.3981	1.3735	1.3981	1.7855
1.4981	0.4128	1.4981	0.5779	1.4981	1.2383	1.4981	1.6098
1.5981	0.3746	1.5981	0.5245	1.5981	1.1239	1.5981	1.4611
1.6981	0.3420	1.6981	0.4788	1.6981	1.0261	1.6981	1.3339
1.7981	0.3139	1.7981	0.4395	1.7981	0.9417	1.7981	1.2242
1.8981	0.2894	1.8981	0.4052	1.8981	0.8683	1.8981	1.1288
1.9981	0.2680	1.9981	0.3752	1.9981	0.8039	1.9981	1.0451
2.0981	0.2490	2.0981	0.3487	2.0981	0.7471	2.0981	0.9713
2.1981	0.2322	2.1981	0.3251	2.1981	0.6967	2.1981	0.9058
2.2981	0.2173	2.2981	0.3042	2.2981	0.6518	2.2981	0.8473
2.3981	0.2038	2.3981	0.2853	2.3981	0.6114	2.3981	0.7948
2.4981	0.1917	2.4981	0.2684	2.4981	0.5751	2.4981	0.7476
2.5981	0.1807	2.5981	0.2530	2.5981	0.5422	2.5981	0.7049
2.6981	0.1708	2.6981	0.2391	2.6981	0.5123	2.6981	0.6660
2.7981	0.1617	2.7981	0.2264	2.7981	0.4851	2.7981	0.6307
2.8981	0.1534	2.8981	0.2148	2.8981	0.4602	2.8981	0.5983
2.9981	0.1458	2.9981	0.2041	2.9981	0.4374	2.9981	0.5686
3.0981	0.1388	3.0981	0.1943	3.0981	0.4164	3.0981	0.5413
3.1981	0.1323	3.1981	0.1853	3.1981	0.3970	3.1981	0.5161
3.2981	0.1264	3.2981	0.1769	3.2981	0.3791	3.2981	0.4928
3.3981	0.1208	3.3981	0.1692	3.3981	0.3625	3.3981	0.4712
3.4981	0.1157	3.4981	0.1620	3.4981	0.3471	3.4981	0.4512
3.5981	0.1109	3.5981	0.1553	3.5981	0.3327	3.5981	0.4325
3.6981	0.1064	3.6981	0.1490	3.6981	0.3193	3.6981	0.4151
3.7981	0.1023	3.7981	0.1432	3.7981	0.3068	3.7981	0.3988
3.8981	0.0983	3.8981	0.1377	3.8981	0.2950	3.8981	0.3835
3.9981	0.0947	3.9981	0.1325	3.9981	0.2840	3.9981	0.3692
4.0981	0.0912	4.0981	0.1277	4.0981	0.2737	4.0981	0.3558

ANEXO 2.- CATÁLOGO DE PERFILES ESTRUCTURALES

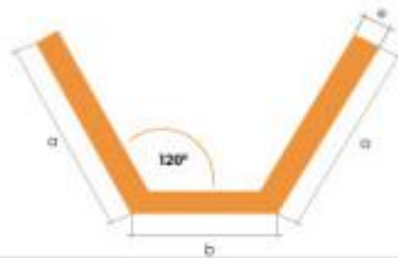
PERFILES ESTRUCTURALES CANALES UV

Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.50mm hasta 12.00mm
Acabados	Natural
Otro acabado	Previa consulta



PERFIL TIPO	DIMENSIONES			PESO Kg/m	AREA cm ²
	mm				
	a	b	e		
UV 1	60	60	6	8.48	10.80
UV 2	75	50	6	9.42	12.00
UV 3	75	60	6	9.89	12.60
UV 4	100	60	6	12.25	15.60
UV 5	100	60	8	16.33	20.80
UV 6	100	70	8	16.96	21.60
UV 7	100	60	10	20.41	26.00
UV 8	120	70	10	24.34	31.00
UV 9	120	70	12	29.20	37.20
UV 10	150	80	12	35.80	45.60



PERFILES IMPORTADOS ANGULOS

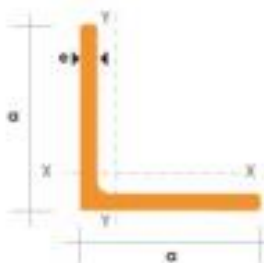
Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A36 SAE 1008
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES		PESO		AREA
	mm		kg/m	kg/5m	cm2
	a	a			
AL 20X2	20	2	0.60	3.02	0.76
AL 20X3	20	3	0.87	4.35	1.11
AL 25X2	25	2	0.75	3.75	0.96
AL 25X3	25	3	1.11	5.55	1.41
AL 25X4	25	4	1.45	7.25	1.84
AL 30X3	30	3	1.36	6.80	1.71
AL 30X4	30	4	1.77	8.85	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	9.05	2.31
AL 40X4	40	4	2.39	11.95	3.04
AL 40X6	40	6	3.49	17.45	4.44
AL 50X3	50	3	2.29	11.45	2.91
AL 50X4	50	4	3.02	15.10	3.84
AL 50X6	50	6	4.43	22.15	5.64
AL 60X6	60	6	5.37	26.85	6.84
AL 60X8	60	8	7.09	35.45	9.03
AL 65X6	65	6	5.84	29.20	7.44
AL 70X6	70	6	6.32	31.60	8.05
AL 75X6	75	6	6.78	33.90	8.64
AL 75X8	75	8	8.92	44.60	11.36
AL 80X8	80	8	9.14	45.70	11.60
AL 100X6	100	6	9.14	45.70	11.64
AL 100X8	100	8	12.06	60.30	15.36
AL 100X10	100	10	15.04	75.20	19.15
AL 100X12	100	12	18.26	91.30	22.56

También en galvanizado e inoxidable



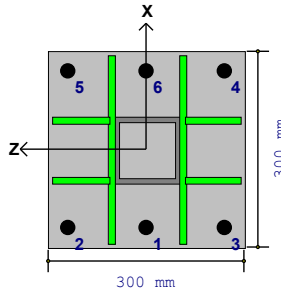
ANEXO 3.- ENCUESTA

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

TEMA: “DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)”.

1. ¿Conoce usted cuál es el tipo de torre autosoportada más común en el campo de telecomunicaciones del Ecuador?
 - a. SI
 - b. NO
2. ¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural de torres, métodos de cálculo manual?
 - a. SI
 - b. NO
3. ¿Usted ha utilizado para el análisis y diseño estructural métodos de cálculo con la asistencia de software especializado?
 - a. SI
 - b. NO
4. ¿Tiene usted conocimiento de que configuración geométrica sería la mejor opción para implementarse en una torre autosoportada?
 - a) SI
 - b) NO
5. ¿Conoce usted la normativa que se debe considerar para la cuantificación de cargas sísmicas?
 - a. SI
 - b. NO
6. ¿Tiene conocimiento acerca de que normativa se debe utilizar para la cuantificación de cargas eólicas?
 - a. SI
 - b. NO
7. Según su criterio, entre las cargas sísmicas y viento, ¿Cuál tiene mayor incidencia en la diseño final estructural de una torre autosoportada?
 - a. Cargas sísmicas
 - b. Cargas de viento
8. ¿Tiene usted conocimiento alguno acerca del análisis estático no lineal?
 - a. SI
 - b. b. NO
9. ¿Tiene usted conocimiento de la influencia de la no linealidad de los materiales en el diseño estructural?
 - c. SI
 - d. NO
10. ¿Se puede conocer el comportamiento de una estructura en el rango inelástico, a través de un Análisis Estático No Lineal?
 - a. SI
 - b. NO

ANEXO 4.-DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE



Bolt	X (mm)	Z (mm)
1	-120.	0.
2	-120.	120.
3	-120.	-120.
4	120.	-120.
5	120.	120.
6	120.	0.

Geometry and Materials

Length	300. mm	Column Shape	HSS4X4X8	Anchor Bolt Diameter	22.225 mm
Width	300. mm	Column eX	0. mm	Anchor Bolt Material	A325
Thickness	30. mm	Column eZ	0. mm	Anchor Bolt Fu	120. km2
Base Plate Fy	25.311 km2	Column to Edge Min (X)	25.4 mm	Anchor Bolt Fy	0. km2
Base Plate E	20389. km2	Column to Edge Min (Z)	25.4 mm	Anchor Bolt E	20389. km2
Bearing Fp	2.38 km2	HSS Tube X-sides welded		AB Projected Length	170. mm
Bearing Fc'	2.8 km2	HSS Tube Z-sides welded		AB to AB Min Spacing	75 mm
Pedestal Length	500 mm	Stiffened Base Plate Connection		AB to Stiffner Min Spacing	30 mm
Pedestal Width	500 mm	Vx Shear Lug NOT present		AB to Column Min Spacing	38.1 mm
Pedestal Heigh	2500 mm	Vz Shear Lug NOT present		AB to Edge Min Spacing	30 mm
Analyze Base Plate as Flexible		NW Concrete		AB Row Min Spacing	75 mm
Pp Based on AISC J8 Criteria		Concrete Cracked		Priority is AB to Edge Spacing	
Base Plate:	AISC LRFD 14th	ABs NOT Welded to Base Plate		Include Threads for AB Design	
AB Pullout:	ACI 318	Built-up Grout Pads are used		AB Fv, Ft based on AISC Criteria	
AB Head:	Hex			Total AB Length: 630. mm	
Seismic Reduction %:	20.			Supp. Reinforcement Present	
				Tension Pedestal Bar Fy: 29.658 km2	
				Shear Pedestal Bar Fy: 29.658 km2	

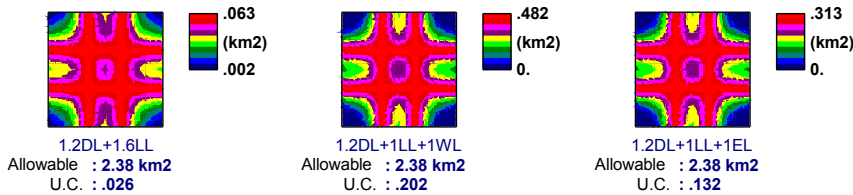
Loads

	P (kg)	Vx (kg)	Vz (kg)	Mx (kg-m)	Mz (kg-m)	Reverse
DL	2202.28	136.03	80.53			No
LL	70.	3.046	1.864			No
WL	23984.4	5765.82	2140.14			Yes
EL	14354.5	2805.07	1833.88			Yes

Base Plate Stress and Bearing Result

Combination	Load Sets	Base Plate Stress (km2)			Bearing Pressure (km2)		
		Allowable	ASIF	U.C.	Allowable	ABIF	U.C.
Comb1 (1)	1.2DL+1.6LL	34.17	1.	.002	2.38	1.	.026
Comb2 (2)	1.2DL+1LL+1WL	34.17	1.	.024	2.38	1.	.202
Comb3 (3)	1.2DL+1LL+1EL	34.17	1.	.015	2.38	1.	.132
Comb4 (4)	1.2DL+1LL+1.6WL	34.17	1.	.037	2.38	1.	.308
Comb5 (5)	1DL+1WL	34.17	1.	.024	2.38	1.	.199

Bearing Contours



**ANEXO 5.- RESULTADOS, ANÁLISIS DE SECCIÓN TRANSVERSAL
CON XTRACT**

XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L40x3

Loading Name: LOADS

Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz

Universidad Técnica de Ambato

06/04/2015

FICM

L30x3

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 8.605E-3 m

Y Centroid: 8.605E-3 m

Section Area: .1710E-3 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36

Failure Strain: .2000 Compression

Constant Load Strain: 0 Ten

Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp

Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp

Axial Force at Yield: 42.44 kN

Ultimate Axial Force: 68.38 kN

Energy per Length: 11.58 kN

Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp

Effective Yield Axial Force: 47.85 kN

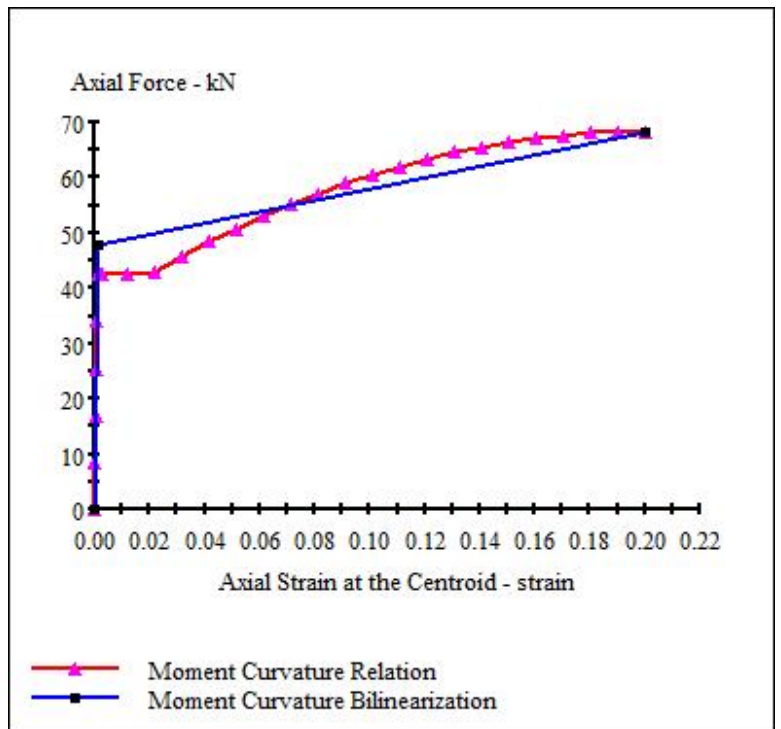
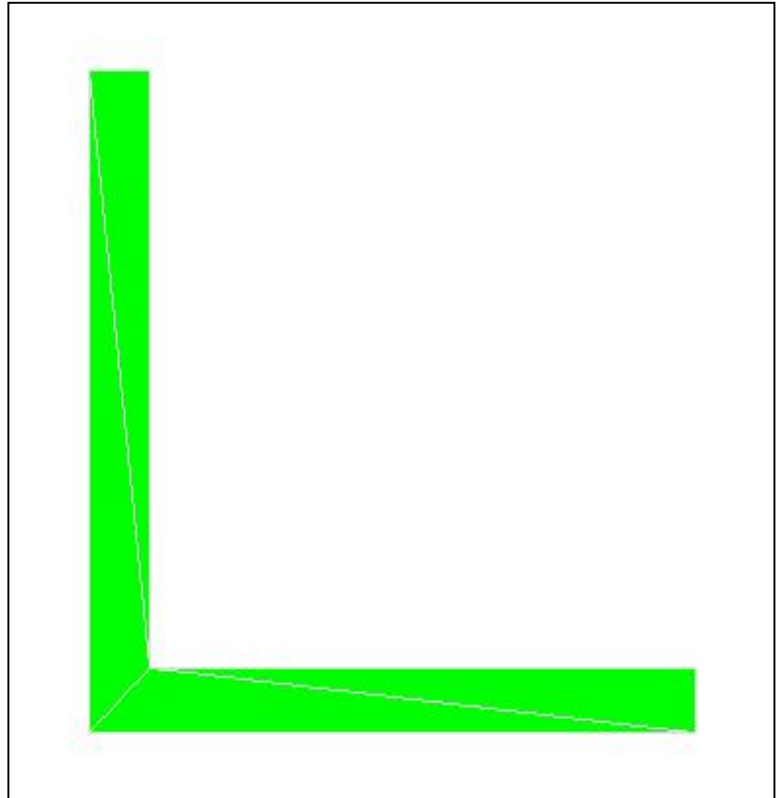
Over Strength Factor: 1.429

EA Effective: 34.20E+3 kN

Yield EA Effective: 103.4 kN

Bilinear Hardening Slope: .3023 %

Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L40x3
Loading Name: LOADS
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L40x3
Page __ of __

Section Details:

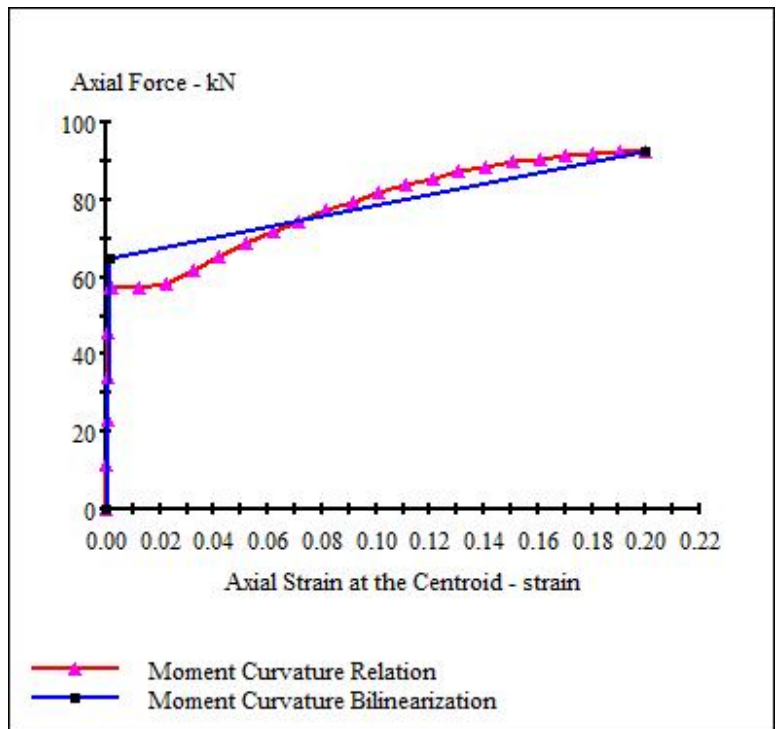
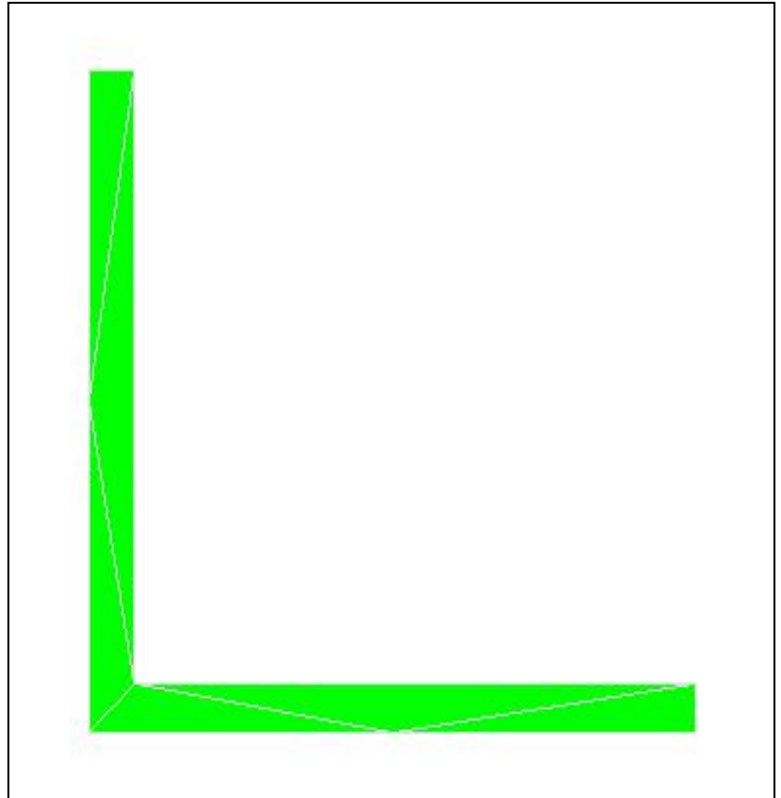
X Centroid: 11.11E-3 m
Y Centroid: 11.11E-3 m
Section Area: .2310E-3 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 57.34 kN
Ultimate Axial Force: 92.38 kN
Energy per Length: 15.64 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 64.64 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 46.20E+3 kN
Yield EA Effective: 139.7 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L50x3
Loading Name: LOADS
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L50x3
Page __ of __

Section Details:

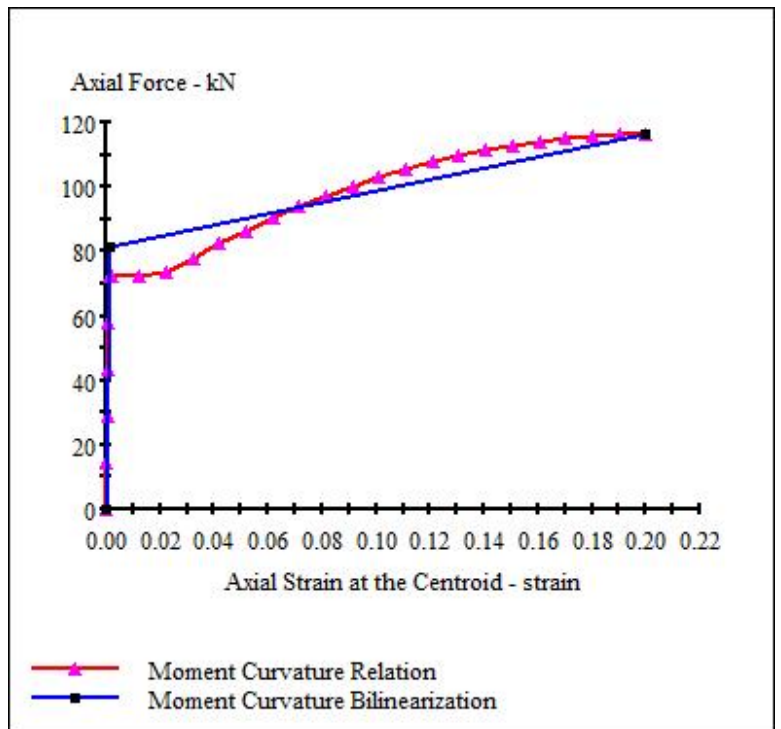
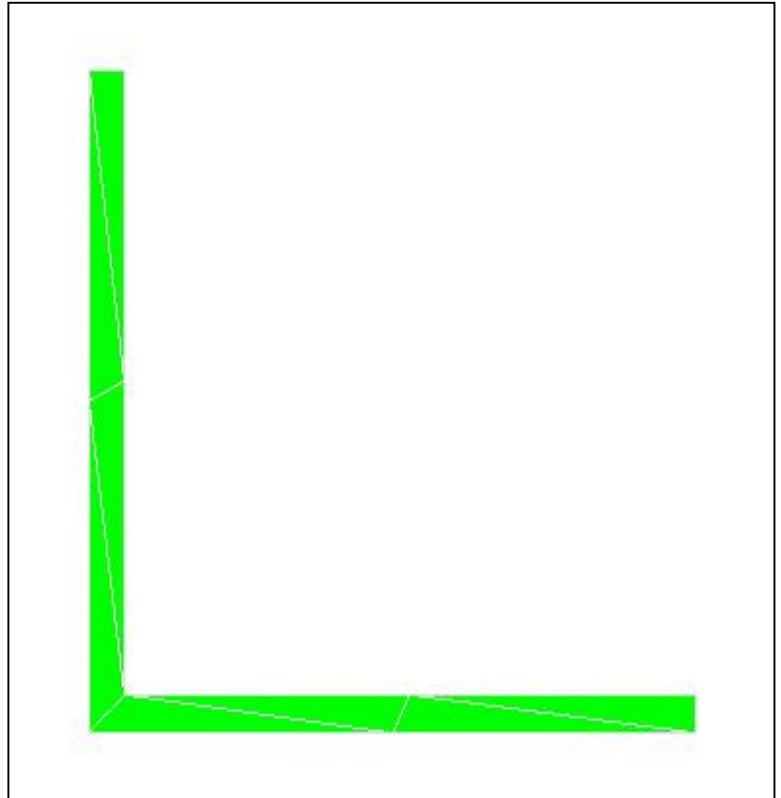
X Centroid: 13.60 mm
Y Centroid: 13.71 mm
Section Area: 291.0 mm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 72.23 kN
Ultimate Axial Force: 116.4 kN
Energy per Length: 19.70 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 81.43 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 58.20E+3 kN
Yield EA Effective: 176.0 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L60X6
Loading Name: LOADS
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L60x6
Page __ of __

Section Details:

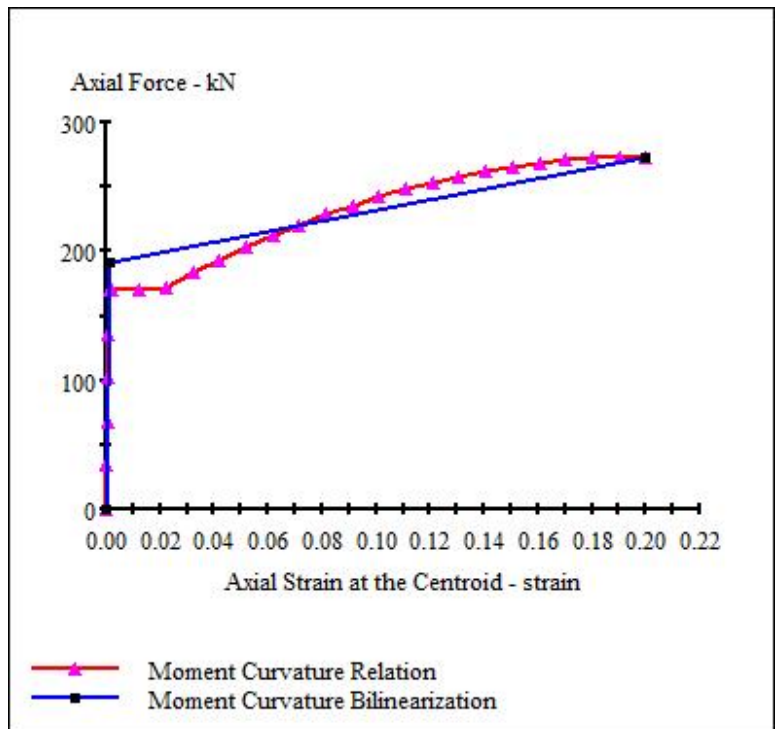
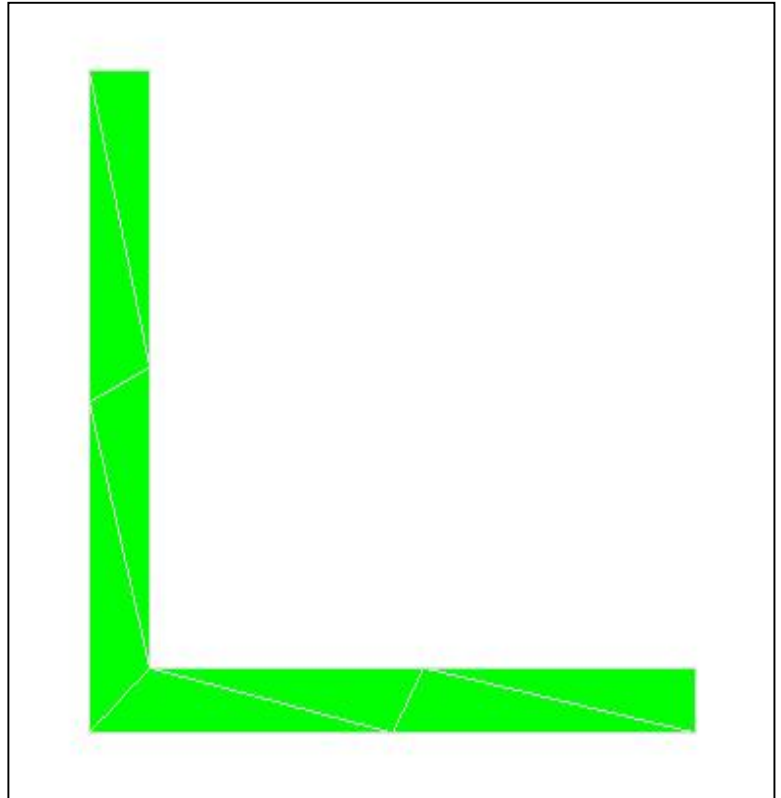
X Centroid: 17.21E-3 m
Y Centroid: 17.21E-3 m
Section Area: .6840E-3 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 169.8 kN
Ultimate Axial Force: 273.5 kN
Energy per Length: 46.30 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 191.4 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 136.8E+3 kN
Yield EA Effective: 413.6 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L65x6
Loading Name: Loads
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L65x6
Page __ of __

Section Details:

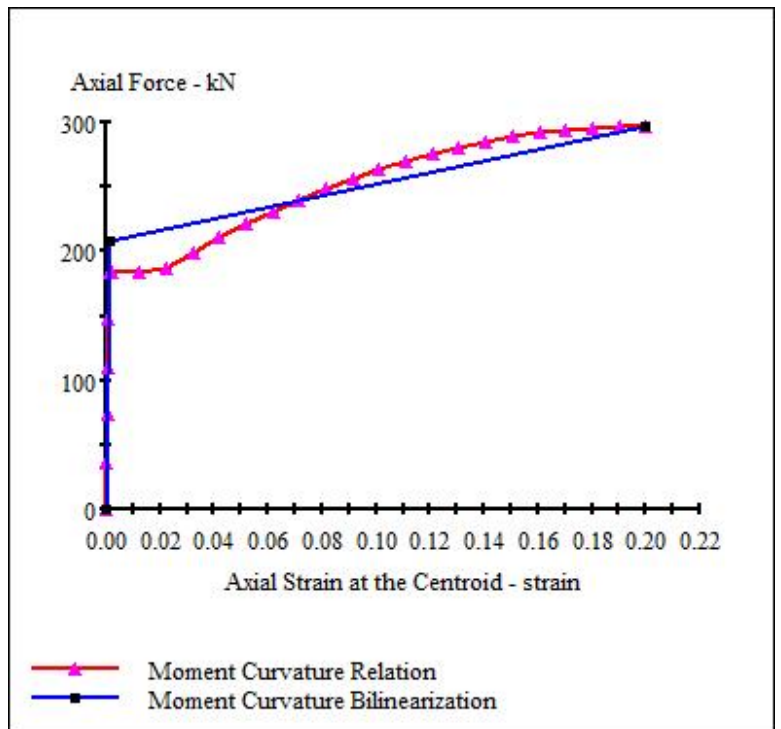
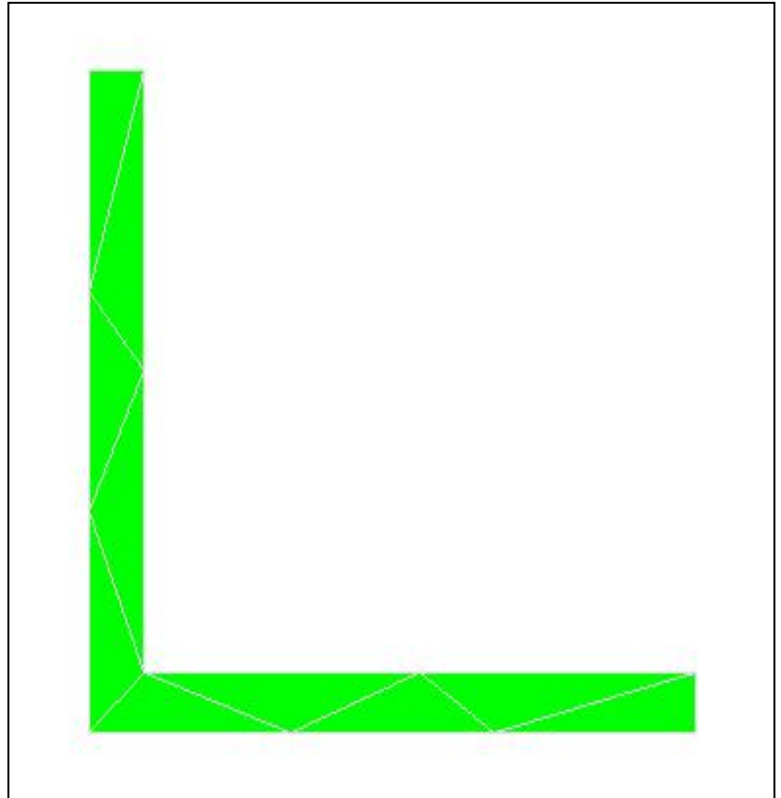
X Centroid: 18.46 mm
Y Centroid: 18.46 mm
Section Area: 744.0 mm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 184.7 kN
Ultimate Axial Force: 297.5 kN
Energy per Length: 50.36 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 208.2 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 148.8E+3 kN
Yield EA Effective: 449.9 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L100x6
Loading Name: Loads
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L100x100x6
Page __ of __

Section Details:

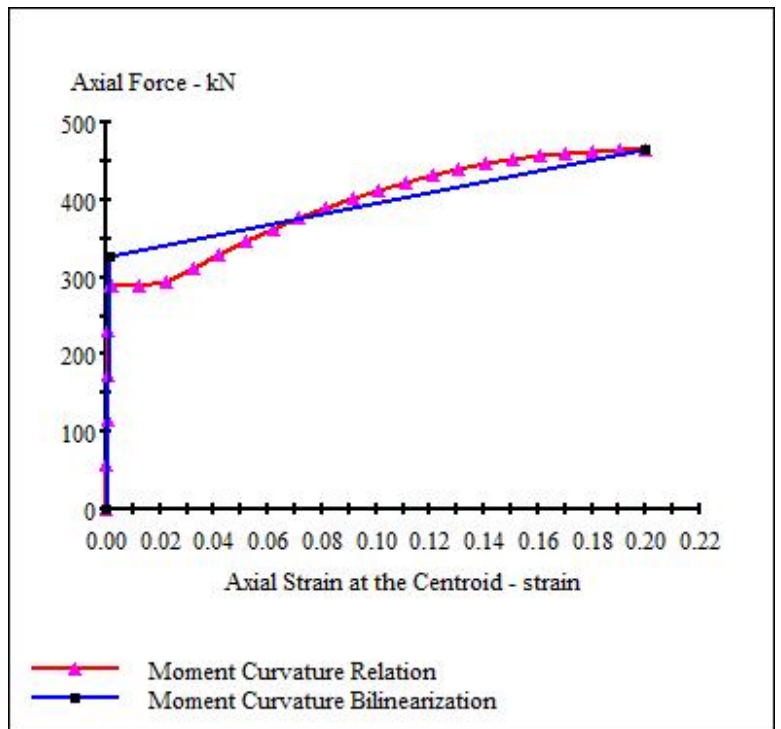
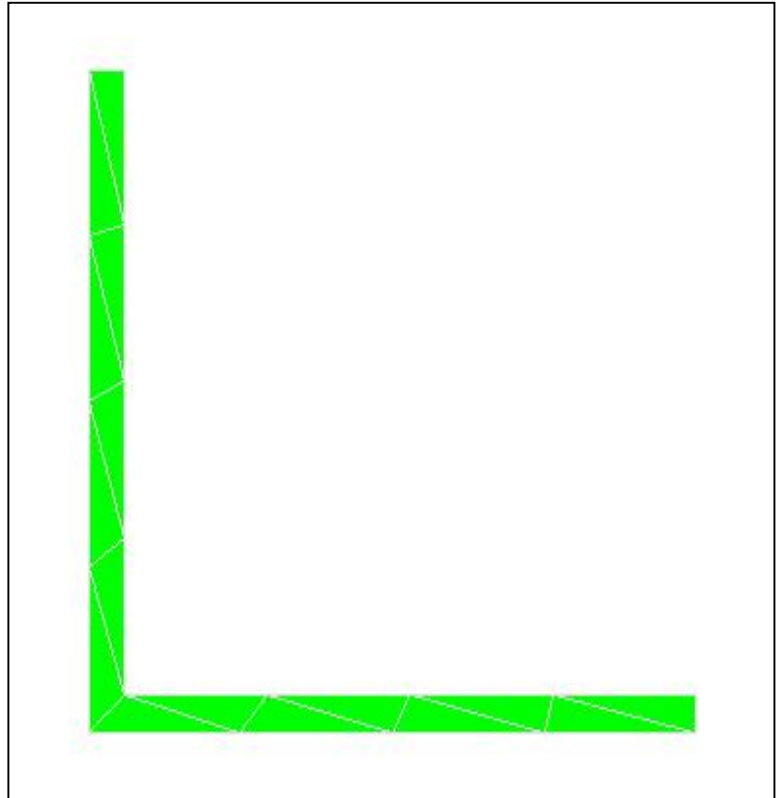
X Centroid: 27.23 mm
Y Centroid: 27.23 mm
Section Area: 1164 mm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 288.9 kN
Ultimate Axial Force: 465.5 kN
Energy per Length: 78.79 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 325.7 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 232.8E+3 kN
Yield EA Effective: 703.8 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L100x8
Loading Name: LOADS
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
L100x8
Page __ of __

Section Details:

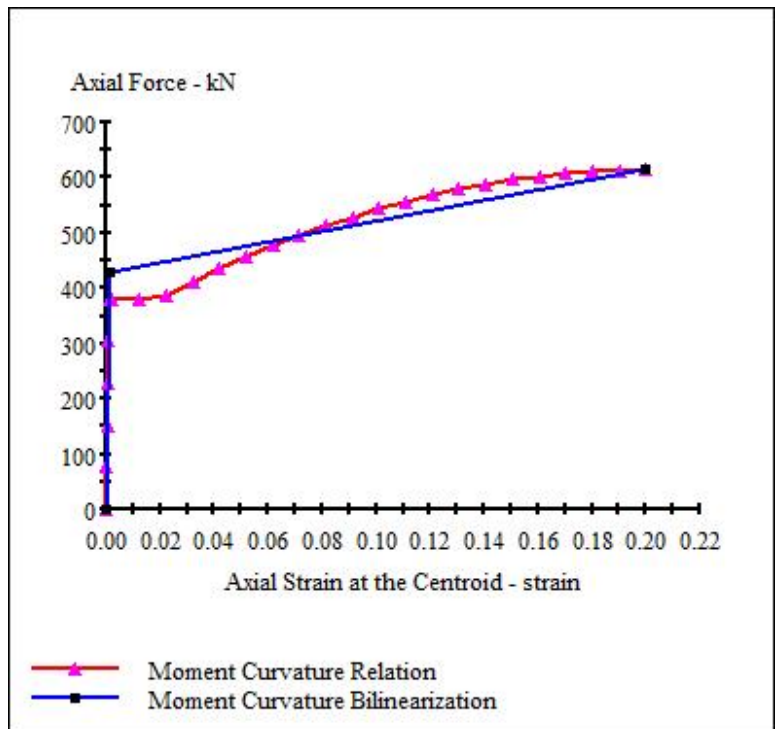
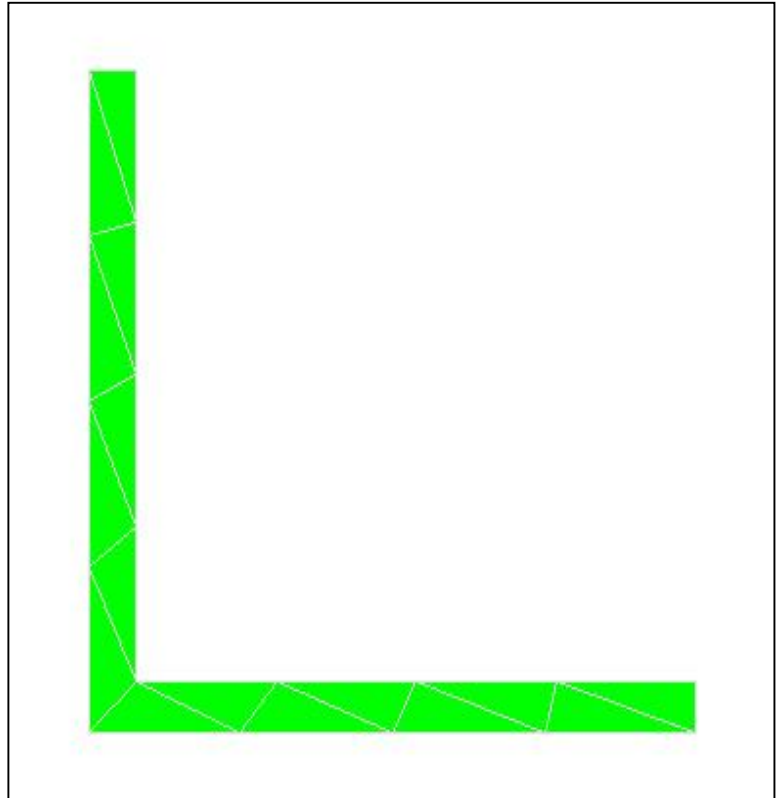
X Centroid: 27.96E-3 m
Y Centroid: 27.96E-3 m
Section Area: 1.536E-3 m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 381.3 kN
Ultimate Axial Force: 614.2 kN
Energy per Length: 104.0 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 429.8 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 307.2E+3 kN
Yield EA Effective: 928.7 kN
Bilinear Harding Slope: .3023 %
Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: L100x100x10
Loading Name: Loads
Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz
Universidad Técnica de Ambato
06/04/2015
FICM
Análisis Estático No Lineal
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 28.68E-3 m
Y Centroid: 28.68E-3 m
Section Area: 1.900E-3 m²

Loading Details:

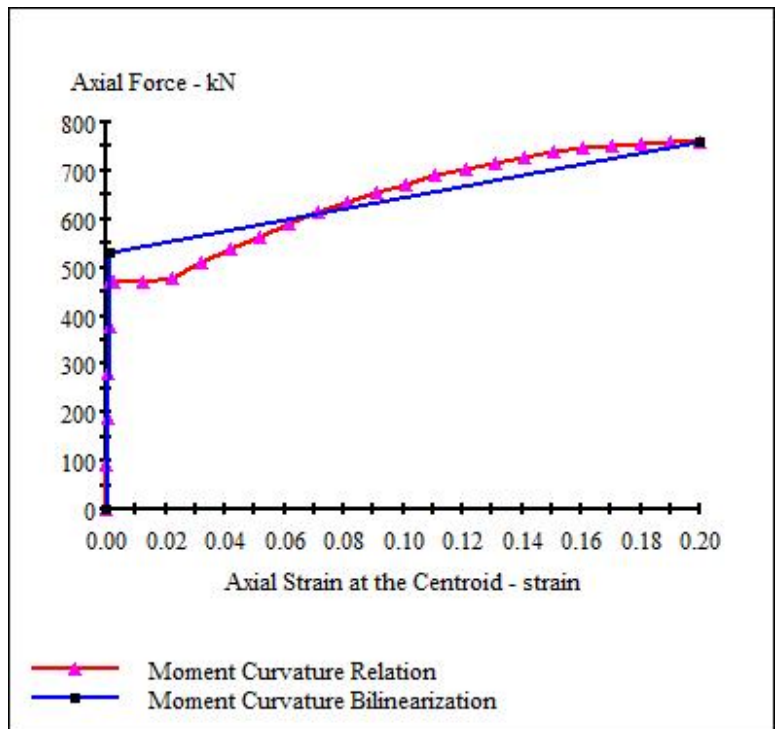
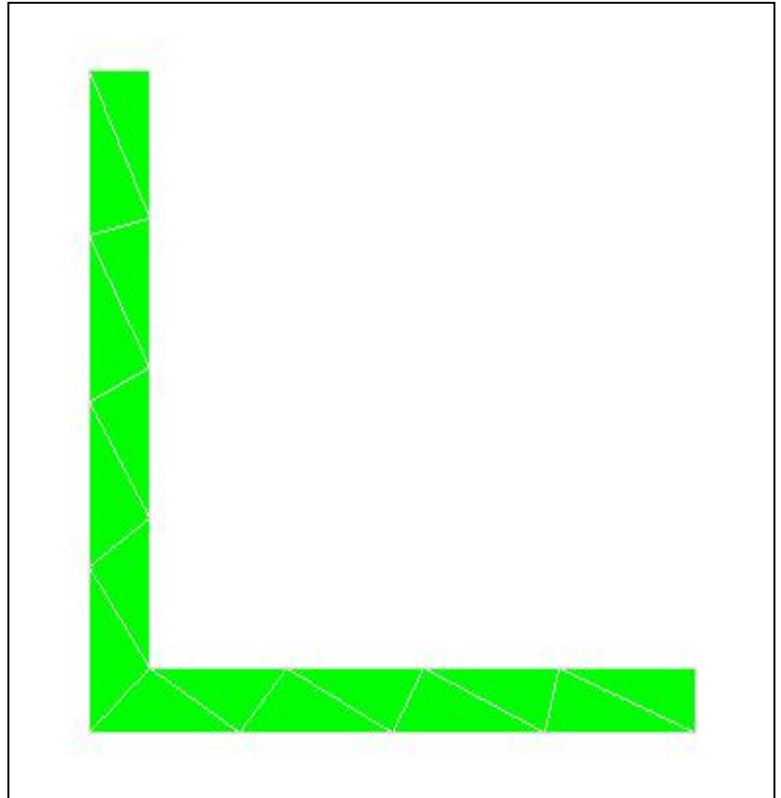
Incrementing Loads: Axial Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36
Failure Strain: .2000 Compression
Constant Load Strain: 0 Ten
Centroid Strain at Yield: 1.241E-3 Comp
Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp
Axial Force at Yield: 471.6 kN
Ultimate Axial Force: 759.8 kN
Energy per Length: 128.6 kN
Effective Yield Strain: 1.399E-3 Comp
Effective Yield Axial Force: 531.6 kN
Over Strength Factor: 1.429
EA Effective: 380.0E+3 kN
Yield EA Effective: 1149 kN
Bilinear Hardening Slope: .3024 %
Axial Strain Ductility: 143.0

Comments:

Perfil estructural L 100x100x10mm



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: UVE 80X80X6

Loading Name: LOADS

Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz

Universidad Técnica de Ambato

06/04/2015

FICM

UVE 80x80x6

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: -5.970×10^{-17} m

Y Centroid: 25.74×10^{-3} m

Section Area: 1.399×10^{-3} m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36

Failure Strain: .2000 Compression

Constant Load Strain: 0 Ten

Centroid Strain at Yield: 1.241×10^{-3} Comp

Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp

Axial Force at Yield: 347.3 kN

Ultimate Axial Force: 559.5 kN

Energy per Length: 94.70 kN

Effective Yield Strain: 1.399×10^{-3} Comp

Effective Yield Axial Force: 391.5 kN

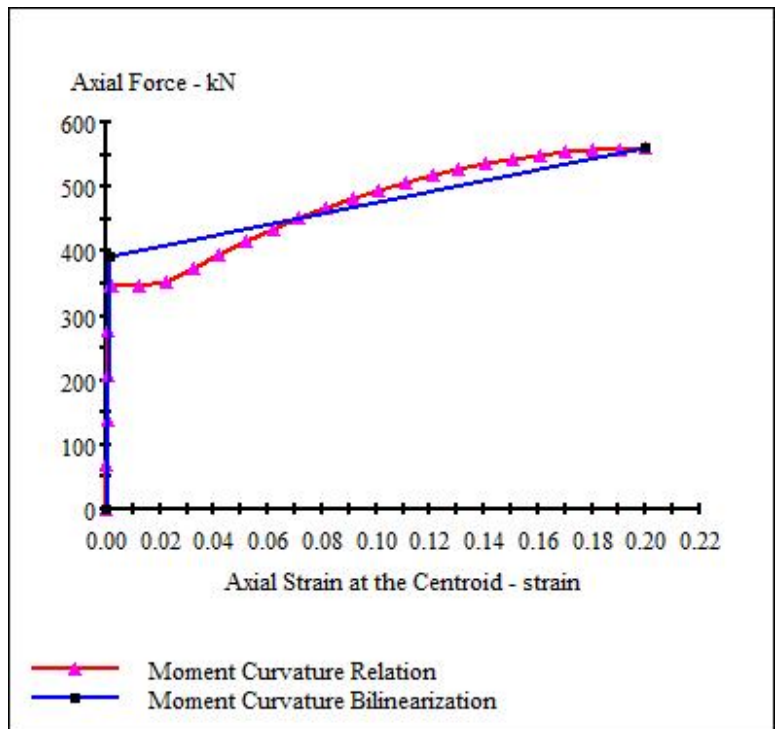
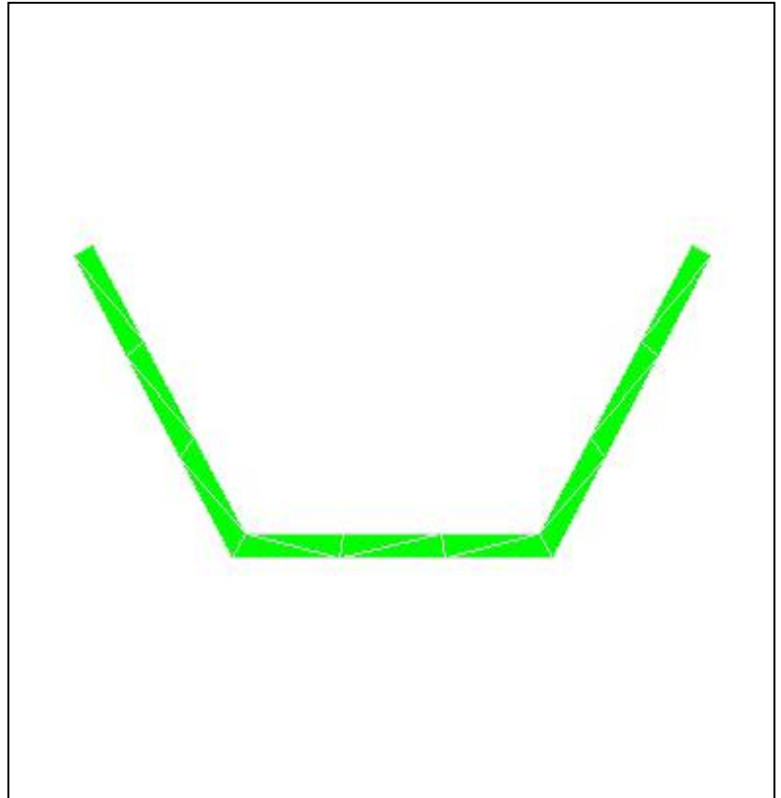
Over Strength Factor: 1.429

EA Effective: 279.8×10^3 kN

Yield EA Effective: 845.9 kN

Bilinear Harding Slope: .3023 %

Axial Strain Ductility: 143.0



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: UVE80x80x8

Loading Name: LOADS

Analysis Type: Moment Curvature

Alexis Ramiro Díaz

Universidad Técnica de Ambato

06/04/2015

FICM

UVE 80x80x8

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: $-4.909E-17$ m

Y Centroid: $26.61E-3$ m

Section Area: $1.846E-3$ m²

Loading Details:

Incrementing Loads: Axial Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: A36

Failure Strain: .2000 Compression

Constant Load Strain: 0 Ten

Centroid Strain at Yield: $1.241E-3$ Comp

Centroid Strain at Ultimate: .2000 Comp

Axial Force at Yield: 458.3 kN

Ultimate Axial Force: 738.3 kN

Energy per Length: 125.0 kN

Effective Yield Strain: $1.399E-3$ Comp

Effective Yield Axial Force: 516.6 kN

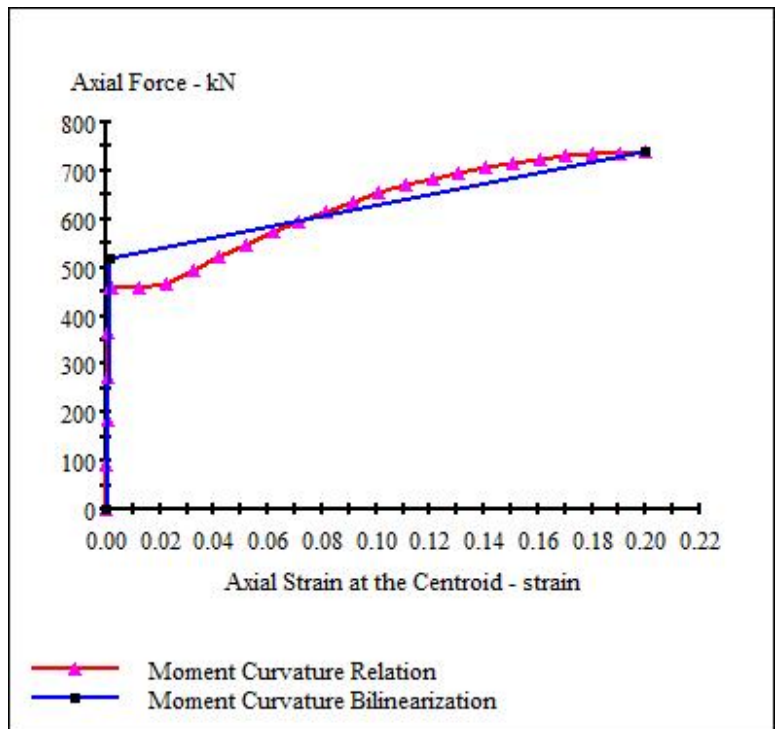
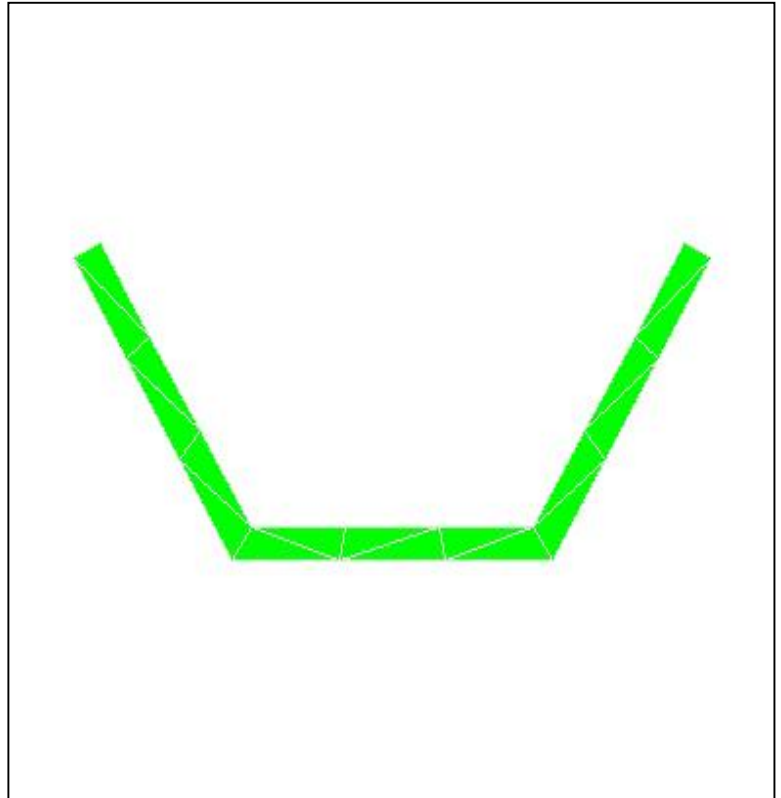
Over Strength Factor: 1.429

EA Effective: $369.3E+3$ kN

Yield EA Effective: 1116 kN

Bilinear Hardening Slope: .3023 %

Axial Strain Ductility: 143.0



ANEXO 6.- PLANOS



PROYECTO:

DISEÑO DE UNA TORRE DE
TELECOMUNICACIONES
ALTIPOSPORTADA DE 42m DE ALTURA Y
SU CHEQUEO EN EL RANGO
INELÁSTICO DEL COMPORTAMIENTO
(PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL)

CONTENIDO:

PLANO MONTAJE DE TORRE DE 42m

CALCULÓ:

Egdo. Alexis Ramiro Díaz S.

DIBUJÓ:

Egdo. Alexis Ramiro Díaz S.

REVISÓ:

Patricio M. Vasco, Ing. Civil

APROBÓ:

Patricio M. Vasco, Ing. Civil

OBSERVACIONES:

ESCALAS:

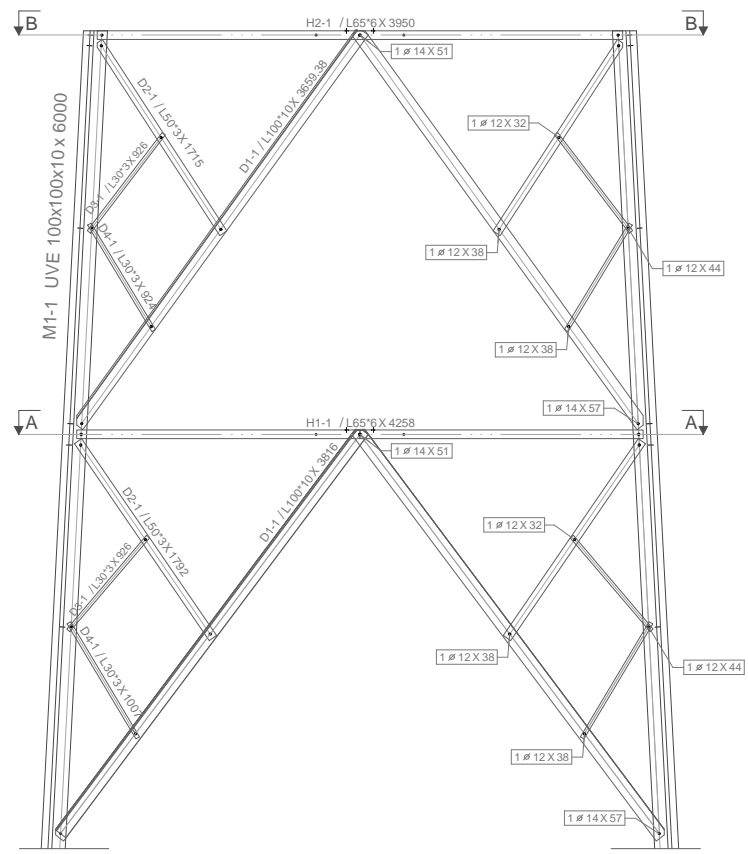
LAS INDICADAS

FECHA: ABRIL 2015

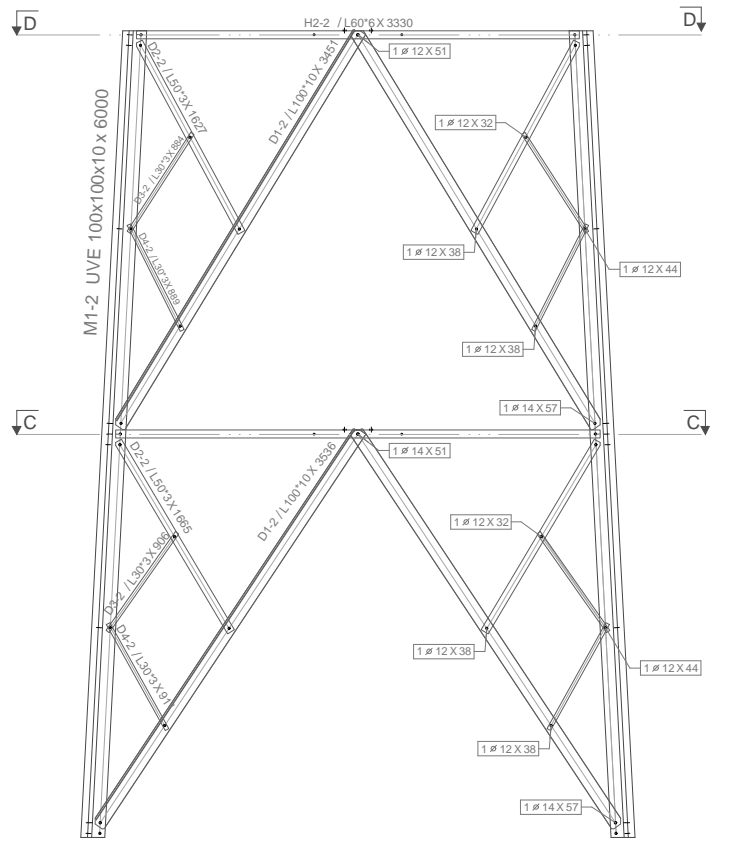
CLAVE: T42m

ACOTACIONES:
MILIMETROS

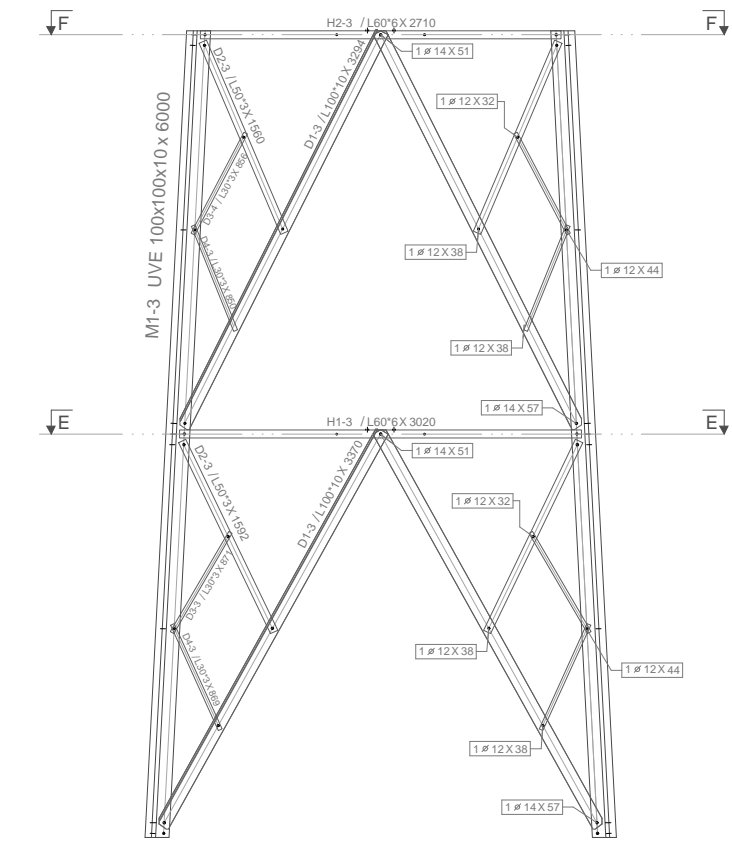
TORRE 42 m.



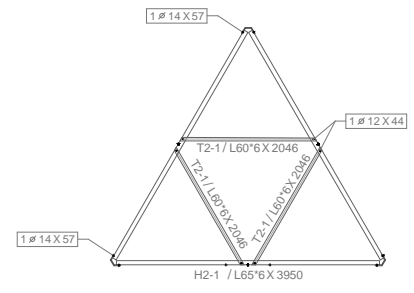
VISTA FRONTAL TRAMO 1
ESCALA: 1:25 h=6.00m



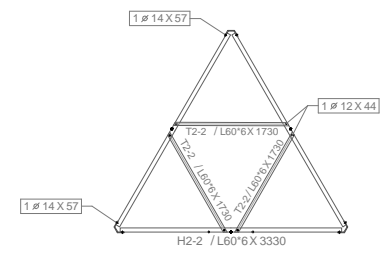
VISTA FRONTAL TRAMO 2
ESCALA: 1:25 h=6.00m



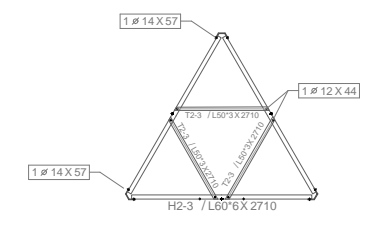
VISTA FRONTAL TRAMO 3
ESCALA: 1:25 h=6.00m



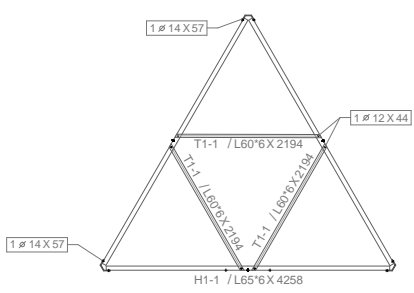
SECCIÓN B-B
ESCALA: 1:50 h=6.00m



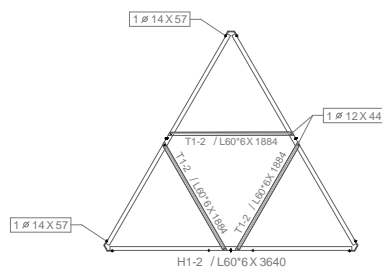
SECCIÓN D-D
ESCALA: 1:50 h=6.00m



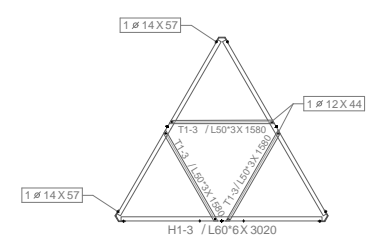
SECCIÓN F-F
ESCALA: 1:50 h=18.0m



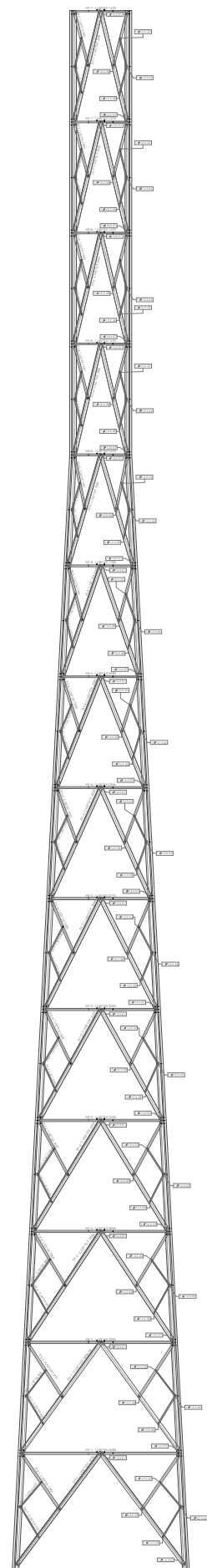
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1:50 h=3.00m



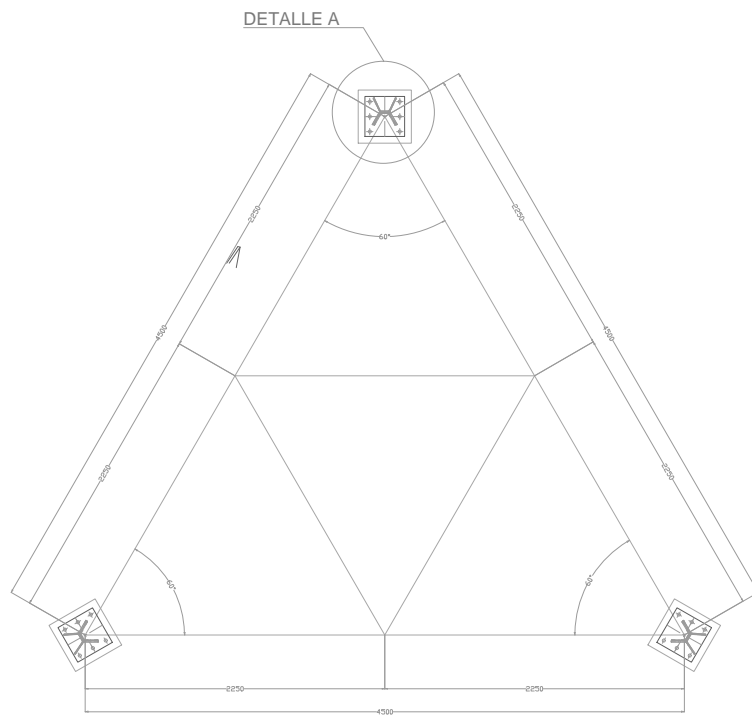
SECCIÓN C-C
ESCALA: 1:50 h=9.00m



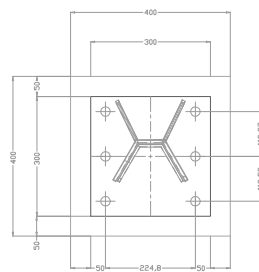
SECCIÓN E-E
ESCALA: 1:50 h=15.0m



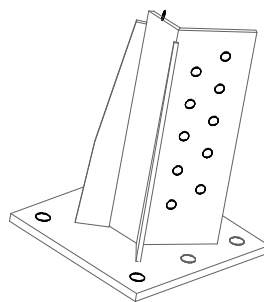
ELEVACIÓN TORRE 42 m
 ESCALA: 1:75



DISTANCIA ENTRE EJES
 ESCALA: 1:25 h=0.00m



DETALLE 1
 ESCALA: h=6.00m



BOTA TORRE 42m
 ESCALA: S/E

UNIVERSIDAD
 TÉCNICA
 DE
 AMBATO



FACULTAD
 INGENIERÍA
 CIVIL Y
 MECÁNICA



CALCULÓ:

Egdo. Alexis Ramiro Díaz S.

DIBUJÓ:

Egdo. Alexis Ramiro, Díaz S

REVISÓ:

Patricio M. Vasco, Ing. Civil

APROBÓ:

Patricio M. Vasco, Ing. Civil

CONTIENE:

ESCALAS:
LAS INDICADAS

OBSERVACIONES:

FECHA

ABRIL 2015

PLANO NO.

CLAVE:

T42m

ACOTACIONES:

MILIMETROS

TORRE 42 m.