

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL Y SUS RESPECTIVAS FOSAS DENTRO DEL TALLER "CHIRIYACU" PARA FERROCARRILES DEL ECUADOR EMPRESA PÚBLICA F.E.E.P.

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
MECÁNICO

ALEX SANTIAGO CUICHÁN VELASCO

acuichanvelasco@gmail.com

DIRECTOR:

Ing. William Venegas, M.Sc

william.venegas@epn.edu.ec

Quito, Octubre 2016

DECLARACIÓN

Yo, ALEX SANTIAGO CUICHÁN VELASCO, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mi derecho de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad vigente.

Alex Santiago Cuichán Velasco.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CUICHÁN VELASCO ALEX SANTIAGO, bajo mi supervisión.

Ing. William Venegas M.Sc.

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Totalmente agradecido con las bendiciones recibidas por DIOS que estuvo siempre ahí haciendo muchas veces de lo imposible lo más fácil me guio por el buen camino dándome esa capacidad de entendimiento de así poder concluir con este trabajo tan anhelado por toda mi familia y por mi persona.

Agradecido también con mi familia que me apoyó firmemente en mis actividades dándome confianza y esperanzas que en bien me impulsó a lograr mis expectativas de la mejor manera.

Y bueno igual de agradecido con mi Director y con aquellos especialistas que me supieron transmitir sus conocimientos y lograron despejar con todas mis dudas que día a día se iban presentando.

No me he olvidado de mis amigos que me han acompañado en mi trayecto de esta humilde institución a todos ellos Dios les pague porque con ellos fueron con quienes he compartido mucho tiempo, penas, alegrías e incluso enojos que nos ayudan a ser grandes y ver las cosas de mejor manera.

DEDICATORIA

Dedicado con todo el cariño del mundo a mi DIOS y a mis padres que fueron los entes siempre presentes desde el día que había comenzado mis estudios y nunca me dejaron caer, fueron, son y serán mi bastón ante todo problema que tenga.

Este es uno de los primeros objetivos que quiero que mis padres y mi familia vean de mi porque mis esfuerzos y logros serán para el apoyo y bienestar de nuestro núcleo familiar.

Orgulloso de poder dedicarlos a quienes en vida están y poderles decir “DIOS LES PAGUE” por TODO, pues este es mi pago para mi herencia que fue la educación implantada desde el hogar y la recibida en los centros de educación.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	i
CERTIFICACIÓN	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
DEDICATORIA.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS	xv
ÍNICE DE TABLAS	xiii
RESUMEN	xvi
PRESENTACIÓN	xvii
CAPÍTULO I GENERALIDADES	1
1.1 El ferrocarril	1
1.1.1 La vía carrilera	1
1.1.2 Historia del ferrocarril en el Ecuador	5
1.1.3 Funcionamiento del ferrocarril	10
1.1.4 Actividades de mantenimiento	11
1.2 Estructuras de acero.....	11
1.2.1 El acero estructural	11
1.2.2 Perfiles de acero	14
1.2.3 Tipos de estructuras de acero	16
1.3 Normas aplicadas al diseño estructural	17
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	18
2.1 Conceptos para el diseño estructural	18

2.1.1	Resistencia nominal	18
2.1.2	Resistencia de diseño	18
2.1.3	Factores de resistencia	18
2.1.4	Estados límite.....	18
2.1.5	Área gruesa.....	19
2.1.6	Área neta.....	19
2.1.7	Área neta efectiva	21
2.2	Diseño con factores de carga y resistencia LRFD	22
2.3	Miembros cargados a tracción.....	23
2.3.1	Modos de falla en miembros cargados a tracción	23
2.3.2	Área requerida para tracción	26
2.4	Miembros cargados a compresión.....	27
2.4.1	Modos de falla en elementos a compresión	27
2.4.2	Carga crítica de Euler.....	29
2.4.3	Resistencia nominal de diseño.....	32
2.5	Miembros cargados a flexión	33
2.5.1	Modos de falla en miembros a flexión.....	34
2.5.2	Pandeo lateral por flexo torsión.....	36
2.5.3	Factores de diseño.....	38
2.5.4	Resistencia nominal a la flexión	39
2.6	Flexo-compresión	41
2.7	Miembros cargados a corte	42
2.8	Sistema de arriostramiento.....	43
2.8.1	Sistema de arriostramiento lateral.....	44
2.8.2	Sistema de arriostramiento en techo.....	44

2.8.3	Caso especial.....	45
2.9	Conexiones de acero.....	46
2.9.1	Tipos de conexiones de acero	46
2.9.2	Conexiones empernadas	47
2.9.3	Conexiones soldadas.....	51
2.9.4	Placa base	54
2.9.5	Pernos de anclaje	72
CAPÍTULO III PARÁMETROS DE DISEÑO.....		76
3.1	Diseño de la forma.....	76
3.1.1	Luz del pórtico (L).....	77
3.1.2	Altura de las columnas (H).....	77
3.1.3	Pendiente de la cubierta.....	77
3.2	Cargas de diseño.....	77
3.2.1	Cargas permanentes o muertas	78
3.2.2	Cargas variables	82
3.2.3	Resumen de cargas	90
3.2.4	Análisis sísmico.....	91
3.3	Cargas debidas al puente grúa.....	104
3.3.1	Reacción máxima de la rueda	104
3.3.2	Cargas de impatco vertical.....	104
3.3.3	Cargas de impacto lateral	104
3.3.4	Cargas de tracción	104
3.3.5	Combinaciones de carga en el puente grúa.....	105

CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO CON EL MÉTODO LRFD.....	106
4.1 Combinaciones de carga	106
4.1.1 Combinaciones de carga para el método LRFD	106
4.1.2 Combinaciones de carga para el diseño	107
4.2 Pórtico a dos aguas	108
4.2.1 Grado de indeterminación de la estructura	108
4.2.2 Programa SAP2000	110
4.3 Prediseño de columnas	112
4.3.1 Compresión.....	113
4.3.2 Elementos compactos y esbeltos en compresión	116
4.3.3 Elementos compactos y esbeltos en flexión.....	117
4.3.4 Rango elástico o plástico	117
4.3.5 Análisis en la fluencia y pandeo lateral torsional.....	118
4.3.6 Diseño a flexo-compresión.....	119
4.4 Prediseño de la viga principal.....	120
4.5 Prediseño de la viga carrilera	123
4.6 Diseño de placa base y anclajes	126
4.6.1 Diseño de la placa base.....	126
4.6.2 Diseño de pernos de anclaje.....	131
4.7 Cimentación.....	133
CAPÍTULO V INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS CON SOFTWARE	134
5.1 Introducción	134
5.2 Desarrollo	134
5.2.1 Ingreso de la geometría	134

5.2.2	Ingreso de perfilera	136
5.2.3	Ingreso de cargas	137
5.2.4	Participación modal de la masa	141
5.2.5	Revisión de derivas	143
5.2.6	Revisión del radio demanda capacidad	145
5.3	Diseño de vigas para la fosa	146
5.4	diseño de la estructura de fosa	149
CAPÍTULO VI ANÁLISIS DE COSTOS		151
6.1	Costo de diseño	151
6.2	Costo de kilogramo instalado	151
6.3	Costo de pernos y soldadura	154
6.4	Resumen de costos	154
6.4.1	Costos de elementos principales	154
6.4.2	Costo de la estructura metálica	154
6.4.3	Costo estructura metálica con puente grúa	155
CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		156
7.1	Conclusiones	156
7.2	Recomendaciones	158
BIBLIOGRAFÍA		159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Riel ferroviario	2
Figura 1.2 Durmientes de vía	2
Figura 1.3 Clavos de anclaje.	3
Figura 1.4 Balasto	3
Figura 1.5 Trocha	4
Figura 1.6 Máquina a Vapor #17	4
Figura 1.7 Ruta Nariz del Diablo.....	6
Figura 1.8 Primera máquina a vapor	7
Figura 1.9 Tramo Quito – Latacunga.....	8
Figura 1.10 Ubicación geográfica del taller Chiriyacu.....	8
Figura 1.11 Esfuerzo vs deformación	12
Figura 1.12 Laminados en caliente.....	15
Figura 1.13 Perfiles laminados en frío	15
Figura 2.1 Área neta y gruesa de una sección	19
Figura 2.2 a) y b) Agujeros en una hilera, c) agujeros escalonados.....	20
Figura 2.3 Centroide en secciones “W”	21
Figura 2.4 Cortante de bloque	24
Figura 2.5 Factor de reducción.....	25
Figura 2.6 Perfiles atiesados y no atiesados	28
Figura 2.7 Coeficiente de longitud efectiva “K”	31
Figura 2.8 Viga a flexión	34
Figura 2.9 Rigidización de secciones “W”	35
Figura 2.10 Pandeo lateral	35
Figura 2.11 Pandeo lateral-torsional.....	36
Figura 2.12 Resistencia a la flexión en función de la esbeltez	37
Figura 2.13 Resistencia a la flexión en función de la longitud no arriostrada	37
Figura 2.14 Cruces de San Andrés	44
Figura 2.15 Arriostramiento de techo	45
Figura 2.16 Vigas de amarre	45

Figura 2.17 Garganta del cordón de soldadura	53
Figura 2.18 Partes conexión placa base	54
Figura 2.19 Placa base con momentos pequeños.....	55
Figura 2.20 Placa base con momentos grandes	55
Figura 2.21 Soldadura en la placa base	57
Figura 2.22 Dimensiones de una placa base.....	60
Figura 2.23 Distribución de presión uniforme	61
Figura 2.24 Placa base con momento pequeño	64
Figura 2.25 Placa base con momento grande	69
Figura 2.26 Pernos de anclaje.....	73
Figura 3.1 Geometría de la estructura.....	76
Figura 3.2 Área equivalente o colaborante en el techo	79
Figura 3.3 Distribución de las correas sobre el techo.....	80
Figura 3.4 Efectos de barlovento y sotavento.....	84
Figura 3.5 Dirección del viento sobre la estructura.....	87
Figura 3.6 Efecto del viento en dos direcciones	88
Figura 3.7 Zonas sísmicas y factor Z.....	92
Figura 3.8 Espectro de diseño basado en aceleraciones	97
Figura 4.1 Reacciones y momentos en el pórtico.....	109
Figura 4.2 Ingreso de la combinación de carga predominante	110
Figura 4.3 Reacciones en los apoyos.....	111
Figura 4.4 Diagrama de cortante	111
Figura 4.5 Diagrama de momento flector	112
Figura 4.6 Pandeo en un pórtico bi empotrado.....	112
Figura 4.7 Pandeo un pórtico articulado-rodillo	113
Figura 4.8 Pandeo de una sección “W”	113
Figura 4.9 Resistencias requeridas en la columna principal.....	114
Figura 4.10 Resistencias requeridas en la viga principal.....	120
Figura 4.11 Momento y cortante máximo en la viga carrilera.	123
Figura 4.12 Placa base.....	127
Figura 5.1 Mallado para la nave industrial	134
Figura 5.2 Geometría de la nave industrial.....	135
Figura 5.3 Restricciones en los apoyos.....	135

Figura 5.4 Creación de materiales.....	136
Figura 5.5 Sección para la viga carrilera	137
Figura 5.6 Ingreso de masa del puente grúa	137
Figura 5.7 Ingreso de la carga muerta.....	138
Figura 5.8 Ingreso de la carga viva	139
Figura 5.9 Patrones de carga en SAP2000	140
Figura 5.10 Patrón de carga sísmico definido por el usuario.....	140
Figura 5.11 Ingreso de reacciones a la viga carrilera	141
Figura 5.12 Ingreso de reacciones que afectan a la columna	141
Figura 5.13 Participación modal de masa	142
Figura 5.14 Configuración de vectores Ritz.....	143
Figura 5.15 Desplazamiento debido a sismo_x.....	143
Figura 5.16 Desplazamiento máximo debido a sismo_y	144
Figura 5.17 Radio demanda capacidad para las correas	145
Figura 5.18 Radio demanda capacidad para perfiles laminados en caliente.....	146
Figura 5.19 Límite de compresión para arriostamiento de techo.....	146
Figura 5.20 Carga distribuida debida a la locomotora a vapor N°17	147
Figura 5.21 Reacción máxima de la rueda	147
Figura 5.22 Efectos de carga sobre las ruedas	148
Figura 5.23 Diagrama de momentos	148
Figura 5.24 Radio demanda capacidad para la viga fosa.....	149
Figura 5.25 Demanda capacidad para la estructura de la fosa	150

ÍNICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Pretensión mínima en pernos.	48
Tabla 2.2 Tipos de agujeros y dimensiones.	50
Tabla 2.3 Distancia mínima al borde.	51
Tabla 2.4 Tamaño mínimo de soldadura en filete.	53
Tabla 2.5 Soldaduras demasiado largas.	54
Tabla 2.6 Materiales para placas base	56
Tabla 2.7 Tamaño de agujeros en placas base para pernos de anclaje.	57
Tabla 2.8 Tabla resumen de excentricidades	65
Tabla 2.9 Materiales para pernos de anclaje.	73
Tabla 2.10 Resistencia a la tensión en pernos.	74
Tabla 3.1 Cargas muertas	78
Tabla 3.2 Peso asumido del pórtico.	79
Tabla 3.3 Ficha técnica del techo	81
Tabla 3.4 Peso de las correas	81
Tabla 3.5 Carga muerta del puente grúa	82
Tabla 3.6 Cargas vivas.	83
Tabla 3.7 Coeficiente de corrección σ	85
Tabla 3.8 Coeficiente de exposición c_e	86
Tabla 3.9 Factor de forma c_f	86
Tabla 3.10 Resumen de cargas muertas.	90
Tabla 3.11 Resumen de cargas variables.	91
Tabla 3.12 Tabulación factor Z.	92
Tabla 3.13 Clasificación de los Suelos.	93
Tabla 3.14 Selección del tipo de suelo	95
Tabla 3.15 Factores de sitio F_a	95
Tabla 3.16 Factores de sitio F_d	96
Tabla 3.17 Factores comportamiento inelástico.	96
Tabla 3.18 Valores espectrales para la aceleración	98
Tabla 3.19 Constantes para el período fundamental de vibración.	99
Tabla 3.20 Tipo de estructura y factor de importancia.	100

Tabla 3.21 Factor de reducción sísmica R.....	102
Tabla 4.1 Cargas no factoradas para LRFD.	108
Tabla 4.2 Cargas factoradas para LRFD.	108
Tabla 4.3 Efectos P-delta.....	119
Tabla 5.1 Carga muerta para simulación.	138
Tabla 5.2 Carga viva para simulación.....	138
Tabla 5.3 Porcentaje de masa participativa para sismo.....	139
Tabla 6.1 Costo de columnas por kilogramo de acero.....	151
Tabla 6.2 Costo en correas por kilogramo de acero.	152
Tabla 6.3 Costo en vigas por kilogramo de acero.....	152
Tabla 6.4 Costo de cubierta metálica por metro cuadrado.	153
Tabla 6.5 Costo de estructura metálica por metro cuadrado.	153
Tabla 6.6 Costo de elementos principales.	154
Tabla 6.7 Costo total de la estructura metálica	155
Tabla 6.8 Costo total conjunto	155

ÍNDICE DE ANEXOS

- Anexo 1** Factor de reducción para cortante..... ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 2** Relación de esbeltez para elementos a compresión.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 3** Normograma para ladeo permitido y no permitido.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 4** Resistencia factorada en función de la esbeltez.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 5** Tabla de esbeltez para elementos a flexión¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 6** Resistencia nominal de pernos estructurales.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 7** Plano del puente grúa CLESCRANE.....¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 8** Propiedades de la sección HEB400. ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 9** Proforma de perfiles estructurales Dipac Manta S.A¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 10** Cotización del puente grúa desde CLESCRANE¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 11** Conexión a momento en la esquina del pórtico.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 12** Conexión a momento en la cumbrera... ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 13** Conexión a momento en la ménsula ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 14** Conexión para placa base..... ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 15** Conexión cartela viga a cortante ¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 16** Conexión cartela para arriostamiento lateral.¡Error! Marcador no definido.
- Anexo 17** Conexión a cortante para la viga carrilera.¡Error! Marcador no definido.

RESUMEN

Dentro del taller Chiriyacu perteneciente a Ferrocarriles del Ecuador es necesario extender la nave industrial existente porque las actividades de mantenimiento se realizan en un espacio reducido y las locomotoras están expuestas a cambios climáticos. La configuración de la nueva nave industrial deberá soportar un puente grúa de 30 toneladas siendo éste el aspecto fundamental dentro del diseño. El diseño estructural estuvo basado en varios reglamentos como; método LRFD, AISI/SEI7-10, NEC2014, mismos que fueron considerados en el pre-diseño de elementos principales y en el diseño final mediante el programa SAP2000 y RamConnection. No fue posible diseñar y simular la estructura como un todo debido a que el largo es demasiado grande respecto a la luz, la solución fue dividirla en módulos tomando una tercera parte como medio de estudio, así se facilitó el análisis sísmico pseudoestático obteniendo perfiles estructurales análogos a estructuras ya existentes en la región. Los planos estructurales fueron generados en AutoCAD Structural Detailing. Por otro lado se seleccionó los perfiles idóneos para las fosas que deberán soportar a la máquina de mayor peso siguiendo el mismo procedimiento de la estructura. El estudio geotécnico y de cimentaciones no se lo realizó por estar fuera del campo de estudio.

PRESENTACIÓN

Capítulo 1, se da una breve introducción al sistema ferroviario que se encuentra dentro del país, partes y funcionamiento del ferrocarril y sus respectivas actividades de mantenimiento que al momento se realizan dentro del taller “Chiriyacu”. También están los tipos de acero, perfilería, tipos de estructuras y normas de diseño estructural.

Capítulo 2, el marco teórico comprende de fórmulas y conceptos para el diseño estructural, basados en la norma AISC (American Institute of Steel Construction) y el método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Capítulo 3, intervienen los parámetros de diseño como; la geometría de la estructura, las cargas a las que se verá sometida en diferentes aspectos meteorológicos para luego hacer una estimación de las cargas más desfavorables que se presentarían en el siguiente capítulo. El estudio del aspecto sísmico entra en este capítulo y se desarrolla en su totalidad de acuerdo a lo establecido por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

Capítulo 4, se presenta el análisis y diseño estructural basado en el método LRFD, los prediseños de elementos principales y se verificación de aspectos importantes de fallo como; pandeo, flexión, y otros.

Capítulo 5, se interpretan los resultados obtenidos en el capítulo anterior por medio de un software y el mismo que permite afinar la elección de las secciones encontradas e incluso analizar el efecto sísmico de manera pseudoestática.

Capítulo 6, con los datos reales de perfilera, proformas, tiempo de montaje y otros, se presentan los costos fijos y variables que correrán a cargo de la empresa auspiciante, en este caso Ferrocarriles del Ecuador.

Capítulo 7, con anécdotas y experiencias encontradas a lo largo de este trabajo se presentan las conclusiones y recomendaciones que pueden ser tomadas en cuenta para futuros trabajos.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 EL FERROCARRIL

Entiéndase como ferrocarril a un sistema de transporte terrestre el cual es direccionado o guiado por una vía carrilera la misma que está instalada con rieles o carriles que son propiamente los que guían al ferrocarril hacia el destino correspondiente.

El ferrocarril en si ha ido revolucionando el mundo entero, desde sus inicios en las Regiones de Europa especialmente en Inglaterra donde se dieron los primeros prototipos que fueron levantando poblaciones y abriendo nuevos rumbos logrando incluso conectar ciudades de países vecinos, razón por la cual le permitió desarrollarse enormemente al continente Europeo y el cual lo mantiene y sigue mejorando este tipo de transporte con la implementación de nuevas tecnologías como los llamados trenes bala o la levitación de trenes en Japón. Cabe resaltar que un sistema de tren sofisticado puede ser buena competencia a las aerolíneas.

1.1.1 LA VÍA CARRILERA

La vía carrilera está conformada básicamente de los siguientes elementos ferroviarios.

- Rieles.
- Durmientes.
- Clavos.
- Balasto.
- Ancho de vía o trocha

1.1.1.1 Rieles

Son básicamente un tipo de perfil laminado en caliente que tiene propiedades mecánicas mejores que los perfiles usados en estructuras metálicas. La dureza Brinell promedio es de 335 HBW, resistencia a la tracción del orden de 1 100 [MPa]. Las aleaciones principales usadas son: Magnesio, Cromo y Molibdeno, garantizando una microestructura perlítica muy fina.



Figura 0.1 Riel ferroviario
(Fuente: Technology, 2016)

1.1.1.2 Durmientes

Son cuerpos prismáticos usados para estabilizar los rieles y donde descansan los mismos sujetos con clavos especiales. Los suelen hacer de madera “Colorado” o en sus escases los implementan de concreto, ambos con los mismos propósitos. La única diferencia que los de concreto los usan para derivas en curvas pronunciadas.



Figura 0.2 Durmientes de vía
(Fuente: Trencordobes, 2010)

1.1.1.3 Clavos

Llamados propiamente como tirafondos son de acero y van sujetando al riel contra el durmiente, dependiendo del estado y del ajuste que presente si es flojo se los cambia cuando sea pertinente.



Figura 0.3 Clavos de anclaje
(Fuente: Railfasteners, 2016)

1.1.1.4 Balasto

Es una capa de piedra molida y asentada, sirve como drenaje y repartición uniforme de la presión bajo los durmientes evitando así que el suelo blando se dañe por peso del tren.



Figura 0.4 Balasto
(Fuente: Technology, 2016)

1.1.1.5 Ancho de Vía o Trocha

Se define como ancho de vía a la distancia entre los rieles medidos en las caras interiores a la trocha, cabe recalcar que el ancho de vía es un parámetro importante al momento de considerar la luz de la nave industrial que se diseñará.



Figura 0.5 Trocha

(Fuente: Red ferroviaria Barcelona, 2009)

En Ecuador el ferrocarril ha tratado de mantenerse en funcionamiento dentro de sus vías reconstruidas y redescubriendo nuevos horizontes que se parecían ya perdidos por el abandono y pasar de los años. Las vías en la actualidad no son tan perfectas pero han sido de ayuda para volver a recorrer los rincones del Ecuador que estaban abandonados.



Figura 0.6 Máquina a Vapor #17

(Fuente: Ferrocarriles del Ecuador, 2014)

1.1.2 HISTORIA DEL FERROCARRIL EN EL ECUADOR

1.1.2.1 El tren más difícil del Mundo

De acuerdo a versiones propias de habitantes cercanos al río Chanchán (localizado en la Provincia de Chimborazo junto a la población de Alausí) han calificado al ferrocarril, por su arduo y laborioso trabajo realizado como *“El tren más difícil del mundo”*, mismo que tuvo que enfrentar dificultades tales como: geográficas, políticas y económicas frente a la política opositora del entonces Presidente de la República del Ecuador Dr. Gabriel García Moreno a inicios del siglo XX. Fue un tiempo de altas y bajas donde en el mejor de los casos se cumplían los trabajos a tramos y otros quedaban inconclusos (García, 2008)

Posteriormente gobiernos a cargo de; Borrero, Caamaño, Flores y Cordero fueron igualmente tachados de corrupción y codicia e incluso de negociaciones ilícitas por parte de la misma oposición política que atacaba a Gabriel García Moreno. Dentro de la misma masa de impulsores estaba el gobierno de Don Leonidas Plaza Gutiérrez quien en su primera administración apoyó decididamente a la construcción de la línea en la Nariz del Diablo y en el puente de Shucos conectando hasta Riobamba.

El ferrocarril avanzaba nuevamente con el Gobierno de Eloy Alfaro y gracias al esfuerzo de jornaleros indígenas, mestizos, montubios, negros, jamaikinios, ingenieros norteamericanos y capataces italianos quienes motivados por la palabra *“ferrocarril”* iban dejando su vida en la vía. Un punto de interés y muy peculiar se trataba de cruzar la cordillera que estaría localizada en el sector de Alausí, logrando los trabajos que eran llamados como imposibles pero que gracias a los ingenios norteamericanos de Archier Harman, Edward Morely, Jhon Harman y Georges Davis se logró la conexión entre la Costa y la Sierra abriendo así nuevas poblaciones como: Bucay, Sibambe, Huigra que se conectaban atreves de la llamada *“Nariz del Diablo”* hasta llegar a las poblaciones serranas como son: Riobamba, Ambato, Salcedo, Latacunga y Quito. Eloy Alfaro fue quien puso punto final al proyecto emprendido por muchos años con la llegada del llamado *Trasandino* que llegó a la ciudad de Quito, Estación Chimbacalle el 25 de Junio de 1908 (García, 2008).



Figura 0.7 Ruta Nariz del Diablo
(Fuente: Ferrocarriles del Ecuador, 2014)

En si el tiempo total que le tomo la construcción al ferrocarril fue de 36 años desde 1872 a 1908. El maniobrar a cada una de las locomotoras de ese entonces era trabajo únicamente de los operarios norteamericanos. La modernización del Ecuador había ya comenzado desde inicios el siglo XX a la mano del tren, pues en sí desde tiempos muy remotos en sectores de Europa el inicio del tren era un impulso a la economía y movimiento de los pueblos, así también para Ecuador daba ese cambio de perspectiva con el intercambio de gentes, bienes y dinamización de la economía al interactuar la Costa con la Sierra y así poder intercambiar productos de ambas regiones así como también recibir importaciones provenientes desde los puertos costeros hasta localidades serranas. (Crespo R., 1933)

Se dan 145 Km de vía conectando el sector de Sibambe hasta Azogues- Cuenca desde 1915 a 1965 y fue usada para transporte de mercadería hasta 1990, también se abrió una ruta de Quito a Ibarra y de allí hasta San Lorenzo en la Provincia de Esmeraldas finalizado en 1957. La idea de seguir con la construcción de nuevas rutas se agotaban por el poder político que en gran parte era el opositor al decir que Ecuador era un país sin capacidad suficiente de solventar los gastos que se podrían ocasionar aparte de dificultades geográficas y además por la competencia que se da al ferrocarril al abrirse carreteras y la venida de camiones que hacían la competencia al actual ponente. (García, 2008).

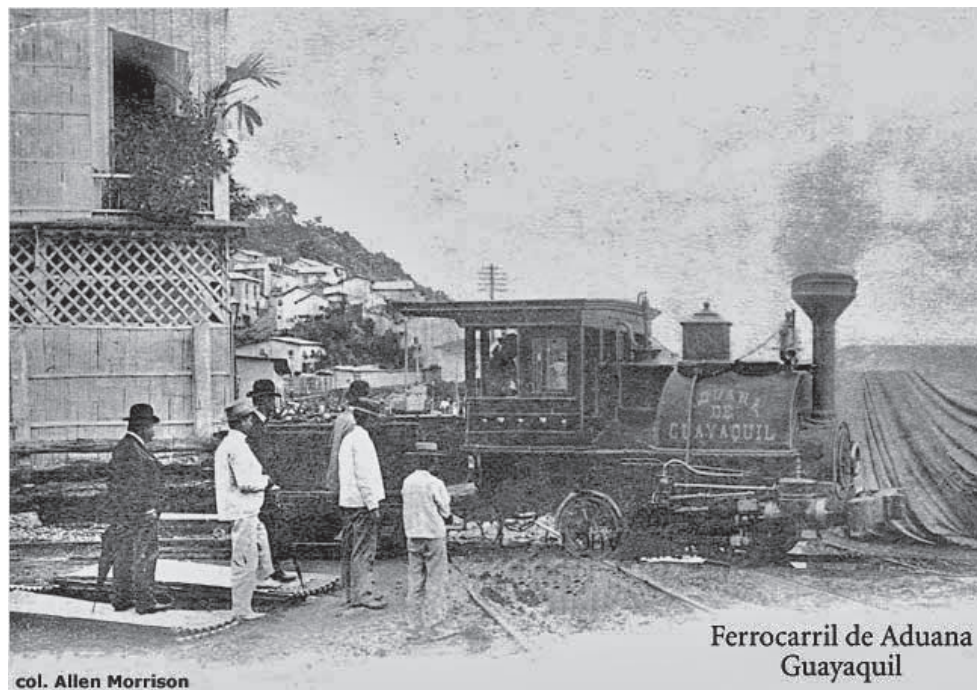


Figura 0.8 Primera máquina a vapor
(Fuente: Ferrocarriles del Ecuador, 2014)

1.1.2.2 Rehabilitación del Ferrocarril

Dado que la competencia para el ferrocarril en el siglo XXI estaba muy por encima de sus alcances y teniendo en conocimiento que fue el primer impulsor de la Economía del Ecuador, el Presidente de la República del Ecuador Rafael Correa Delgado decide impulsar al ferrocarril con objeto de fomentar el turismo y recuperar el patrimonio cultural e histórico del país en el año 2007.

Se da inicio a la rehabilitación con la Ruta Quito-Latacunga, rehabilitando y corrigiendo el trazado vial con material ferroviario existente, las estaciones que cubre la ruta también fueron rehabilitadas y en casos más críticos fueron reconstruidas. Ahora la empresa Ferrocarriles del Ecuador, cuenta con muchas rutas turísticas que se han implementado con el pasar de los años desde 2008 a 2016, así uno de sus más atractivos viajes es el Tren Crucero que tiene como destino la ciudad de Durán partiendo desde Quito y éste recorrido ha sido catalogado como el *“Mejor tren de Lujo de América del Sur”*. La rehabilitación continúa junto con los estudios para ampliar tramos y mejorar el servicio turístico (Ferrocarriles del Ecuador, 2014).



Figura 0.9 Tramo Quito – Latacunga
(Fuente: Ferrocarriles del Ecuador, 2014)

1.1.2.3 Ubicación geográfica

La ubicación geográfica donde se pretende el levantamiento de la estructura y donde actualmente se prestan servicios de mantenimientos a las máquinas de la empresa Ferrocarriles del Ecuador F.E.E.P está localizado en el sector de Chiriyacu al Sur de la ciudad de Quito. Sus límites son: al Norte con la Av. Napo, al Sur con la Calle Gonzalo Martín, al Este con el Estadio de Chimbacalle y al Oeste con la Calle Sangay.



Figura 0.10 Ubicación geográfica del taller Chiriyacu
(Fuente: Google Maps)

1.1.2.4 Carrocería

Es la fachada de la maquina o de vagones, es desmontable y permite el libre desmontaje y montaje del motor, compresor, inter enfriadores y otros elementos principales que conforman la máquina. Las máquinas antiguas tienen carrocerías que son más pesadas que las carrocerías de las nuevas máquinas, éstas últimas con el objetivo de consumir menor combustible.

1.1.2.5 Compresor

El compresor se encarga de mantener las presiones necesarias para los frenos en la máquina y en cada uno de los vagones. En la mayoría de las máquinas es antiguo y es necesario el mantenimiento preventivo del mismo ya que sus repuestos no son fáciles de conseguir o se han perdido del mercado.

1.1.2.6 Motor

Es el corazón de la máquina, de gran tamaño y envergadura se trata de un motor a diésel de doce cilindros en "V" capaces de mover a la máquina junto con ocho a 10 vagones, lastimosamente por un mantenimiento deficiente se están perdiendo algunos de estos tipos y están quedando en la zona del olvido y donde probablemente no regresarán a funcionar.

1.1.2.7 Motores de Tracción

Ubicados en los vagones y de alimentación eléctrica sirven para ayudar a la tracción como su propio nombre lo indica, la alimentación eléctrica la recibe por medio de un generador que es mandado por el giro del motor a diésel.

1.1.2.8 Ruedas

Son recambiables y están empatadas a un eje principal, para el tallado de la forma de la rueda deben ser desmontadas desde los bojies y trasladados al torno y allí tomarán la forma deseada. El principal aspecto por el que se desgastan es por el mal estado de la vía.

1.1.2.9 Bojie

Un sistema de estructura soporte para albergar a dos pares de ruedas y donde descansa la carrocería, el peso del bojie junto con las ruedas no superan las 20 toneladas, en modelos actuales de locomotoras cada bojie viene incorporado con solo un par de ruedas con el objetivo de alivianar el peso y ganar velocidad.

1.1.2.10 Sistema Eléctrico

Comandado con un tablero eléctrico dentro de la máquina aquí se controla el encendido del motor y de otros como el compresor, luces. En modelos antiguos están controlados por relés básicamente, y en modelos modernos ya vienen incorporados con controladores PLC`s que trabajan más eficientemente y ayudan al menor consumo de combustible.

1.1.2.11 Sistema Neumático

Comprendido con válvulas neumáticas especiales que permiten el paso de aire hacia los frenos que deben ser accionados por cilindros que ajustan las zapatas contra las ruedas de acero, el contacto es directo entre rueda y zapata, existen otros mecanismos donde el aire comprimido ajusta a pastillas sobre un plato que se encuentra entre las dos ruedas, sistema parecido al freno de disco de un auto.

1.1.3 FUNCIONAMIENTO DEL FERROCARRIL

El ferrocarril se mueve por medio de la combustión de diésel que es inyectado a altas presiones y se combustiona, dando el movimiento a los pistones, el árbol de levas gira con el torque necesario para ser transmitido a los mecanismos de transmisión que son engranajes, caja de cambios y embrague, este sistema mecánico ya no es usado porque la potencia demandada por la máquina hacia los mecanismos es demasiada alta provocando la falla de los mismos a lo que se reemplaza por un generador que alimenta de energía a los motores de tracción colocados en las ruedas de la máquina.

Si se tratase de un tren a vapor, el escenario cambia pues éste consta de una caldera que almacena agua la que se evapora por medio de calor generado desde los combustibles líquidos como el diésel o combustibles sólidos como en los tiempos antiguos que se utilizaba carbón, se quema en el hogar y el calor pasa por tuberías por medio de la caldera y el humo generado sale al otro extremo por la caja de humos y por la chimenea, básicamente así se obtiene el vapor que es alimentado desde el domo hacia los cilindros y pistones que están uno a cada lado de la máquina, los cilindros empujan a un sistema de manivelas perfectamente diseñados para transmitir el movimiento desde los cilindros hacia las ruedas, el movimiento es rotativo y continuo.

1.1.4 ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO

Al momento se realizan actividades de mantenimiento leves o bajas ya que no existe una infraestructura adecuada para un correcto desmontaje y montaje de los elementos del ferrocarril, al momento se revisa:

- Desgaste de zapatas.
- Presión de frenos.
- Calibración de cilindros (cilindros de freno).
- Sistema eléctrico.
- Revisión de aceite.
- Cambio de elementos menores en compresores.
- Poco eventual el cambio de ruedas y rectificación de las mismas.

1.2 ESTRUCTURAS DE ACERO

1.2.1 EL ACERO ESTRUCTURAL

El uso del acero ha venido desde muchos siglos atrás y poco a poco ha ido tomando impulso dentro de diferentes campos, necesidades y aplicaciones. Una de las grandes aplicaciones está en la industria de la construcción donde se ve que magnas edificaciones de todo tipo, forma y tamaño son levantadas. El acero tiene la ventaja de poder absorber energía y poderla disipar hasta cierto punto, o en el caso más riguroso de carga, se puede deformar sin disipar energía hasta llegar a su falla, tiene dos comportamientos de trabajo, el estado elástico y plástico. El acero enfrenta un problema, que es la corrosión y la deformación brusca frente a fuerzas excesivas que provocan el fallo de manera instantánea, o lo que se entiende como fractura frágil. Como saber si un acero es mejor que otro, se lo puede interpretar con la relación de esfuerzo deformación (Segui, 1999).

1.2.1.1 Relación esfuerzo-deformación

Es una gráfica que relaciona la fuerza aplicada en un área determinada, llamado esfuerzo, versus la variación de distancia producida por dicho esfuerzo a la que se denomina deformación. Se tienen tres zonas, la deformación lineal o deformación elástica donde se aplica una fuerza y el material es capaz de regresar a su estado original, luego llega a un punto máximo de elasticidad, conocido como punto de fluencia, acá existe un máximo y un mínimo, no ambos a la vez, el máximo

representa una velocidad de carga alta y el mínimo una velocidad de carga baja, si se supera estos puntos el material se deforma sin aumentar el esfuerzo y luego entra en la zona plástica donde para pequeñas variaciones de esfuerzo su deformación se incrementa rápidamente hasta llegar a un segundo punto máximo que corresponde al esfuerzo máximo. El esfuerzo de fluencia es un valor necesario al momento de obtener la memoria de cálculo para distintos estudios de tracción, compresión, flexión, torsión y es el valor por el cual se les denomina a muchos aceros como ejemplo: A36, A572, que son de resistencia 36 [ksi] y 50 [ksi] respectivamente. Más allá de la deformación plástica del acero, existe una pequeña zona extra de deformación, a la que se le llama como zona de endurecimiento plástico, no es muy común que se llegue a este punto porque la mayoría de diseños prefieren estar en la zona elástica o en la zona plástica.

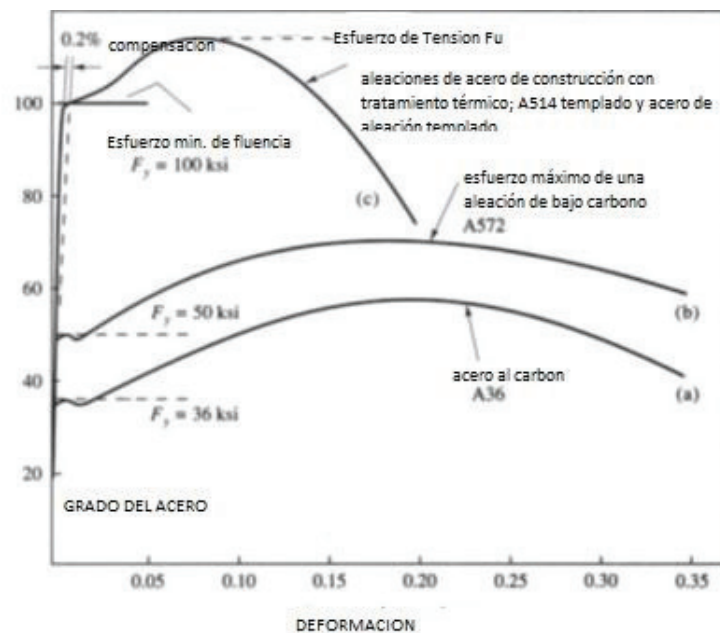


Figura 0.11 Esfuerzo vs deformación
(Fuente: Salmon G & Jhonson, 1996)

Según la Figura 1.11, un acero de bajo contenido de carbono como el A36 tiene mayor rango en la fluencia y su punto de esfuerzo máximo es menor en comparación de los aceros A572 o A514. He aquí la importancia de conocer la curva esfuerzo deformación de los aceros porque predicen el comportamiento del mismo frente a las cargas aplicadas y sin correr el riesgo de ponerlos en práctica y estar con la incertidumbre de su funcionalidad. El acero A36 y A572 tienen la misma

morfología y son muy utilizados en la industria de la construcción, generalmente los Ingenieros Estructuristas utilizan al acero A572 como material para columnas y vigas principales, mientras que para sistemas de arriostramientos y otros utilizan acero A36, como es de mencionar, cada ingeniero tiene su punto de vista y criterio propio para usar cada tipo de material, es por eso que no es posible asegurar que si en un proyecto determinado solo se usa acero A36 quiera decir que este mal diseñado, todo depende de las condiciones de trabajo y de la disponibilidad de material, claro que en comparación entre ambos, para una sección de columna con acero A572 será menor que la sección de acero A36, esa es la diferencia.

Otra clasificación es por el contenido de carbono, pueden ser dúctiles o frágiles, los primeros son los más básicos de concentración de carbono y aleaciones de silicio, azufre, magnesio y fósforo, mismos que mejoran las propiedades de tenacidad, y resistencia mecánica. Si se busca un acero de mayor resistencia es el que se fusiona con elementos complementarios como: cromo y níquel que lo hacen más resistentes. Tal vez por falta de conocimiento una persona puede requerir de un acero muy resistente y lo fusiona con cromo y níquel y obtiene su acero resistente pero lo que no sabe es que también obtuvo un material frágil mismo que no puede soportar impactos, por otra parte, si lo que desea es un material que sea muy dúctil y lo fusiona con exceso de carbón obtendrá un material demasiado dúctil incapaz de resistir fuerzas, fácilmente deformable y con problemas de soldabilidad. A todo esto se concluye que se debe escoger materiales ya delineados con proporciones adecuadas para un correcto comportamiento (McCormac & Csernak, 2012).

1.2.1.2 Ventajas del acero estructural

Como principales ventajas se pueden nombrar las siguientes.

- Permiten obtener aleaciones de distintos tipos para diferentes aplicaciones.
- En construcción, el montaje es rápido ahorrando tiempo y dinero.
- Posibilidad de trabajar en el rango elástico y plástico.
- Versatilidad para la construcción de diferentes estructuras.
- Mayor realce y estética en proyectos.
- Permite la formación de zonas plásticas en eventos severos de sismos.
- Fabricación de sistemas de amortiguación para sistemas anti sísmicos.
- Alta resistencia, disminuye el tamaño de secciones y las hace ligeras.

- Tiempo de vida más elevada con respecto al concreto porque sus propiedades son uniformes con el tiempo.
- Dúctiles y evitan el colapso inmediato de la estructura.
- Capaces de resistir grandes cantidades de energía sin verse afectados por trabajos de golpe, soldado o corte.
- Reciclable para la chatarra y volverlo a fundir e incluso agregarle mejores elementos para mejorar las propiedades iniciales.

1.2.1.3 Desventajas del acero estructural

- Si el acero no tiene un recubrimiento adecuado la principal desventaja es la corrosión de la superficie en especial en zonas de la costa.
- Sus propiedades disminuyen frente a la exposición del fuego y que puede ser transmitido a conexiones facilitando el colapso de la estructura.
- Costo de inversión para protección contra fuego y corrosión.
- Propensa a fallos por concentradores de esfuerzos y falla de manera frágil.
- Cargas cíclicas aplicadas lo debilita y es propenso a fallar.

1.2.2 PERFILES DE ACERO

El acero siempre ha existido pero no se lo ha tomado de manera prudente, no si no hasta después del siglo XIX donde las primeras laminadoras en los Estados Unidos comenzaron en este campo de la siderúrgica y generaba perfiles que se obtenían su forma por deformación en caliente utilizando rodillos que moldean su sección transversal (McCormac & Csernak, 2012).

1.2.2.1 Perfiles laminados en caliente

Como se explicó antes, se trabaja con acero donde las temperaturas son muy altas y permiten la deformación del mismo, la forma tomada es dada por rodillos que compactan el alma y patines en el caso de perfiles de sección "W" según la AISC. Tienen una pequeña debilidad frente a los esfuerzos residuales los que se generan en las esquinas porque al momento del enfriamiento estas son las últimas zonas en enfriarse y es donde los esfuerzos se acumulan y el mismo efecto está presente en las zonas de soldadura, por lo que se debe procurar de no exceder la cantidad de soldadura (Vinnacota, 2006).

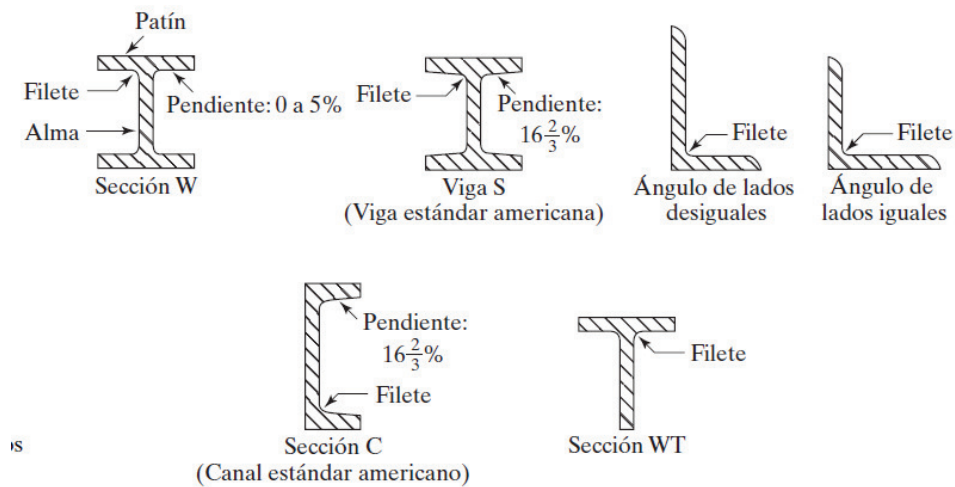


Figura 0.12 Laminados en caliente
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

El ente regulador de los perfiles laminados en frío en el AISI (American Iron and Steel Institute), estos perfiles se los obtiene doblando planchas metálicas de bajo contenido de carbono, el fenómeno que se genera en este proceso es el alargamiento de los granos incrementando de la resistencia, pero disminuye la ductilidad. Sus aplicaciones están dirigidas para techados, pisos o paneles estructurales. Los espesores de las planchas están entre 0.2 y 6.5 [mm] e incluso se han visto perfiles de mayor espesor. La temperatura de trabajo es en ambiente a diferencia de los perfiles laminados en caliente donde se lo calienta para darle la forma (McCormac & Csernak, 2012).

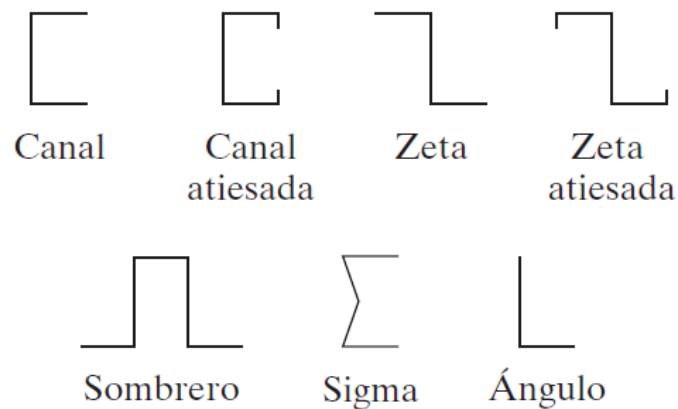


Figura 0.13 Perfiles laminados en frío
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

1.2.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En un mundo de hoy, existen todo tipo de configuración estructural unas más innovadoras que otras y con más realce en la geometría. Pero todas responden a una misma clasificación.

1.2.3.1 Estructuras isostáticas

Se presentan cuando el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas y pueden ser fácilmente calculadas con las ecuaciones de la estática, existen articulaciones donde no existen momentos, lo que no las hace necesarias de ser calculadas por otros métodos de cálculo como el de las estructuras hiperestáticas.

1.2.3.2 Estructuras hiperestáticas

Éste tipo de estructuras responden a una condición muy sencilla, cuando el número de fuerzas o reacciones sobre el cuerpo sean mayor al número de ecuaciones de equilibrio para dicha estructura, se denominan como estructuras hiperestáticas, y por lo tanto para resolver dicha estructura se deben plantear otras ecuaciones llamadas ecuaciones de compatibilidad que son provenientes de los desplazamientos o giros producidos en las uniones de la estructura, esto es porque en las uniones de los elementos se consideran uniones continuas por donde se generan momentos flectores y que tienden a girar dicho nudo o conexión (Vinnacota, 2006).

1.2.3.2.1 Ventajas de las estructuras hiperestáticas

- Económicas por el efecto de continuidad en las fibras del material, permitiendo que los esfuerzos logren distribuirse de mejor manera.
- Las deformaciones que se puedan generar por las cargas actuantes son pequeñas porque la condición de empotramiento a la que se encuentran la gran mayoría les permite incrementar su rigidez.
- Tiene la facilidad de disipar la energía proveniente de sismos o vientos que afecten directamente a la estructura por medio de conexiones y rótulas plásticas.
- El hecho que un elemento llegase a fallar no toda la estructura colapsaría porque el número de reacciones en exceso permiten que se mantenga aún en equilibrio.

1.2.3.2.2 Desventajas de las estructuras hiperestáticas

- Las condiciones iniciales tanto del terreno como del diseño de la cimentación son primordiales para que la estructura mantenga su principio.
- Generación de deformaciones inducidas por montaje deficiente, por efectos de temperatura y por aspectos propios de fabricación.

1.3 NORMAS APLICADAS AL DISEÑO ESTRUCTURAL

Ya anteriormente se han venido hablando de algunas normas, acá se listan las anteriores y demás normas en las cuales el diseño estructural se basa.

- AISC, American Institute of Steel Construction.
- AISI, American Iron and Steel Institute.
- ASTM, American Society for Testing and Materials.
- ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La NEC 2014 es un extracto de las normas anteriormente escritas y para mayor información en cualquier tema de especial inquietud, se puede hacer uso de las normas originarias.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 CONCEPTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1.1 RESISTENCIA NOMINAL

Se llama resistencia nominal al valor que presenta la sección transversal de un perfil específico y que no ha sido disminuido por factores de reducción siendo el caso del método de diseño LRFD.

2.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

Se considera como un valor disminuido de la resistencia nominal para temas de seguridad y estabilidad estructural, es afectada por un factor de resistencia o factor de reducción ya sea en compresión, tensión, flexión, cortante (NEC_Cargas no sísmicas, 2014).

No se considera a la resistencia nominal como valor para futuros cálculos porque ésta no considera las distintas variaciones en resistencia con el material, en montaje, en conexiones, en tolerancias y muchos más aspectos que conllevan en la vida real.

2.1.3 FACTORES DE RESISTENCIA

Son porcentajes que disminuyen el valor nominal de resistencia de secciones transversales y hallar la resistencia de diseño de las mismas (AISC, 2010).

Para el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), se presentan los siguientes valores:

- Factor de resistencia a la compresión: $\phi_c = 0,9$
- Factor de resistencia a la tensión en fluencia: $\phi_{t(fluencia)} = 0,9$
- Factor de resistencia a la tensión en rotura: $\phi_{t(rotura)} = 0,75$
- Factor de resistencia a la flexión: $\phi_b = 0,9$
- Factor de resistencia a cortante: $\phi_s = 1,0$
- Factor de resistencia a torsión: $\phi_{ts} = 0,9$

2.1.4 ESTADOS LÍMITE

Entiéndase como estados límites, a las posibilidades de fallo que deben sobrellevar los elementos estructurales y las conexiones atornilladas o soldadas, analizados en distintos estados de carga como; compresión, tensión, flexión, etc. Cada caso será determinado por un estado límite que controle o sea el más crítico.

Los estados límite últimos son aquellos en los cuales ha colapsado la estructura por fallo de algunos de sus elementos, por desequilibrio, por deformaciones excesivas entre otros aspectos graves. Los estados límite de servicio son considerados cuando los requerimientos de comodidad, funcionalidad, tiempo de servicio no son satisfechos dentro de la estructura (Rogríguez S., 2012).

2.1.5 ÁREA GRUESA

Se refiere al área de una sección transversal para una determinada sección que generalmente soporta carga axial, los esfuerzos generados en esta sección no causan fractura de la sección pero si la deforman dejándola a la sección con menor capacidad de soportar carga.

2.1.6 ÁREA NETA

A diferencia del área gruesa, esta sección comprende la diferencia entre el área gruesa menos el área vacía dejada por perforaciones que pasen por la sección del elemento, la falla que principalmente se genera en esta sección es fractura y la fluencia es despreciable.

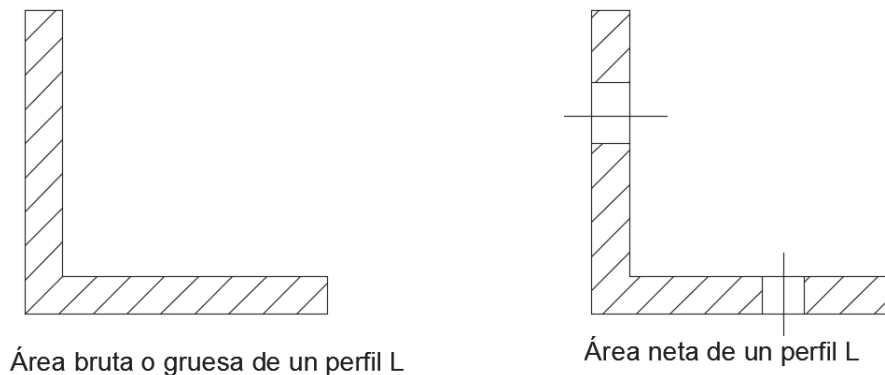


Figura 2.1 Área neta y gruesa de una sección
(Fuente: Propia, 2016)

Un caso similar al área neta, se presenta cuando las perforaciones no están dadas en una sola hilera, es decir las perforaciones pueden ser escalonadas para aumentar el área que soporte la carga.

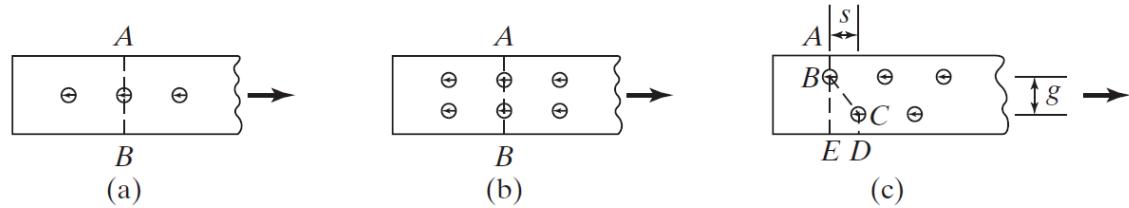


Figura 2.2 a) y b) Agujeros en una hilera, c) agujeros escalonados
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

Los casos a) y b) presentan alineamiento de tornillos donde la posible fractura puede darse en las líneas AB pero para el caso c) la falla puede darse a lo largo de la línea ABCD si la separación no es muy grande caso contrario la falla puede estar presente sobre la línea ABE.

Para expresarlo en números el valor del área neta cuando es el caso de agujeros escalonados queda como:

$$A_n = A_g - \sum A_h + \left(\frac{s^2}{4g}\right) * tp * n \quad (\text{Ec. 2-1})$$

Dónde:

A_g = Área gruesa o neta.

$\sum A_h$ = Área dejada por perforaciones.

s = Espaciamiento longitudinal centro a centro de dos agujeros consecutivos.

g = Espaciamiento transversal centro a centro entre los agujeros.

tp = Espesor de la placa.

n = Número de escalonamientos.

2.1.7 ÁREA NETA EFECTIVA

Se presenta como el valor corregido del área neta utilizado para el análisis de la fractura por tracción en secciones perforadas.

$$A_e = A_n * U \quad (\text{Ec. 2-2})$$

Donde:

A_e = Área neta efectiva.

A_n = Área neta.

U = Coeficiente de reducción o rezago por cortante.

2.1.7.1 Coeficiente de reducción U

Empíricamente el valor de U depende del valor del centroide \bar{x} y de la longitud de la conexión, para incrementar el área soportante el valor del centroide debe ser bajo o a su vez la longitud de la conexión debe ser grande (AISC, 2010)

Se han tabulado valores de U dependiendo de los casos citados los cuales se encuentran en el Anexo 1.

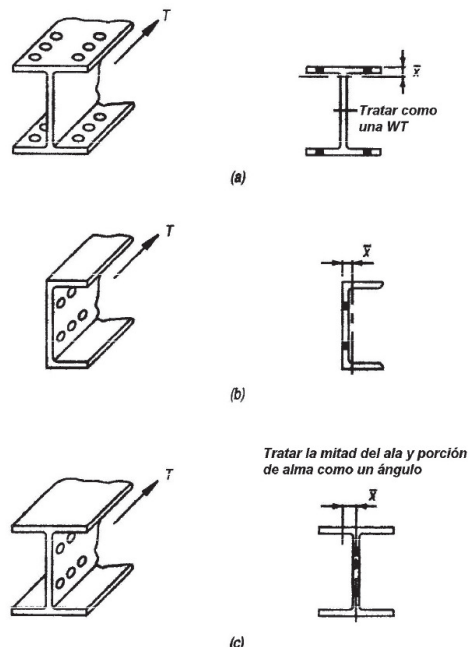


Figura 2.3 Centroides en secciones “W”
(Fuente: AISC, 2010)

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad (\text{Ec. 2-3})$$

Donde:

\bar{x} = Valor del centroide en la sección de carga.

l = Valor de la longitud de la conexión (medida de extremo a extremo en el caso de conexiones empernadas).

2.2 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD

El diseño de estructuras está dado por estudios que yacen desde años anteriores y que con el pasar del tiempo se han mejorado. En este caso se presenta el Diseño con Factores de Carga y Resistencia LRFD, que consiste en multiplicar a las cargas individuales como son: cargas muertas, vivas, granizo, viento, sismo, por coeficientes de carga que ayudan a tener una mejor estimación de la magnitud para la carga individual frente a incertidumbres propias de la naturaleza y de construcción, dicho producto se lo denomina como: Resistencia requerida. (NEC_Cargas no sísmicas, 2014)

La resistencia nominal del material, por cuestiones de fabricación o transporte no siempre tendrán los valores tabulados por lo que es necesario multiplicar por un factor de resistencia “ ϕ ”, el que garantiza que se utilice una resistencia nominal adecuada, dicho producto se denomina como: Resistencia de diseño.

“La resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD.” (Aguirre A., 2010).

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{Ec. 2-4})$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida por el Método LRFD.

R_n = Resistencia nominal dada por el material.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕR_n = Resistencia de diseño.

2.3 MIEMBROS CARGADOS A TRACCIÓN

Los elementos sujetos a tracción reciben una carga axial en su eje principal, tendiendo a alargar al elemento en mención, es común hallar este tipo de miembros en sistemas de arriostramientos, cubreras, torres. La carga que debe soportar está directamente relacionada con el área requerida de la sección transversal y es el parámetro predominante al momento de seleccionar un elemento.

El parámetro de esbeltez no es plenamente establecido como mandatorio pero por cuestiones de seguridad se recomienda que no exceda de 300 siempre y cuando no se trate con varillas o cables. La resistencia de diseño para tracción se obtiene por el valor mínimo entre los estados límites de: fluencia por tensión (sección bruta) y falla en la sección neta (Valadez & Rosario , Miembros en Tensión, 2012).

$$\phi_t T_n \geq T_u \quad (\text{Ec. 2-5})$$

Donde:

ϕ_t = Factor de reducción para tracción.

T_n = Resistencia axial nominal.

T_u = Resistencia axial requerida.

2.3.1 MODOS DE FALLA EN MIEMBROS CARGADOS A TRACCIÓN

2.3.1.1 Fluencia por tensión en la sección gruesa

Básicamente se refiere a la tracción de un elemento que está soportando una carga axial de tensión sobre el área sin agujeros, falla sin fractura pero se excede el límite de fluencia del material y se obtiene endurecimiento por deformación.

$$\phi_t T_n = \phi_t F_y A_g \quad (\text{Ec. 2-6})$$

Donde:

ϕ_t = Factor de reducción según LRFD.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_g = Área gruesa de la sección transversal.

2.3.1.2 Fractura por tensión en la sección neta

A diferencia del caso anterior la falla se puede dar por fractura en la zona del área neta que atraviesa agujeros, es un caso más crítico que la falla en fluencia, es por eso que el factor de reducción considera un 25% menos (Valadez & Rosario , Miembros en Tensión, 2012).

$$\phi_t T_n = F_u A_e \quad (\text{Ec. 2-7})$$

Donde:

ϕ_t = Factor de reducción según LRFD.

F_u = Esfuerzo de tensión especificado por el material.

A_e = Área neta.

2.3.1.3 Bloque de cortante

El cortante de bloque se presenta cuando se genera tensión en un plano y cortante en el plano perpendicular, provocando que la falla desprenda una cantidad de material. El cortante de bloque ocurre ya que no siempre controla la fluencia a tracción o la rotura a tracción.

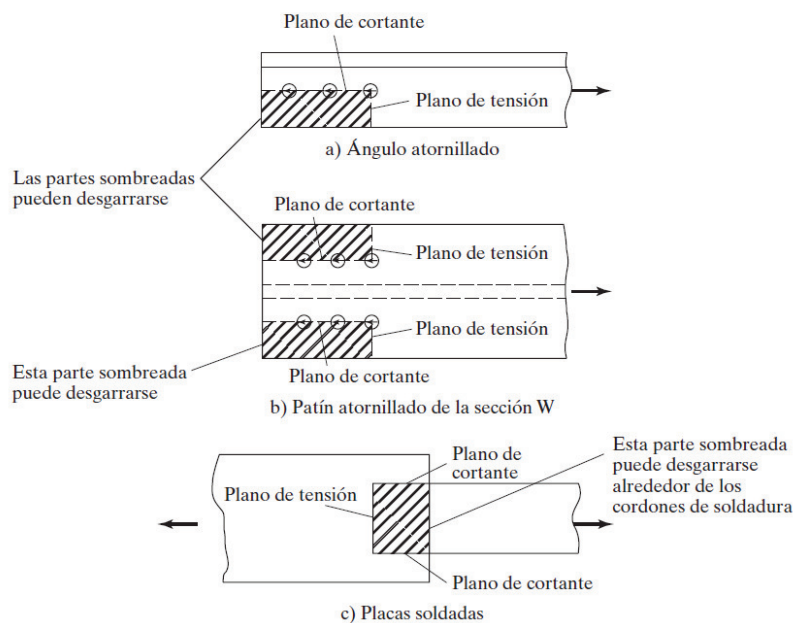


Figura 2.4 Cortante de bloque
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

$$P_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{Ec. 2-8})$$

$$P_n = \min(0,6F_u A_{nv} | 0,6F_y A_{gv}) + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{Ec. 2-9})$$

Donde:

A_{nv} = Área neta sujeta a cortante.

A_{nt} = Área neta sujeta a tensión.

A_{gv} = Área total sujeta a cortante.

U_{bs} = Factor de reducción, para ángulos y placas de empalme es igual a uno y para vigas recortadas con más de dos columnas de pernos los esfuerzos no se consideran uniformes y el factor es igual a 0,5

La ecuación Ec. 2-8, permite asumir que:

- Se calcula la ruptura en cortante ($0,6F_u A_{nv}$) y se le agrega la ruptura en tensión afectada o no por el factor de reducción ($U_{bs} F_u A_{nt}$).
- Se calcula la fluencia en cortante ($0,6F_y A_{gv}$) y se le agrega la ruptura en tensión afectada o no por el factor de reducción ($U_{bs} F_u A_{nt}$).

El valor gobernante será el de menor valor, mismo que multiplicado por el factor de reducción para LRFD, igual al 0.75, queda determinada la resistencia de diseño, a medirse con la resistencia requerida para cumplir con LRFD. Las ecuaciones Ec. 2-8 y Ec. 2-9 no cumplen para barras roscadas o barras con agujeros para pasadores.

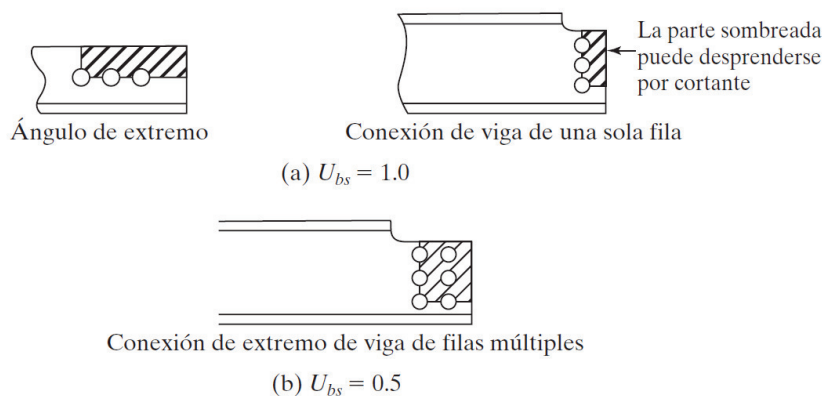


Figura 2.5 Factor de reducción
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

2.3.2 ÁREA REQUERIDA PARA TRACCIÓN

De acuerdo al criterio de LRFD, que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual a la resistencia requerida, se puede estimar el área requerida comparando estos dos valores.

- Considerando la fluencia a tensión.

$$\phi_t F_y A_g = T_u$$

$$A_{g.min} = \frac{T_u}{\phi_t F_y} \quad (\text{Ec. 2-10})$$

- Falla a tensión.

$$\phi_t F_u A_e = T_u$$

$$A_{e.min} = \frac{T_u}{\phi_t F_u} \quad (\text{Ec. 2-11})$$

- Conexión emperrada.

$$\phi_t F_u A_e = T_u$$

$$\phi_t F_u (U A_n) = T_u$$

$$A_{n.min} = \frac{T_u}{\phi_t F_u U} \quad (\text{Ec. 2-12})$$

En la práctica el área mínima requerida como sección gruesa será la suma del área neta mínima más el área estimada debido a agujeros.

$$A_g = A_{n.min} + A_{agujeros} \quad (\text{Ec. 2-13})$$

2.4 MIEMBROS CARGADOS A COMPRESIÓN

Básicamente los elementos sometidos a compresión son las columnas, mismas que deben estar libres de pandeo o deflexiones mayores que causen un colapso de la estructura. Cuando una columna es excesivamente larga y su sección transversal es muy baja en relación a la altura se tiene el caso de una columna esbelta, caso contrario sucede con una relación de menor valor donde se considera una columna no esbelta, si la relación aun es mucho menor ya no se considera como columna y su análisis de estudio se aparta del estudio estructural a lo que se estudia por métodos de la mecánica tradicional (McCormac & Csernak, 2012).

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad (\text{Ec. 2-14})$$

Donde:

ϕ_c = Factor de reducción según LRFD

P_n = Resistencia disponible.

P_u = Resistencia requerida.

2.4.1 MODOS DE FALLA EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN

2.4.1.1 Pandeo flexionante

Se refiere a aplicar una carga en el eje axial del elemento hasta llegar a la flexión del mismo, cuando la columna no puede soportar más carga es porque ha llegado a su límite crítico y se llama carga crítica de Euler. Cuando la columna llega a la flexión se considera que es inestable. Otro aspecto a considerar en la flexión de la columna es la relación de esbeltez que se mide como la relación entre la longitud de la columna y su radio de giro. El radio de giro es una propiedad de la sección que se calcula con la raíz cuadrada de la relación entre la inercia y el área de la sección transversal (Rodríguez S., 2012)

Debido a imperfecciones de fabricación y a excentricidades en el montaje, siempre hay efectos de segundo orden a considerar, entrando más en detalle, el tipo de sección a utilizarse es un aspecto interesante porque de éste depende del radio de giro el cual es deseable sea constante para las dos direcciones (x, y) de tal manera que la sección sea eficiente en compresión. Éste es el caso de las secciones tipo

cajón o secciones “HSS” cuadradas o redondas y la gran desventaja respecto a perfiles “W” es que no soportan momentos mayores para un mismo peso por longitud. Entonces los perfiles de forma cuadrada son excepcionales únicamente para compresión pero si se tienen efectos de momentos flectores una buena opción son los perfiles “W” por lo tanto la decisión final está tomada por criterio propio del diseñador (McCormac & Csernak, 2012).

2.4.1.2 Pandeo local

Trata de los elementos de la sección de la columna (ala, alma) los cuales pueden tener una relación ancho-espesor relativamente mayor a valores ya tabulados. Para la mayoría de perfiles laminados en caliente o en frío cumplen con este requisito, de ser el caso de construir una sección, deberá tomarse muy en cuenta este modo de falla ya que si no se considera este aspecto el pandeo local es el primero en ocurrir mucho antes que el pandeo general del miembro ocurra.

Para interpretar las tablas que indican el máximo aceptable de relación ancho-espesor es necesario diferenciar entre elementos atiesados y no atiesados. Los elementos atiesados son todos aquellos en los que en sus extremos se encuentran reforzados por otros elementos, como el caso del alma de una sección “W” donde los patines restringen al alma en sus dos extremos, o cuando se construyen secciones se sueldan o empernan elementos (McCormac & Csernak, 2012).

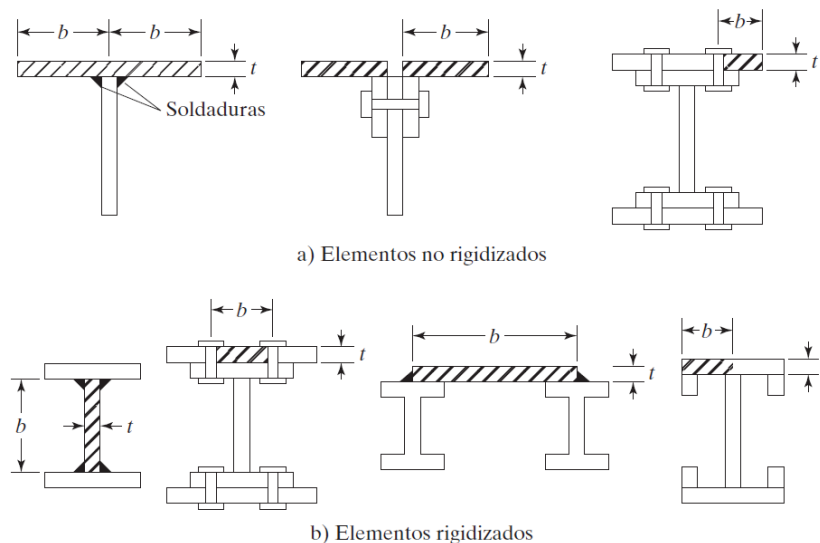


Figura 2.6 Perfiles atiesados y no atiesados
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012)

La longitud de esbeltez para los miembros de la sección según la gráfica anterior está dado por la relación (b/t). Un elemento no esbelto es aquel que no supera la relación λ_r caso contrario se considera como elemento esbelto. Los valores tabulados, se presentan en el Anexo 2.

2.4.1.3 Pandeo torsionante-flexionante

La falla está presente en columnas que tienen cierta configuración en su sección transversal que estén propensas a torsión y flexión. Se considera a este aspecto como eventos poco probables de ocurrencia dentro de la construcción (AISC, 2010).

2.4.2 CARGA CRÍTICA DE EULER

Una columna a una determinada altura tendrá una capacidad máxima de soportar carga teniendo como límite su esfuerzo de fluencia, cuando supera este valor la columna deja de trabajar en el rango elástico y pasa al rango inelástico. La carga crítica o de Euler se determina como:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{Ec. 2-15})$$

Donde:

E = coeficiente de elasticidad del acero, $E=29000$ [ksi]

I = Inercia de la sección transversal.

L = Longitud efectiva de la columna.

La carga crítica de Euler no depende de la resistencia del material, solo de la geometría de la sección transversal y del módulo de elasticidad. La columna tenderá a pandearse en el lado más flexible (McCormac & Csernak, 2012).

El esfuerzo de pandeo de Euler se obtiene después de hacer algunos arreglos matemáticos sustituyendo el valor del radio de giro y dividiendo para el área de la sección, así resulta:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{\bar{r}}\right)^2} = F_e \quad (\text{Ec. 2-16})$$

Donde:

F_e = Esfuerzo de Pandeo de Euler.

r = radio de giro mínimo de la sección.

A = Área de la sección transversal.

Nota: Cuando el esfuerzo de Euler es mayor que el esfuerzo permisible del acero, no es aplicable la teoría de Euler y la columna estaría trabajando en el rango inelástico.

2.4.2.1 Longitud efectiva para columnas

La longitud efectiva de una columna no es nada más que un valor modificado de la longitud real de la misma que interpreta a un valor de longitud afectada directamente por la flexión en la columna, la afectación está dada por el factor de longitud efectiva "K". Se realiza esta idealización con el fin de reemplazar a una determinada columna por una columna equivalente con sus extremos articulados.

2.4.2.2 Factor de longitud efectiva "K"

El factor de longitud efectiva es el valor que debe multiplicarse a la longitud original de la columna para hallar la longitud efectiva. Para pórticos perenes, las conexiones de las mismas están dadas en forma continua y para hallar el factor de longitud efectiva es necesario guiarse en el normograma para ladeo permitido que trata con pórticos que no están arriostrados y se considera que sean propensos al pandeo (AISC, 2010).

$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g}} \quad (\text{Ec. 2-17})$$

Donde:

G = Restricción rotatoria en el extremo de la columna.

c = subíndice que indica las propiedades de inercia, módulo de elasticidad y longitud de la columna en estudio.

g = subíndice que indica las propiedades de inercia, módulo de elasticidad y longitud de la viga o vigas conectadas a la columna.

En el Anexo 3, se adjuntan los normogramas para pórticos continuos. La Figura 2.7 indica el coeficiente de longitud efectiva para columnas independientes.

TABLA C-A-7.1 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Vínculo en el extremo						

Figura 2.7 Coeficiente de longitud efectiva “ K ”
(Fuente: AISC, 2010)

El valor del coeficiente de longitud “ K ”, es un aspecto que lo debe considerar propiamente el diseñador basándose en la experiencia de construcción y en las condiciones de apoyo a las que vaya a trabajar dicha columna, por esa razón es recomendable comenzar con asimilaciones cercanas a estructuras ya construidas en la región. Los normogramas son aplicados a uniones viga-columna donde se considera la rigidez y la longitud de los mismos para poder determinar la longitud de diseño y posteriormente se diseña la columna.

Este tipo de análisis es realizado porque el comportamiento de pandeo de una columna depende del tipo de apoyo y de la deformación en pandeo, así un ejemplo claro es un elemento empotrado a sus dos extremos donde la longitud flectada no supera a la longitud original de la columna y por ende lleva un valor de “ K ” menor a la unidad y en tanto el mismo elemento si se lo libera en uno de sus extremos con menores restricciones, la columna estará propensa deformaciones excesivas, donde su equivalente representa la deflexión incrementada dos veces su longitud original, es por eso que los valores son mayores a la unidad. En sí, lo que hace este factor “ K ”, es dar una medida aproximada de la longitud de la columna que es afectada por una carga axial aplicada en uno de sus extremos.

“Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga” (McCormac & Csernak, 2012).

2.4.3 RESISTENCIA NOMINAL DE DISEÑO

Se define como resistencia nominal de diseño al producto entre el esfuerzo crítico y el área bruta de la sección transversal, así:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Ec. 2-18})$$

Si se factora de acuerdo a LRFD.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{donde: } \phi_c = 0,9 \quad (\text{Ec. 2-19})$$

$$\text{Cuando: } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right) \quad (\text{Ec. 2-20})$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{Ec. 2-21})$$

$$\text{Cuando: } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right) \quad (\text{Ec. 2-22})$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{Ec. 2-23})$$

El esfuerzo crítico de Euler ya estipulado con anterioridad se ve presentado a continuación con la inclusión del factor de longitud efectiva “K”.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2-24})$$

La ecuación Ec. 2-21 es útil cuando la columna está trabajando en el rango inelástico es decir cuando la relación de esbeltez es baja por lo que la falla del elemento es únicamente por la fluencia. Mientras tanto, la Ec. 2-23 es útil cuando la columna trabaja en el rango elástico, cuando la relación de esbeltez es mayor. El límite de esbeltez para pandeo elástico o inelástico es 134 para acero A36 y 113 para acero de grado 50 ksi (McCormac & Csernak, 2012).

Para evitar cálculos tediosos en el Anexo 4 se presenta una tabla que presenta directamente el valor del esfuerzo crítico afectado por el factor de reducción según el LRFD. Para hallar el valor del esfuerzo crítico, se ingresa a la tabla con el valor de la esbeltez y el grado del acero, al valor seleccionado desde la tabla se multiplica por el área de la sección para obtener la resistencia de diseño.

2.5 MIEMBROS CARGADOS A FLEXIÓN

Los miembros cargados a fuerzas en sentido perpendicular a su eje principal se los conoce como elementos en flexión y de no ser controlada podría el elemento fallar. Tanto columnas como vigas son elementos que están sometidos a flexión, para el caso de las columnas es por excentricidad de la carga axial la que genera una flexión peculiar y el caso más común es de una viga sometida a fuerzas laterales que generan pandeo (Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012)

Cuando son vigas la flexión es el único aspecto a considerar, salve el caso excepcional que esté cargada a esfuerzos de torsión. Para cumplir el requisito del método de diseño para la flexión se debe cumplir que la resistencia factorada a la fluencia debe superar la resistencia requerida por la sección.

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 2-25})$$

Donde:

ϕ_c = Factor de reducción según el LRFD.

M_n = Resistencia nominal.

M_u = Resistencia requerida de la sección.

A continuación se presenta la flexión en una viga de sección “W”, a manera de entender el aspecto básico de la flexión.

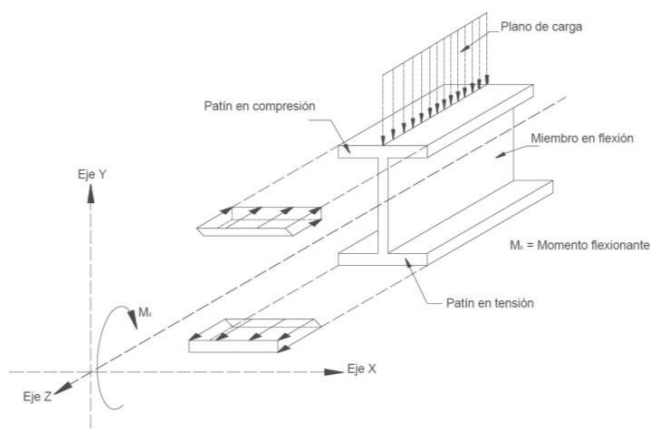


Figura 2.8 Viga a flexión
(Fuente: Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012)

Como se puede observar en la parte superior se encuentra la carga externa la misma que genera una zona de compresión en la parte superior y una zona de tracción en la parte inferior como resultado se genera un momento flexionante “ M_x ” máximo donde se encuentra la mayor deformada. El análisis a flexión es más demorado si no se tiene al alcance las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones estructurales. La flexión en elementos a compresión deber ser considerada ya que la carga axial facilita la deformación lateral mientras tanto en elementos a tracción no es de considerarse porque la fuerza axial contrarresta al pandeo. Es por esta razón que los elementos requieren de mayor rigidez (Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012).

2.5.1 MODOS DE FALLA EN MIEMBROS A FLEXIÓN

2.5.1.1 Fluencia

Se presentan deformaciones excesivas y que son irreversibles porque se ha superado el rango elástico y termina con la dislocación del material. No ocurren fenómenos de inestabilidad, fatiga o fractura frágil (Rodríguez S., 2012).

2.5.1.2 Pandeo local de los elementos de la sección

La falla está en el alma o las alas de la sección, un exceso de carga origina el pandeo de estos elementos, comienza con arrugas y termina colapsando a la viga o columna por completo. Al igual que la compresión, existen valores de ancho-

espesor para controlar estas deformaciones. Una solución a este problema es colocar atiesadores laterales. En el Anexo 5, se presenta la tabla de valores límites.

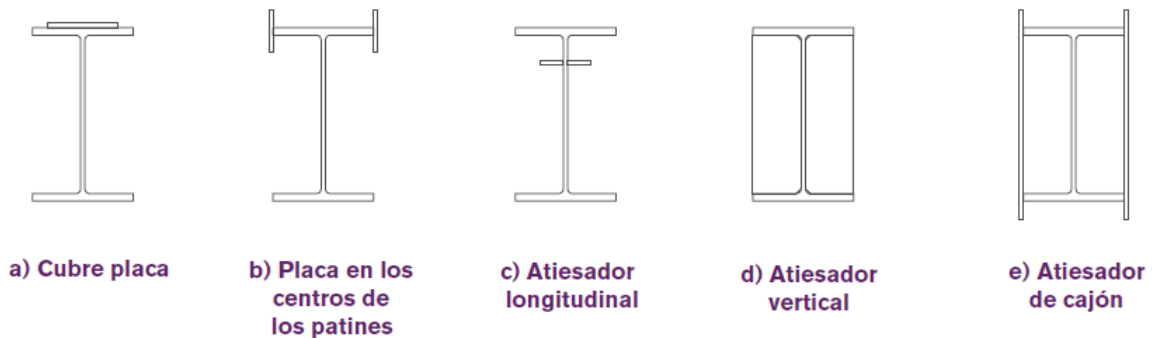


Figura 2.9 Rigidización de secciones “W”
(Fuente: Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012)

2.5.1.3 Pandeo lateral

El pandeo lateral no ocurre en secciones cerradas como secciones cajón, está presente en secciones tipo “W”, debido a efectos de flexión el patín de compresión tiende a pandearse en el plano del alma, pero el alma impide hasta cierto punto este pandeo, cuando la carga es mayor el pandeo cambia de plano y se generan distorsiones en la geometría de la sección transversal. Las secciones tipo cajón son perfectas para evitar este tipo de pandeo (Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012).

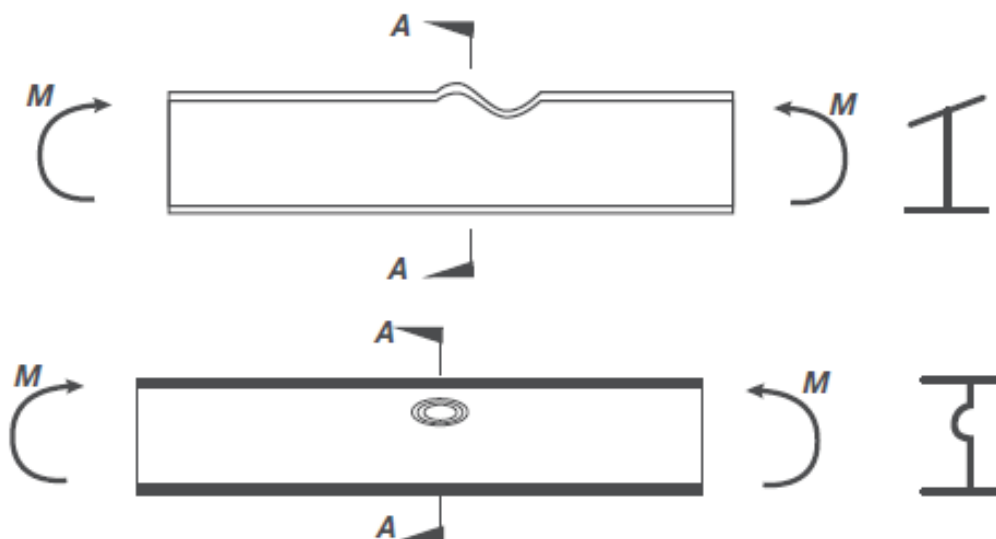


Figura 2.10 Pandeo lateral
(Fuente: Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012)

2.5.1.4 Pandeo lateral por flexo-torsión

Siguiendo el mismo caso anterior, cuando el patín superior solicita mayor desplazamiento lo hace por medio del eje de menor inercia, que generalmente es el eje “y”, y logra, además de salirse de su plano, generar un ángulo de torsión. El patín de tracción poco o nada cede a este movimiento del patín superior.

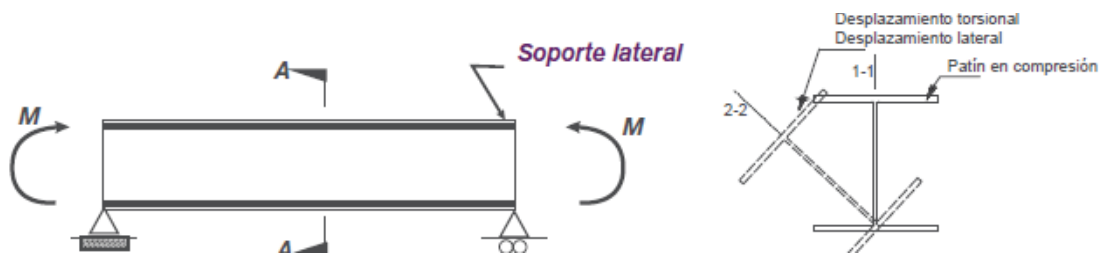


Figura 2.11 Pandeo lateral-torsional
(Fuente: Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012)

2.5.2 PANDEO LATERAL POR FLEXO TORSIÓN

Se puede presentar la probabilidad que la sección tratada presente pandeo lateral o pandeo lateral por flexión-torsión, ésta última arrastra muchas ecuaciones con muchas más variables. Estos casos se dan por la geometría de la sección y por los esfuerzos generados en las secciones transversales. Cuando se trate de peraltes considerables es recomendable tomar en cuenta que el alma o partes de las secciones pueden llegar a pandear localmente a lo que se da como alternativa de solución soldar placas de refuerzo (atiesadores), teniendo así como única opción de análisis el pandeo lateral que es controlado por la fluencia (Rodríguez S., 2012).

Dado la propiedad de los materiales de poder trabajar en el rango plástico y en el rango elástico, la diferencia entre ambos es la formación de rótulas plásticas en los apoyos de la viga cuando se estudia el rango plástico, y cuando se estudia el rango elástico la viga permite una tolerancia hábil para soportar carga pero que no se la sobrecarga. El momento plástico se refiere a la resistencia nominal en flexión, representando la capacidad máxima del acero (Aguirre A., 2010).

Las condiciones para el momento tratado son:

- Sección compacta (alma y patines)
- Debe existir arriostramiento lateral.

De no ser el caso de una sección compacta la resistencia nominal disminuye linealmente en un rango ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$), recuerde que la esbeltez de la sección depende de la relación ancho espesor de los elementos de la sección ($\lambda = b/2t$). Cuando se trata de vigas arriostradas lateralmente no se alcanza a superar el valor de λ_p y las secciones se catalogan como compactas, si la relación de esbeltez supera a λ_r , entonces se trata de una sección esbelta (McCormac & Csernak, 2012).

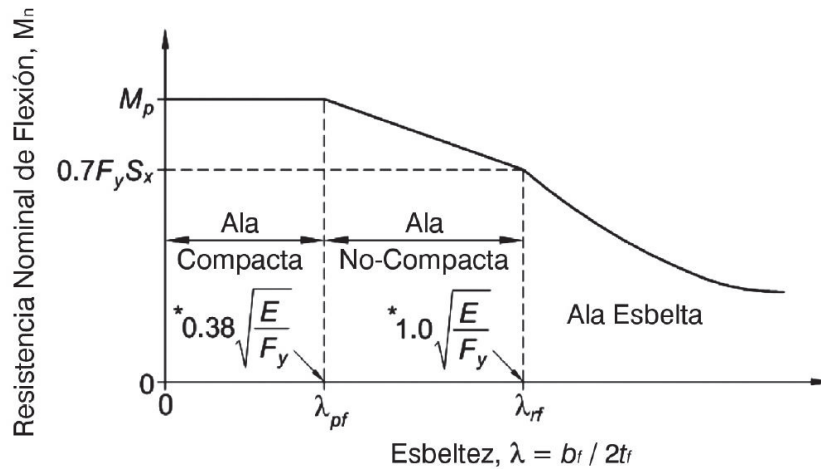


Figura 2.12 Resistencia a la flexión en función de la esbeltez
(Fuente: AISC, 2010)

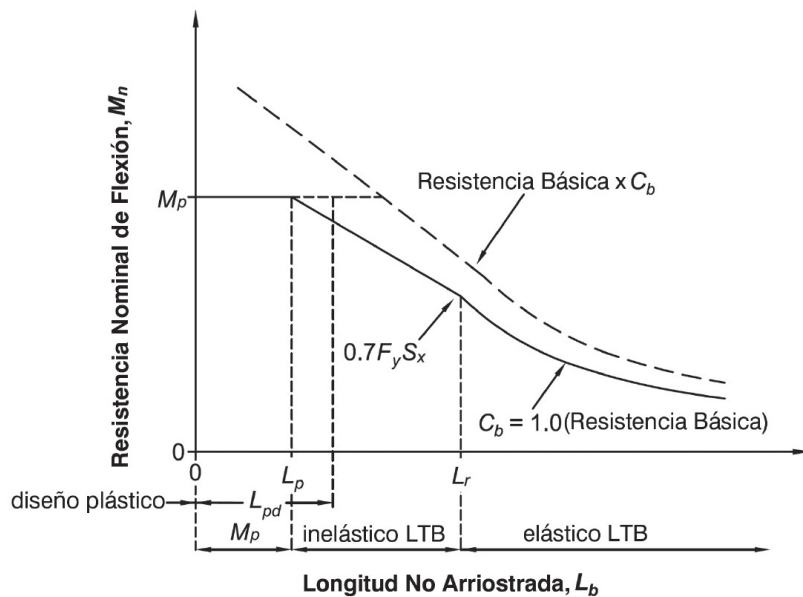


Figura 2.13 Resistencia a la flexión en función de la longitud no arriostrada
(Fuente: AISC, 2010)

La Figura 2.12 representa la relación ancho espesor de la sección del perfil, para determinar el momento nominal a la flexión en función de la longitud no arriostrada. El 30% se representa por pérdidas debidas a esfuerzos residuales y el 70% del esfuerzo de fluencia como válido, sin importar si hay conexiones soldadas o empernadas (Valadez & Rosario , Miembros en Flexión, 2012).

2.5.3 FACTORES DE DISEÑO

2.5.3.1 Factor de modificación “Cb”

La curva en negrita indica que está afectada por un gradiente de momento llamado C_b , y que depende de la disposición del diagrama de momentos, $C_b=1.0$ cuando el diagrama de momentos es uniforme (AISC, 2010).

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Ec. 2-26})$$

Para el caso donde el diagrama de momentos no sea uniforme y se trate de otra configuración de la Ec. 2-26 permitirá encontrar el valor de dicha constante a lo largo de la longitud no arriostrada (AISC, 2010).

Donde:

C_b = Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento diferentes al uniforme y sus extremos están restringidos a volcamiento.

M_{max} = Momento máximo del elemento no arriostrado (valor absoluto)

M_A = Momento en el primer cuarto de la longitud del elemento no arriostrado (valor absoluto)

M_B = Momento en el segundo cuarto de la longitud del elemento no arriostrado (valor absoluto)

M_C = Momento en el tercer cuarto de la longitud del elemento no arriostrado (valor absoluto)

2.5.3.2 Factor de resistencia para el diseño

Para el método de análisis LRFD, se adoptará el valor de $\phi=0.9$

2.5.4 RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

Para propósitos de diseño la resistencia nominal a la flexión “ M_n ”, debe tomarse como el mínimo valor de entre los casos siguientes. Considerado la flexión en torno al eje mayor.

2.5.4.1 Análisis a la fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec. 2-27})$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal a la flexión.

M_p = Momento plástico (momento máximo soportado por la sección).

F_y = Esfuerzo a la fluencia, propio de cada material.

Z_x = Módulo de la sección plástica en torno al eje “x”.

2.5.4.2 Análisis al pandeo lateral-torsional

Este caso está directamente relacionado con la Figura 2.12 y Figura 2.13, en las que se trabajará en función de la longitud no arriostrada y así determinar el valor correspondiente de momento nominal a la flexión. Las tres regiones mostradas en la Figura 2.13 se presentan por los casos siguientes:

2.5.4.2.1 Cuando $L_b \leq L_p$

El estado de límite para pandeo lateral-torsional no aplica y únicamente se aplica el análisis a la fluencia.

2.5.4.2.2 Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

Se aplica la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 2-28})$$

Donde:

L_b = Longitud no arriostrada del elemento que no permite el giro o desplazamiento de la sección (plg)

L_p y L_r = Longitudes límites para los momentos M_p y M_r respectivamente.

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-29})$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 2-30})$$

r_{ts} , para secciones de simetría doble:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} \quad (\text{Ec. 2-31})$$

E , Módulo de elasticidad del acero $E=29000$ [ksi]

r_y = Radio de giro respecto al eje "y".

$c = 1.0$, para secciones doblemente simétricas.

J = Constante torsional.

S_x = Módulo de sección elástico en torno al eje "x".

h_o = Distancia entre los centroides de las alas.

2.5.4.2.3 Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 2-32})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 * \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 2-33})$$

Nota: Las ecuaciones Ec.2-28 y Ec.2-32 se mantienen al límite del valor máximo permisible "Mp", que es la capacidad máxima que puede soportar la sección.

2.6 FLEXO-COMPRESIÓN

La flexo-compresión es considerar una fuerza axial sobre el eje principal de un elemento y que a la vez el mismo presente una deflexión a lo largo de su eje. Para propósitos de diseño la flexo-compresión se divide en un análisis a compresión donde se controla la esbeltez del elemento que no supere el máximo permitido, no mayor a 200 y aunque en esta versión no hace mucho énfasis pero se mantiene la tendencia por aspectos de seguridad y económicos (AISC, 2010)

Cuando la columna esté trabajando con una carga excéntrica es elemental que se generará un pandeo incrementando notablemente al valor del momento actuante en la columna lo que hace necesario considerar efectos P-delta que pueden ser calculados de manera aproximada con factores mayores que la unidad o a su vez, es más eficiente usar un programa que sea capaz de calcular dichas consideraciones en base a un análisis no lineal.

No existe un alguna metodología de diseño para la flexo-compresión, es una combinación de la compresión y la flexión, lo que se calcula es la relación de demanda capacidad dada por ecuaciones de interacción que involucran a la capacidad de compresión con la capacidad de resistir momentos flexionantes.

$$\text{Cuando: } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 2-34})$$

$$\text{Cuando: } \frac{P_r}{P_c} < 0,2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 2-35})$$

Dónde:

P_r = Resistencia de compresión axial requerida según LRFD.

P_c = Resistencia de compresión axial de diseño.

$$P_c = \phi_c P_n$$

M_r = Resistencia de flexión requerida según LRFD.

M_c = Resistencia de flexión de diseño.

$$M_c = \phi_b M_n$$

ϕ_b = Factor de resistencia en flexión. $\phi_b = 0,9$

ϕ_c = Factor de resistencia en compresión. $\phi_c = 0,9$

x = Subíndice que indica la flexión en el eje fuerte.

y = Subíndice que indica la flexión en el eje débil.

2.7 MIEMBROS CARGADOS A CORTE

El alma de una sección “W” es el elemento que debe soportar el cortante proveniente de las cargas externas. Se considera para perfiles no atiesados o atiesados aplique la misma relación.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 2-36})$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. 2-37})$$

Para elementos del tipo “W” que cumplan con el siguiente requisito:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-38})$$

Tomar los siguientes valores:

$$\phi = 1,0 \quad C_v = 1,0 \quad (\text{Ec. 2-39})$$

Para miembros fuera del tipo “W” o “H”, tomar en cuenta las siguientes relaciones.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1,0 \quad (\text{Ec. 2-40})$$

$$1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1,10}{\frac{h}{t_w}} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-41})$$

$$\frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1,51}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} E k_v \quad (\text{Ec. 2-42})$$

Donde:

A_w = Área del alma.

h = Altura efectiva del alma.

t_w = Espesor del alma.

k_v = Coeficiente de pandeo por corte.

Para almas sin rigidizadores.

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \quad k_v = 5, \text{ excepto perfiles en "T", } k_v = 1,2 \quad (\text{Ec. 2-43})$$

Para almas con rigidizadores.

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (\text{Ec. 2-44})$$

Donde

a = Separación entre los atiesadores.

2.8 SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO

Consiste de un entramado de perfiles, cables o platinas, dependiendo del caso y criterio del diseñador será escogido el perfil más conveniente. Los entramados se presentan como “*Cruces de San Andrés*” entre las más comunes o de la forma “K”. Este tipo de sistema es necesario para estabilizar a la estructura como un todo y mantenerla firme frente a eventos inesperados como acciones de viento, los movimientos telúricos e inclusive por las fuerzas inerciales de arranque o frenado de un puente grúa dentro de la estructura.

Los arriostramientos se los puede colocar en el costado de la estructura, en el techo y también en la parte frontal o trasera de la misma. Cuando se coloca en los laterales se acostumbra a colocarlos en los extremos de ser el caso para estructuras pequeñas o si bien las cargas a soportar son mayores y las longitudes de la estructura son grandes entonces se los puede colocar cada tres o cuatro vanos, este es un criterio empírico, pero que puede ser validado por un análisis computacional y verificar que la estructura cumpla con la estabilidad requerida.

2.8.1 SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Si los efectos de cargas laterales no son los suficientemente considerables se acostumbra a colocar barras de acero o llamados tirantes que dependiendo de la altura de la estructura, se los puede entramar en una sola cruz o en dos cruces o inclusive la estructura se estabiliza colocando un solo tirante. La separación entre arriostramientos se mantiene según lo dicho anteriormente.

Cuando las solicitaciones laterales son mayores es necesario colocar perfiles de sección angular, tubular o si se tratase de edificaciones muy grandes se colocan perfiles sección IPE o IPN. En este caso las solicitaciones que deben soportar este sistema son de compresión y tracción.

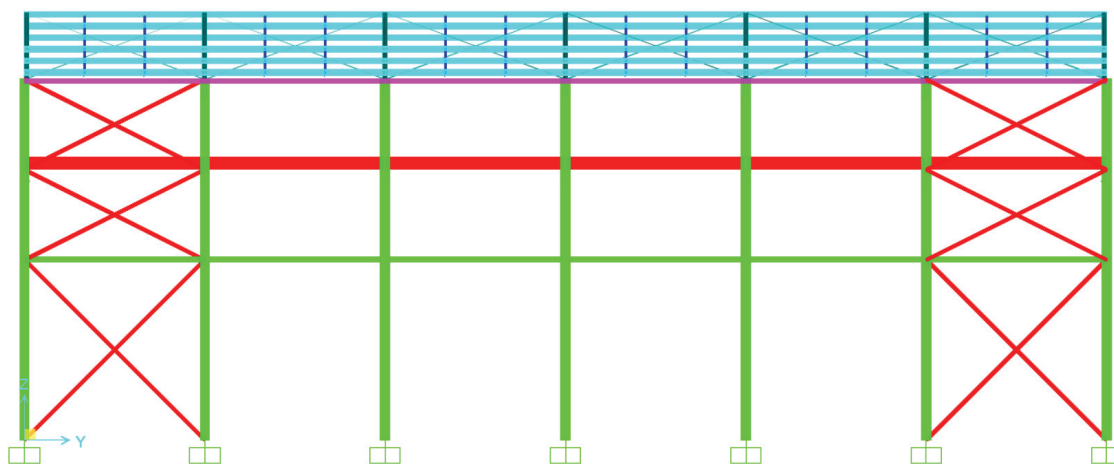


Figura 2.14 Cruces de San Andrés
(Fuente: Propia, 2016)

2.8.2 SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO EN TECHO

Se colocan tirantes que van cruzados uniendo las cerchas de los pórticos ya sea en cruz de San Andrés o en forma de "K", para garantizar la estabilidad de todo el techo, que a diferencia del arriostramiento lateral, se realiza un entramado total del techo con tirantes y procurando que no hagan interferencia con las uniones de las correas que se encuentran aproximadamente al mismo nivel.

De ser el caso para evitar que las correas se sobre esfuercen, se coloca perfiles angulares en sentido perpendicular a las correas para así también poder estabilizar el techo y la estructura como tal.

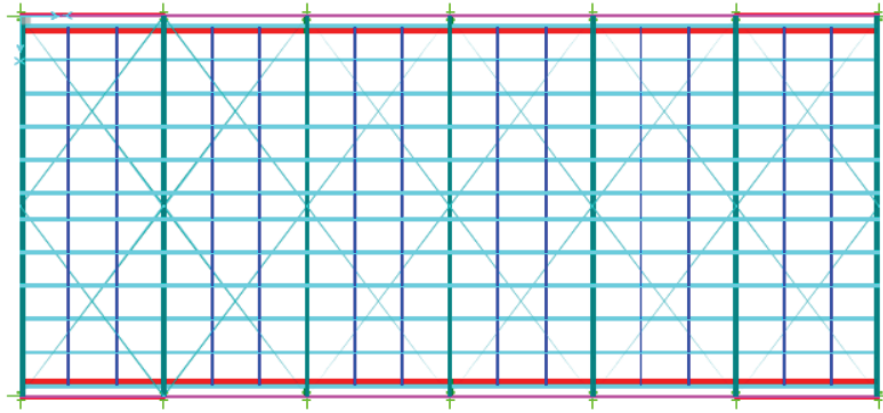


Figura 2.15 Arriostramiento de techo
(Fuente: Propia, 2016)

2.8.3 CASO ESPECIAL

Para garantizar la plena interacción entre pódico y pódico es aconsejable colocar vigas en la parte superior de la columna como en la parte intermedia de la misma, estas secciones que pueden ser de sección tubular o de sección IPE, se las denomina “vigas de amarre” y son colocadas con restricciones de articulación, pues el objetivo de ellas no es soportar momentos, sino más bien el de poder darle estabilidad a la estructura y téngase en cuenta que las correas no son elementos que tienen esta funcionalidad porque su función es de transmitir las cargas vivas y muertas hacia la estructura.

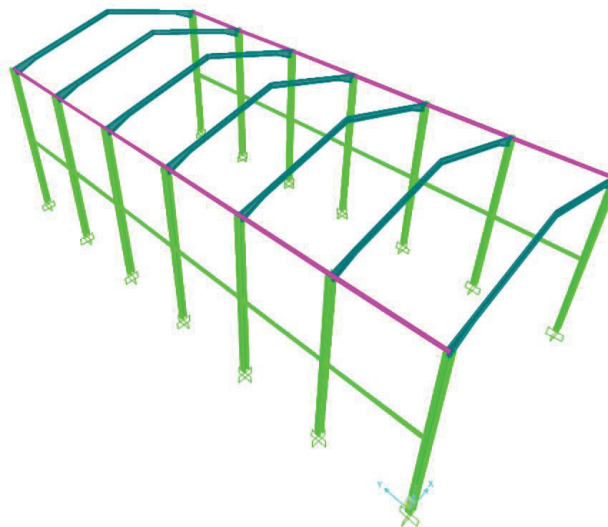


Figura 2.16 Vigas de amarre
(Fuente: Propia, 2016)

2.9 CONEXIONES DE ACERO

2.9.1 TIPOS DE CONEXIONES DE ACERO

Una conexión es un conjunto de elementos que permiten la unión entre miembros estructurales de tal manera que se transmitan las fuerzas o solicitaciones generadas por las cargas a las que los miembros están sometidos de manera continua.

2.9.1.1 Conexión simple

No resisten la rotación entre elementos estructurales, se la conoce como conexión a cortante, se conectan ángulos en la viga y la variación de los angulares pasa del 80% por lo que no son propias para sistemas continuos y se utilizan para juntar pórticos. La conexión debe ser capaz de resistir la deformación inelástica a la que está sometida, dado que se le permite la rotación, el alma de la sección es la parte conectada (Murray, 2011).

2.9.1.2 Conexión rígida

Cuando la conexión debe soportar cargas altas y a la vez no permita la rotación de un elemento respecto al otro, se la denomina como conexión rígida, este tipo de conexión es habitual encontrarla en pórticos de momento donde no existe tal rotación y se garantiza la plena continuidad entre elementos, la nomenclatura que LRFD le ha otorgado es "Tipo FR" y por estudios realizados se ha llegado a concluir que la capacidad de resistir a la rotación es del 90% puesto que no es posible lograr sistemas 100% puros en la vida real. Lo típico de estas conexiones es encontrar las rótulas plásticas en los elementos estructurales, como no se permite la rotación en la conexión entonces se debe garantizar una zona protegida en zonas adyacentes a las conexiones (Murray, 2011).

2.9.1.3 Conexión semirrígida

La unión entre la conexión simple y rígida es conocida como semirrígida, no son recomendables cuando el estudio viene validado por un análisis inelástico y el rango de rotación en cual entran es entre el 20% y 90%, a lo que quiere decir que si resisten momentos pero no mayores a los de las conexiones rígidas. La nomenclatura asignada según LRFD es "Tipo PR". Una conexión simple y arriostrada se la puede considerar como conexión tipo PR (Murray, 2011).

2.9.2 CONEXIONES EMPERNADAS

2.9.2.1 Ventajas

- Facilidad de recambio.
- No necesita calificación rigurosa.
- Buena presentación.
- No requiere personal especializado.
- Conexiones montables y desmontables.
- Desarrollo en el rango elástico y plástico.

2.9.2.2 Desventajas

- Exactitud en perforaciones.
- Gasto excesivo en mano de obra.
- Interpretación de planos de montaje.
- Incremento de peso en la estructura final.

2.9.2.3 Pernos estructurales

Se los conoce como pernos de alta resistencia, de acuerdo a ASTM existen dos tipos; pernos A325 y A490 con cabeza y tuerca hexagonales, los pernos A325 son de resistencia menor a los A490, un tercer tipo son los pernos A307 de resistencia muy baja, comúnmente utilizados en conexiones de baja importancia. En el Anexo 6, se muestran los tipos de pernos existentes según (AISC, 2010).

2.9.2.4 Tipos de falla

2.9.2.4.1 Falla por corte

La resistencia a corte de un perno se da como:

$$\phi R_v = \phi * F_v * A_b \quad (\text{Ec. 2-45})$$

Donde:

ϕR_v = Resistencia de diseño a cortante.

ϕ = Factor de reducción para corte. $\phi = 0,75$

F_v = Resistencia nominal en tensión.

A_b = Área de la sección transversal del perno.

El área depende si son pernos tipo N (rosca excluida en el plano de corte) o pernos tipo X (rosca incluida en el plano de corte). Los valores para resistencia nominal en tensión están establecidos en el Anexo 6.

2.9.2.4.2 Falla por deslizamiento

Debido al pre tensado que reciben los pernos según la Tabla 2.1, se genera el contacto entre superficies y queda por determinar la resistencia nominal al desplazamiento.

Tabla 2.1 Pretensión mínima en pernos

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
1/2	5,44	6,80
5/8	8,62	10,89
3/4	12,70	15,88
7/8	17,69	22,23
1	23,13	29,03
1 1/8	25,40	36,29
1 1/4	32,21	46,27
1 3/8	38,56	54,88
1 1/2	46,72	67,13

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

(Fuente: AISC, 2010)

$$\phi R_{str} = \phi \mu D_u h_{sc} T_b N_s \quad (\text{Ec. 2-46})$$

Donde:

ϕR_{str} = Resistencia al desplazamiento.

$\phi = 1,0$ para estados límite de servicio.

= 0,85 para estados límites de resistencia.

μ = Coeficiente de fricción $0,35 \leq \mu \leq 0,5$

D_u = Relación entre el pretensado real respecto al teórico. $D_u = 1,3$

$h_{sc} = 1,0$ para agujeros estándar.

$h_{sc} = 0,85$ para agujeros de ranura corta.

$= 0,7$ para agujeros de ranura corta.

T_b = Pre tensión mínima aplicada.

N_s = Número de planos de cizallamiento.

2.9.2.4.3 Falla por aplastamiento

La resistencia por aplastamiento está dada como:

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b \quad \phi = 0,75 \quad (\text{Ec. 2-47})$$

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (\text{Ec. 2-48})$$

$$f_v = \frac{V_u}{A_b} \quad (\text{Ec. 2-49})$$

Donde:

F_{nt} = Esfuerzo de tracción nominal, ver Anexo 6.

F_{nv} = Esfuerzo de corte nominal, ver Anexo 6.

f_v = Resistencia a corte requerida.

V_u = Carga cortante requerida.

2.9.2.4.4 Tipo de agujeros y dimensiones

En la Tabla 2.2, se muestran los tipos de agujeros para conexiones emperradas con los diámetros de pernos respectivos.

- Agujeros tipo estándar STD, se agrega 1/16 de pulgada al diámetro nominal del perno.
- Agujeros sobredimensionados OVS, se agrega de 3/16 a 5/16 de pulgada al diámetro nominal del perno.
- Ranuras cortas SS, comprendidos entre STD y OVS +1/16 de pulgada.
- Ranuras largas LS, comprendidas entre STD hasta 2.5 veces el diámetro del perno.

Tabla 2.2 Tipos de agujeros y dimensiones

TABLA J3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2,5 \times d)$

(Fuente: AISC, 2010)

2.9.2.4.5 Desgarre y aplastamiento en los agujeros

Se utiliza el diámetro real del agujero para el desgarre y el diámetro del perno para el aplastamiento. Para estados límites diferentes a los nombrados, se permite usar el diámetro efectivo.

$$d'_h = d_h + 1/16'' \quad (\text{Ec. 2-50})$$

Donde:

d'_h = Diámetro efectivo.

d_h = Diámetro nominal del agujero, que debe previamente considerar una excedencia de 1/16 de pulgada respecto al diámetro del perno.

Cuando la conexión tenga perforaciones estándar, sobredimensionadas o ranuras cortas la resistencia al desgarre y aplastamiento se inspecciona de la siguiente manera.

$$R_n = 1,2L_c t F_u \leq 2,4d_b t F_u \quad \phi = 0,75 \quad (\text{Ec. 2-51})$$

$$R. \text{Desgarre} = 1,2L_c t F_u \quad (\text{Ec. 2-52})$$

$$R. \text{Aplastamiento} = 2,4d_b t F_u \quad (\text{Ec. 2-53})$$

Donde:

L_c = Distancia libre entre el borde del agujero y el borde del perfil

t = Espesor del perfil o elemento conectado.

F_u = Resistencia última del material.

d_b = Diámetro del perno.

2.9.2.4.6 Distancia libre mínimas para diseño

Para evitar fallas de rotura o desgarre se recomienda las separaciones o distancias mínimas para diseño en función de los agujeros. Cuando el perno es menor a una pulgada, se recomienda el espaciamiento de tres pulgadas (AISC, 2010).

Tabla 2.3 Distancia mínima al borde

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$1/2$	$3/4$
$5/8$	$7/8$
$3/4$	1
$7/8$	$1\ 1/8$
1	$1\ 1/4$
$1\ 1/8$	$1\ 1/2$
$1\ 1/4$	$1\ 5/8$
Sobre $1\ 1/4$	$1\ 1/4 \times d$
<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 J3.5.</p>	

(Fuente: AISC, 2010)

2.9.3 CONEXIONES SOLDADAS

Filete de soldadura es el caso más común de encontrar en conexiones soldadas, acompañadas de distinta resistencia proveniente del material de aporte, que es fundido por el proceso de soldadura que convenga al constructor.

2.9.3.1 Ventajas

- Ahorro de material y peso de la estructura final.
- Tiempo de ensamblaje reducido.
- Facilita la continuidad en conexiones.
- Creación de perfiles armados.
- Exige menos esfuerzo en campo.
- Variedad de conexiones.
- Ahorro en el cálculo y detalle de la conexión.

2.9.3.2 Desventajas

- Costo de material de aporte.
- Costos de inspección y personal calificado.
- Dificultad de soldar en posiciones no comunes.
- Conexiones no desmontables.
- Baja resistencia a la fatiga.
- Defectos en la soldadura.
- Exceso de soldadura, genera esfuerzos residuales.

2.9.3.3 Falla de la soldadura

2.9.3.3.1 Resistencia de diseño de la soldadura

Producto entre la resistencia de la soldadura por el área del cordón o costura.

$$\phi R_n = \phi F_w A_w \quad \phi = 0,75 \quad \text{(Ec. 2-54)}$$

$$F_w = 0,6 F_{EXX} (1 + 0,5 \text{sen}^{1,5} \theta) \quad \text{(Ec. 2-55)}$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño de la soldadura.

F_w = Resistencia de la soldadura.

F_{EXX} = Resistencia última del material de aporte.

θ = Ángulo de aplicación de la carga, medido desde la horizontal.

A_w = Área del cordón de soldadura.

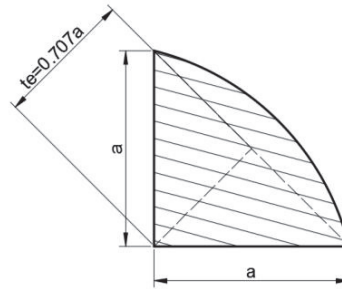


Figura 2.17 Garganta del cordón de soldadura
(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 2.4 Tamaño mínimo de soldadura en filete

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

(Fuente: Rodríguez S., 2012)

El tamaño máximo permitido en placas menores a seis milímetros debe ser igual al espesor de dichas placas, cuando las placas son mayores a seis milímetros, el tamaño de la soldadura debe ser dos milímetros menos que el espesor de la placa a menos que se especifique lo contrario (Aguirre A., 2010).

2.9.3.3.2 Longitud del filete de soldadura

La longitud no debe ser menor a cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura. Cuando se trate de una unión a tracción, la longitud no debe ser menor a la longitud de su lado perpendicular. Cuando el tamaño de la soldadura sea demasiado bajo respecto a la longitud del cordón, se establece la longitud crítica misma que se muestra en la Tabla 2.5, para distintos tamaños de soldadura E70XX.

Tabla 2.5 Soldaduras demasiado largas

Weld Size, w in.	Critical Length, in.		Capacity, kips		Member Size, in ²	
	100 w	300 w	1 weld	2 welds	1 weld	2 welds
1/16	6.3	18.8	5.8	11.6	0.2	0.4
1/8	12.5	37.5	23.2	46.4	0.8	1.5
3/16	18.8	56.3	52.2	104.3	1.7	3.5
1/4	25.0	75.0	92.8	185.5	3.1	6.2
5/16	31.3	93.8	144.9	289.8	4.8	9.7
3/8	37.5	112.5	208.7	417.4	7.0	13.9
1/2	50.0	150.0	371.0	742.0	12.4	24.7
5/8	62.5	187.5	579.7	1,159.4	19.3	38.7
3/4	75.0	225.0	834.8	1,669.5	27.8	55.7
7/8	87.5	262.5	1,136.2	2,272.4	37.9	75.8
1	100.0	300.0	1,484.0	2,968.0	49.5	99.0

(Fuente: Duane K., 2003).

2.9.4 PLACA BASE

Las placas base son elementos que conectan a la estructura con la cimentación como conexión por la cual se transmiten cargas de momento, cortante, cargas gravitacionales e incluso de ser el caso éstas placas deben ser consideradas como elementos a flexión que se genera por cargas excéntricas o laterales dentro de la estructura.

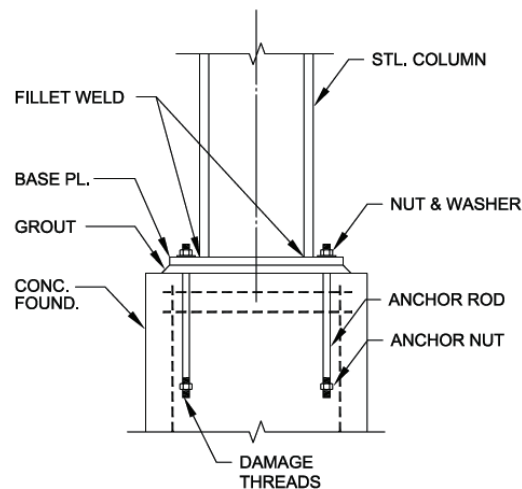


Figura 2.18 Partes conexión placa base
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

2.9.4.1 Tipos de conexiones de placas base

Las placas base para columnas se clasifican en:

- Placas base sometidas a cargas axiales de compresión.
- Placas base sometidas a cargas axiales de tracción.
- Placas base sometidas a momentos pequeños.
- Placas base sometidas a momentos grandes.

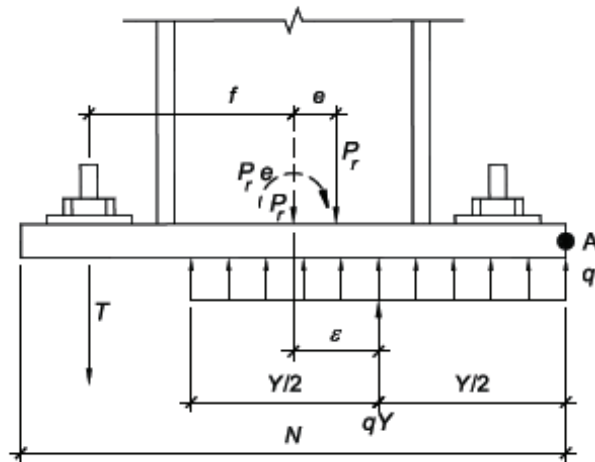


Figura 2.19 Placa base con momentos pequeños
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

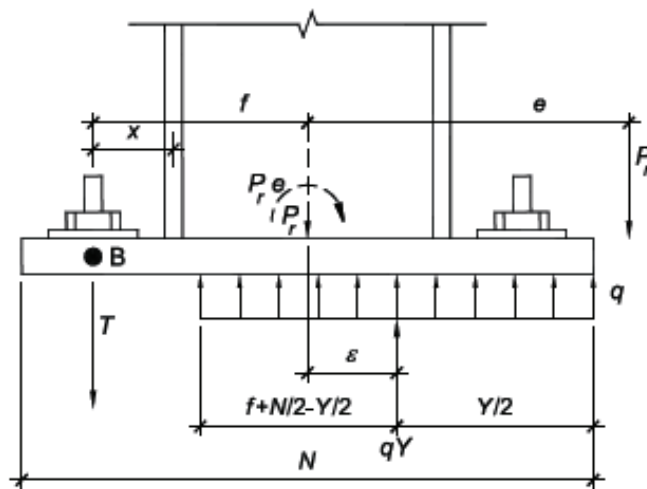


Figura 2.20 Placa base con momentos grandes
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

2.9.4.2 Materiales para las placas base

De acuerdo a la Tabla 2.6, se presentan recomendaciones para diseñar placas base en función de su material.

Tabla 2.6 Materiales para placas base

Table 2.1. Base Plate Materials	
Thickness (t_p)	Plate Availability
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
^[a] Preferred material specification	

(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

Las placas base cuando no soportan momentos excesivos generalmente toman una forma cuadrada que se acomode a la forma de la cimentación y de tal manera que se acomoden la distribución de las varillas de anclaje. Las superficies en contacto para las placas base pueden estar maquinadas con el objetivo de garantizar la fricción y el contacto entre las placas base. Están exentas de maquinado las placas menores a dos pulgadas de espesor, para placas entre dos y cuatro pulgadas de espesor se permite que sean prensadas para garantizar el contacto y para placas mayores a cuatro pulgadas de espesor es necesario maquinar las piezas. Existen dos tipos a todo esto, cuando la placa base está en contacto directo con la lechada o cuando la placa base se conecta con la columna por medio de CJP (Complite-Join-Penetration) (AISC_Guide_01, 2006).

2.9.4.3 Soldadura para placas base

La soldadura que une a la placa base con las columnas es diseñada para soportar las cargas de tensión originadas en las varillas de anclaje, caso que puede ser solucionado con soldaduras de filete pequeñas. La mayoría de los técnicos estructurales prefieren que las placas base sean soldadas en taller junto con la columna.

Para placas que se conecten a fuerzas axiales de compresión, el valor de la soldadura de filete será de 5/16 de pulgada y para placas con momentos o tensiones axiales, el valor de la soldadura de filete será mayor a 3/4 de pulgada antes de usar soldadura de ranura (AISC_Guide_01, 2006).

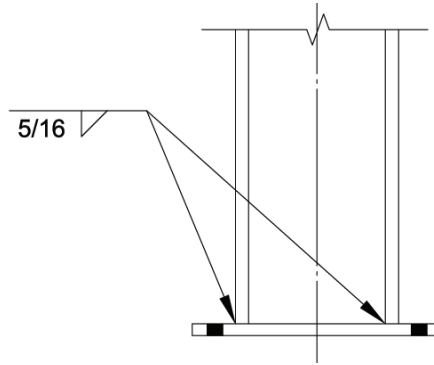


Figura 2.21 Soldadura en la placa base
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

2.9.4.4 Tamaños de agujeros para varillas de anclaje

Tabla 2.7 Tamaño de agujeros en placas base para pernos de anclaje

TABLA 14.2							
TAMAÑOS MÁXIMOS RECOMENDADOS PARA AGUJEROS DE PERNOS DE ANCLAJE EN PLACAS BASE							
Diámetro del perno de anclaje "plg"	Diámetro del agujero en "plg"	Tamaño mínimo de la arandela en "plg"	Espesor mínimo de la arandela en "plg"	Diámetro del perno de anclaje "plg"	Diámetro del agujero en "plg"	Tamaño mínimo de la arandela en "plg"	Espesor mínimo de la arandela en "plg"
3/4	15/16	2	1/4	1 1/2	25/16	3 1/2	1/2
7/8	19/16	2 1/2	5/16	1 3/4	2 3/4	4	5/8
1	1 13/16	3	3/8	2	3 1/4	5	3/4
1 1/4	2 1/16	3	1/2	2 1/2	3 3/4	5 1/2	7/8

(Fuente: AISC, 2010)

En la Tabla 2.7, se presentan los agujeros de tal manera que el encaje sea adecuado con los pernos. Se presentan arandelas dimensionadas para el caso en que la varilla se encuentre a un borde del agujero y pueda tapar el agujero por completo. Se presentan como redondas o rectangulares.

2.9.4.5 Placas base con cargas axiales de compresión

Cuando la magnitud de los momentos es pequeña en comparación con la carga axial a la que está sujeta la columna, se consideran placas base a compresión.

2.9.4.5.1 Área de la placa base

El área del concreto debe ser lo suficientemente grande de manea que la resistencia de contacto del concreto sea mayor a la carga soportada por la placa base. Se presentan dos casos en el contacto placa-cimentación donde la resistencia de aplastamiento nominal o resistencia de contacto del concreto es:

- Cuando la placa base cubre el área total del concreto.

$$P_p = \phi_c 0,85 f_c' A_1 \quad (\text{Ec. 2-56})$$

- Cuando el área total del soporte de concreto no es cubierta en su totalidad por la placa base.

$$P_p = 0,85 f_c' A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1,7 f_c' A_1 \quad (\text{Ec. 2-57})$$

Se permite que la resistencia de aplastamiento nominal se incrementada por un factor $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$, porque el concreto no está cubierto en su totalidad dejando una parte libre y haciéndolo poco más fuerte (AISC_Guide_01, 2006).

2.9.4.5.2 Resistencia y esfuerzo máximo de aplastamiento de diseño

El diseño apropiado debe garantizar que se distribuyan las fuerzas desde la columna hasta la cimentación.

$$\phi_c P_p = \phi_c 0,85 f_c' A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq \phi_c 1,7 f_c' A_1 \quad (\text{Ec. 2-58})$$

Donde:

ϕ_c = Factor de resistencia para LRFD. $\phi_c = 0,65$. Según (AISC, 2010).

A_1 = Área de apoyo concéntrico de acero sobre un soporte de concreto.

A_2 = Área máxima de la superficie de apoyo.

f_c' = Resistencia a la compresión especificada del concreto.

P_p = Resistencia de aplastamiento nominal.

El esfuerzo transmitido por la columna se dirige hacia el concreto, éste debe responder con la misma magnitud, por tanto el esfuerzo al aplastamiento máximo para el concreto se define como:

$$f_{p(max)} = 0,85f_c' \sqrt{A_2/A_1} \leq 1,7 f_c' \quad \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \quad (\text{Ec. 2-59})$$

Donde:

$f_{p(max)}$ = Esfuerzo de aplastamiento máximo del concreto. ksi

ϕ . = Factor de reducción para el aplastamiento. $\phi = 0,65$.

f_c' = Resistencia a la compresión especificada del concreto. ksi

La condición que la raíz cuadrada no supere el valor de dos, se refiere a que el esfuerzo de aplastamiento en el concreto no supere el esfuerzo de aplastamiento máximo del mismo, así pues:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{p(max)} \quad (\text{Ec. 2-60})$$

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{f_{p(max)}} \quad (\text{Ec. 2-61})$$

Las áreas tratadas pueden variar dependiendo del diseñador. Se presentan los siguientes casos.

- Cuando $A_2=A_1$

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0,85f_c'} \quad (\text{Ec. 2-62})$$

- Cuando $A_2 \geq 4A_1$

$$A_{1(REQ)} = \frac{1}{2} x \frac{P_u}{\phi 0,85 f_c'} \quad (\text{Ec. 2-63})$$

Donde:

P_u = La resistencia axial de compresión requerida (LRFD).

Una vez que se tiene un valor para el área de la placa base, se procede a seleccionar valores para el ancho y largo de la placa (BxN). Así como se puede apreciar en la figura siguiente. Desde el punto de vista constructivo y económico se recomienda que las placas sean cuadradas presentando un patrón cuadrado y las dimensiones “m” y “n” sean iguales de tal manera que los momentos generados por el exceso de cargas sean iguales en ambas direcciones.

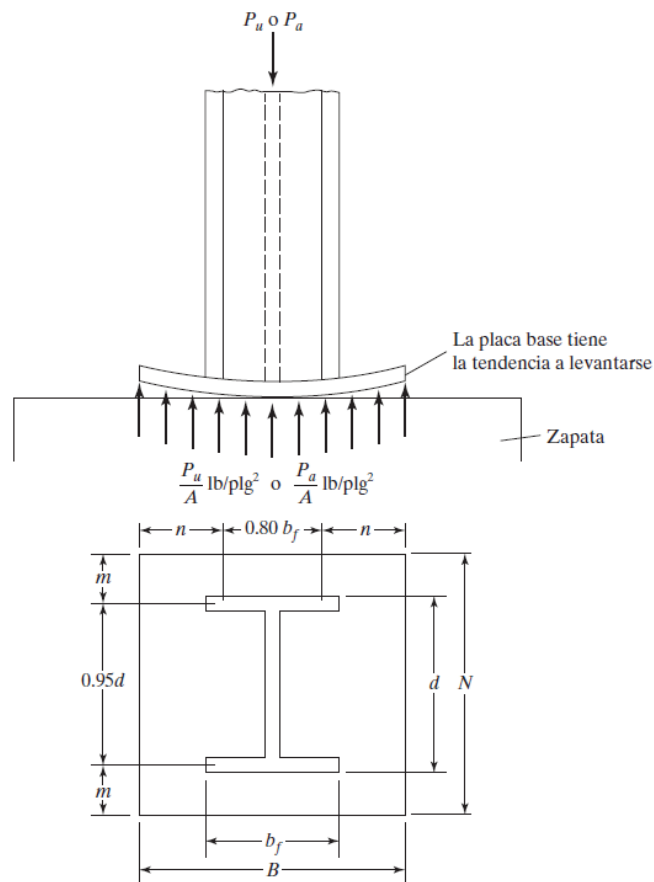


Figura 2.22 Dimensiones de una placa base
(Fuente: McCormac & Csernak, 2012).

Cuando $n=m$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (\text{Ec. 2-64})$$

$$A_1 = BxN \quad (\text{Ec. 2-65})$$

$$\Delta = \frac{1}{2}(0,95xd - 0,80xb_f) \quad (\text{Ec. 2-66})$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (\text{Ec. 2-67})$$

$$B \approx \frac{A_1}{N} \quad (\text{Ec. 2-68})$$

2.9.4.5.3 Espesor de la placa base

Para determinar el espesor mínimo requerido de la placa, se hace la suposición que la placa este en voladizo con las dimensiones m y n . Cuando se trata de una placa soportando una carga totalmente axial, se considera que la placa transmita un esfuerzo uniforme a lo largo y ancho de la superficie de la placa.

$$f_p = \frac{P_u}{BN} \quad (\text{Ec. 2-69})$$

Donde:

f_p = Esfuerzo uniforme entre la placa y la cimentación.

B y N = Ancho y largo de la placa respectivamente.

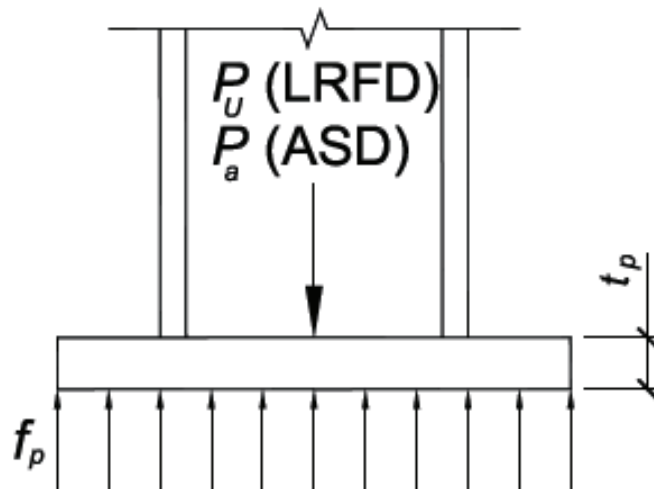


Figura 2.23 Distribución de presión uniforme
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

El momento máximo en los extremos de la placa queda definido como:

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2-70})$$

Donde:

M_{pl} = Momento requerido de la placa base.

l = Dimensión crítica para cantiléver de la placa.

El valor de l se toma como el valor máximo entre las cantidades; m , n y $\lambda n'$, valores que se expresan a continuación como determinarlas:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{Ec. 2-71})$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (\text{Ec. 2-72})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (\text{Ec. 2-73})$$

Donde:

N = Longitud de la placa base.

B = Ancho de la placa base.

b_f = Ancho del ala de la columna.

d = Dimensión exacta del peralte de la sección de la columna.

n' = Distancia teórica de cantiléver.

El valor de la constante λ se la determina de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (\text{Ec. 2-74})$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad (\text{Ec. 2-75})$$

Donde:

P_u = Resistencia axial de compresión requerida (LRFD).

P_p = Resistencia de aplastamiento nominal.

ϕ_c = Factor de resistencia según LRFD. $\phi_c = 0,65$

Para facilidad de cálculos se considera conservadoramente $\lambda = 1$ por lo tanto solo se considerará el valor de n' . Cabe aclarar que el estudio está en el plano y que por tanto el ancho de la placa se lo considera como una pulgada (McCormac & Csernak, 2012).

Realizando un análisis de fluencia estático en la placa base, se equipara el momento resistente de la placa con el momento requerido de la placa base.

$$\frac{\phi_b F_y b t^2}{4} = \frac{P_u l^2}{2BN} \quad (\text{Ec. 2-76})$$

$$t_{req} = l * \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_b F_y BN}} \quad (\text{Ec. 2-77})$$

Donde:

ϕ_b = Factor de resistencia a la flexión (LRFD). $\phi_b = 0,9$

F_y = Esfuerzo a la fluencia específico dado por el material.

2.9.4.6 Placas base con momentos pequeños

Para este caso se toma en cuenta la excentricidad generada por la relación entre el momento y la carga en la columna, además se considera una tensión nula en uno de los pernos de anclaje es decir que el momento no es suficiente para generar un volcamiento de la columna.

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (\text{Ec. 2-78})$$

Donde:

e = Excentricidad equivalente.

M_r = Momento disponible (LRFD)

P_r = Resistencia disponible (LRFD)

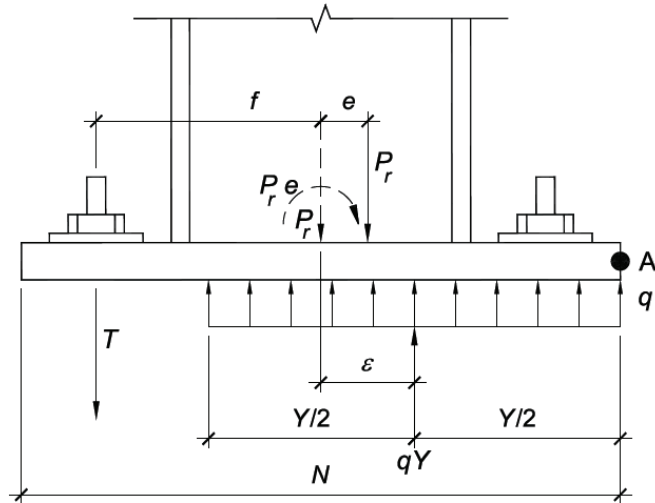


Figura 2.24 Placa base con momento pequeño
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

De la Figura 2.24, se puede llegar a las siguientes expresiones:

$$P_r = q \left(\frac{Y}{2} + \frac{Y}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2-79})$$

$$P_r = qY \quad (\text{Ec. 2-80})$$

$$q = f_p x B \quad (\text{Ec. 2-81})$$

Donde:

P_r = Carga trasladada o excéntrica.

q = Carga distribuida a la placa base

Y = Longitud para la carga distribuida.

B = Ancho de placa base.

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (\text{Ec. 2-82})$$

Note que mientras "Y" decrece "ε", se incrementa, así entonces "Y" alcanzará su valor más pequeño cuando "q" alcance su máximo:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-83})$$

$$q = f_{p(max)} \times B \quad (\text{Ec. 2-84})$$

Mientras "ε" alcanza su máximo valor cuando "Y" es mínimo:

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - P_u/2(q_{max}) \quad (\text{Ec. 2-85})$$

Para la estabilidad de momentos la línea de acción de la carga aplicada P_u debe coincidir con la línea de acción de la carga de pandeo. Es decir $e = \varepsilon$.

Si el caso sea que la excentricidad relativa e supera el valor de ε entonces las cargas aplicadas por la columna no pueden ser soportadas únicamente por la distribución de fuerza de pandeo y las barras de anclaje soportan carga axial de tensión considerable.

Tabla 2.8 Tabla resumen de excentricidades

Cuando : $e < \varepsilon_{max}$	$Y > Y_{min}$	$q < q_{max}$	$f_p < f_{p(max)}$
Cuando $e > \varepsilon_{max}$		$q = q_{max}$	

(Fuente: Propia, 2016)

Y el valor de excentricidad para la combinación de carga aplicada es:

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-86})$$

Reforzando lo escrito anteriormente se concluye que cuando la excentricidad relativa es menor o igual a la excentricidad crítica no habrá volcamiento de la columna y la combinación de fuerzas tendrá un momento pequeño. Por otra parte si la excentricidad relativa supera a la excentricidad crítica el equilibrio de momentos no se ve satisfecho solo por el efecto de pandeo y es necesario tomar en cuenta los pernos de anclaje.

2.9.4.6.1 Tensión de aplastamiento en el concreto

La carga uniforme afecta a un área de concreto específica que es “YxB”, para saber el valor de la longitud que alcanza esta carga se asume que la excentricidad relativa sea igual a ε y se tiene:

$$e = \varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (\text{Ec. 2-87})$$

$$Y = N - 2(e) \quad (\text{Ec. 2-88})$$

La tensión en el concreto debida de un momento pequeño es:

$$q = \frac{P_r}{Y} \quad \text{ó} \quad f_p = \frac{P_r}{BY} \quad (\text{Ec. 2-89})$$

Y si $e = e_{crit}$ entonces se tiene directamente el valore de “Y”.

$$Y = N - 2\left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}\right) = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-90})$$

Reemplazando la Ec. 2-90 en la Ec. 2-89, queda definido el valor de la tensión de aplastamiento sobre el concreto como:

$$q = q_{max} \quad \text{ó} \quad f_p = \frac{q_{max}}{B} \quad (\text{Ec. 2-91})$$

2.9.4.6.2 Límite a la fluencia de la placa base en la interferencia con el apoyo

La presión de aplastamiento entre el concreto y la placa base produce pandeo en la placa base para la zona de cantiléver. Para el caso de pandeo en el eje fuerte, m , la tensión en el apoyo de concreto es calculada como:

$$f_p = \frac{P_r}{BY} = \frac{P_r}{B(N - 2e)} \quad (\text{Ec. 2-92})$$

Entonces la resistencia requerida de la placa base es dado por:

Cuando $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2-93})$$

Cuando $Y < m$:

$$M_{pl} = f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad (\text{Ec. 2-94})$$

Donde:

M_{pl} = Momento flector de la placa por unidad de ancho.

- La resistencia nominal al pandeo para la placa está dada por:

$$R_n = \frac{F_y t_p^2}{4} \quad (\text{Ec. 2-95})$$

Donde:

F_y = Esfuerzo a la fluencia específico dado por el material.

t_p = Espesor de la placa.

- La resistencia disponible por unidad de ancho para la placa es:

$$\phi_b R_n = \frac{\phi_b F_y t_p^2}{4} \quad (\text{Ec. 2-96})$$

Donde:

ϕ_b = Factor de resistencia a la flexión (LRFD). $\phi_b = 0,9$

Finalmente para hallar el espesor de la placa base se obtiene igualando las ecuaciones de las resistencias requeridas con la ecuación de la resistencia disponible.

Cuando $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-97})$$

Cuando $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2,11x \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-98})$$

Donde:

$t_{p(req)}$ = Espesor mínimo de la placa base.

Si fuera el caso que “n” sea mayor a “m”, entonces sustitúyase “n” por “m” en las ecuaciones respectivas. El análisis de la fluencia a la flexión de la placa base debida a tensiones en los pernos de anclaje son nulas siempre que $e \leq e_{crit}$ y el diseño será gobernado por el límite a la fluencia de la placa base en el apoyo del concreto.

2.9.4.7 Placas base con momentos grandes

Esto sucede cuando el valor del momento es relativamente grande en comparación con la carga axial y es necesario tomar en cuenta los pernos de anclaje de manera que se garantice el contacto de la placa base con el concreto, estos casos son comunes con marcos rígidos sometidos a cargas de sismo y viento. Como se vio anteriormente, la condición que se debe cumplir es la siguiente:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-99})$$

2.9.4.7.1 Apoyo de concreto y fuerzas en las varillas de anclaje

De acuerdo a la Tabla 2.8, las excentricidades de presión en el apoyo se consideran con el valor máximo, es decir:

$$q = q_{max}$$

(Ec. 2-100)

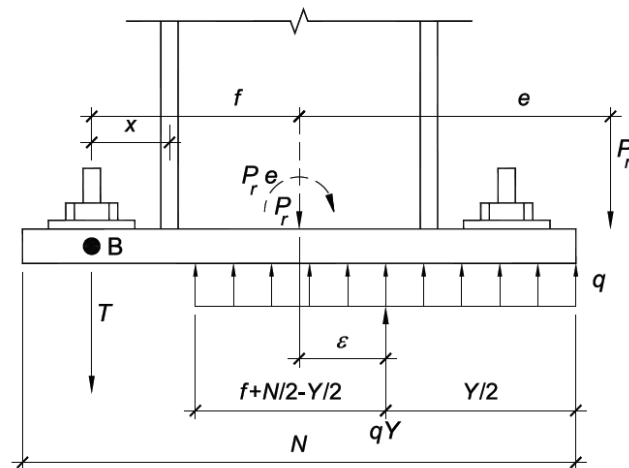


Figura 2.25 Placa base con momento grande
(Fuente: AISC_Guide_01, 2006)

En la Figura 2.25, muestra la conexión de una placa base con momento grande, excentricidad es mucho mayor al caso anterior y la carga aplicada está muy lejos de la placa base y de la base de la columna. Realizando la sumatoria de fuerzas verticales en el equilibrio se tiene el siguiente resultado:

$$T = q_{max}Y - P_r \quad (\text{Ec. 2-101})$$

Donde:

T = Resistencia requerida a la tensión en la varilla de anclaje.

P_r = Carga excéntrica aplicada.

Realizado la sumatoria de momentos igual a cero en el punto "B", se logra obtener:

$$q_{max}Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0 \quad (\text{Ec. 2-102})$$

$$Y^2 - 2\left(\frac{N}{2} + f\right)Y + \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}} = 0 \quad (\text{Ec. 2-103})$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}} \quad (\text{Ec. 2-104})$$

La carga distribuida en el concreto se la puede puntualizar con el siguiente producto $q_{max}Y$ y se podrá calcular la tensión en las varillas de anclaje. Para cuando sea imposible encontrar raíces reales para “Y”, se permite incrementar las dimensiones de la placa siempre y cuando se cumpla la siguiente inecuación.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-105})$$

Se puede reemplazar el valor de la excentricidad máxima dentro de la ecuación Ec. 2-95 y se obtiene una igualdad para “Y”.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r \left[\left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}\right) + f\right]}{q_{max}}} \quad (\text{Ec. 2-106})$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \left[\left(f + \frac{N}{2}\right) - \frac{P_r}{q_{max}}\right] \quad (\text{Ec. 2-107})$$

$$Y = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{Ec. 2-108})$$

2.9.4.7.2 Límite a la fluencia de la placa base en la interferencia con el apoyo

El valor de la tensión en el apoyo es la máxima posible cuando se trata del momento grande.

$$f_p = f_{p(max)} \quad (\text{Ec. 2-13})$$

Cuando $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = 1,5m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-110})$$

Cuando $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{Ec. 2-111})$$

2.9.4.7.3 Límite a la fluencia de la placa base en la tensión

La fuerza de tensión en las varillas de anclaje causa pandeo en la placa base. El efecto de cantiléver está dado por un momento al que se le llamará resistencia requerida al pandeo y que conservadoramente es igual al producto de la tensión por la distancia entre el eje centro de la varilla de anclaje con el centro del patín de la columna. Se expresa al momento por cada unidad de ancho de la placa base.

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B} \quad (\text{Ec. 2-112})$$

Donde:

M_{pl} = Momento requerido al pandeo.

T_u = Resistencia a la tensión deseada.

x = Distancia ente el eje central de la varilla de anclaje y el centro del ala del perfil.

B = Ancho de la placa base.

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad (\text{Ec. 2-113})$$

Donde:

d = Distancia real del peralte del perfil.

t_f = Espesor del patín del perfil.

La resistencia disponible por unidad de ancho para la placa es:

$$\phi_b R_n = \frac{\phi_b F_y t_p^2}{4} \quad (\text{Ec. 2-114})$$

Igualando la ecuación Ec. 2-103 con la Ec. 2-105 se obtiene una expresión para encontrar el valor mínimo para el espesor de la placa base.

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad (\text{Ec. 2-115})$$

2.9.5 PERNOS DE ANCLAJE

La función principal es conectar a la estructura con la cimentación de manera que se mantenga estable frente a las reacciones generadas por las fuerzas actuantes en las columnas. El acero debe ser controlado principalmente por dos aspectos, la falla por tensión y por cortante, existen otros aspectos que provocan la falla de las conexiones en las placa base como son; el deslizamiento de los pernos, desprendimiento del concreto, que no serán punto de estudio para este proyecto.

Existen dos tipos de anclaje, los pre instalados que pueden estar embebidos con extremos curvos o con cabezas de pernos hexagonales y los post instalados o de expansión. Los pernos de cabeza hexagonal presentan mayor enganche con el concreto a comparación de los anclajes de extremos curvos. Los pernos de anclaje deben ser diseñados para los casos desfavorables creados por las cargas factoradas tomando en cuenta el principio del método LRFD (ACI_318, 2014).

En la Figura 2.26, está a) Perno de cabeza hexagonal con arandela, b) Perno en L, c) Perno en J, d) Espárrago con cabeza soldada.

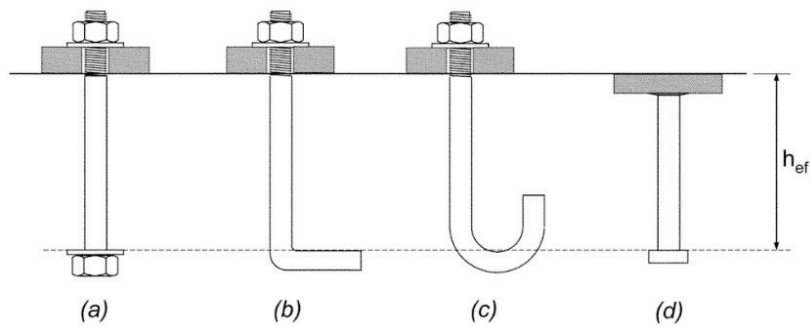


Figura 2.26 Pernos de anclaje
(Fuente: ACI_318, 2014)

2.9.5.1.1 Materiales para pernos de anclaje

El momento desarrollado en el extremo de la columna se lo puede contrarrestar con un par de fuerzas entre el apoyo sobre el concreto y la tensión en algunas o todas las varillas de anclaje. El mínimo de pernos a considerar es de cuatro según las últimas regulaciones de “Occupational Safety and Health Administration (OSHA) Safety Standards for Steel Erection” (AISC_Guide_01, 2006).

En la Tabla 2.9, se indica las propiedades mecánicas para distintos pernos de anclaje y el diámetro máximo recomendado.

Tabla 2.9 Materiales para pernos de anclaje

Tabla 2.2 Materiales para pernos de anclaje						
Material ASTM	Esfuerzo de Tensión F_u (ksi)	Esfuerzo de tensión Nominal ^[a]	Esfuerzo de corte Nominal Tipo "X" ^[a, b]	Esfuerzo de corte Nominal Tipo "N" ^[a, c]	Diámetro máximo en "plg"	
		$F_{nt} = 0.75F_u$ (ksi)	$F_{nv} = 0.50F_u$ (ksi)	$F_{nv} = 0.40F_u$ (ksi)		
F1554	Gr 36 ^[d]	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36	58	43.5	29.0	23.2	4	
A307	58	43.5	29.0	23.2	4	
A354	150	112	75.0	60.0	60.0	2½
Gr BD	140	105	70.0	56.0	56.0	4

^[a] Esfuerzo nominal en el cuerpo no roscado
^[b] Roscado excluido en el plano de corte
^[c] Roscado incluido en el plano de corte
^[d] Material preferido por especificaciones

(Fuente: AISC_Guide_01, 2014)

2.9.5.1.2 Resistencia a tracción

La resistencia a la ruptura en tracción de un perno de anclaje debe ser mayor al valor solicitado por las cargas mayoradas.

$$\phi R_n = \phi * R_{nt} * A_b \quad (\text{Ec. 2-116})$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño a tracción.

ϕ = Factor de reducción para ruptura. $\phi = 0,75$

R_{nt} = Esfuerzo último en tensión.

A_b = Área de la sección transversal del perno.

Sin necesidad de realizar cálculos, en la Tabla 2.10, se encuentra la resistencia a la ruptura en tracción para distintos pernos en distintos grados de acero.

Tabla 2.10 Resistencia a la tensión en pernos

Tabla 3.1 Esfuerzo disponible en pernos de anclaje (ksi)							
Diámetro del perno de anclaje "plg"	Área del perno de anclaje "plg ² "	LRFD $\phi R_n, \phi = 0.75$			ASD $R_n / \Omega, \Omega = 2.00$		
		Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips	Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

(Fuente: AISC, 2010)

2.9.5.1.3 Resistencia a corte

La resistencia a la ruptura en corte de un perno de anclaje debe ser mayor al valor solicitado por las cargas mayoradas.

$$\phi R_n = \phi * R_{nv} * A_b \quad (\text{Ec. 2-117})$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño a cortante.

ϕ = Factor de reducción para ruptura. $\phi = 0,75$

R_{nv} = Esfuerzo último en cortante.

A_b = Área de la sección transversal del perno.

Los valores para el esfuerzo último en tensión y cortante están establecidos en la Tabla 2.10.

2.9.5.1.4 Longitud de embebido en anclajes.

Debe ser lo suficientemente larga de manera que aporte el área necesaria para que se adhiera con la cimentación (ACI_318, 2014).

$$4d_b \leq h_{ef} \leq 20d_b \quad (\text{Ec. 2-118})$$

Donde:

d_b = Diámetro del anclaje.

h_{ef} = Longitud de embebido.

CAPÍTULO III

PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1 DISEÑO DE LA FORMA

En la actualidad existen muchas formas de pórticos, los hay dependiendo de las aplicaciones y de las luces, siendo los más construidos: pórticos circulares y de dos aguas. Los pórticos a dos aguas son fáciles de construir, son de sección variable resultando ser económicos. En cambio no es favorable una forma circular porque éste tipo es propicio para grandes cargas y el conformado de la forma circular la hace difícil de construir y encarece su costo. La forma de la estructura a dos aguas está determinada por tres parámetros importantes dentro de la figura del pórtico como son:

- La luz del pórtico.
- La altura de las columnas.
- La pendiente de la cubierta.

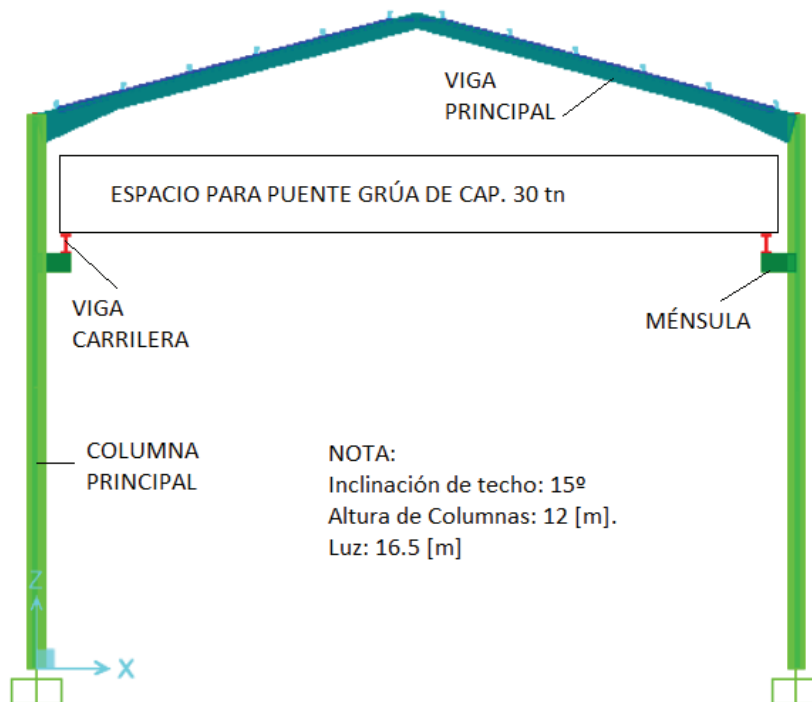


Figura 3.1 Geometría de la estructura
(Fuente: Propia, 2016)

Tómese en cuenta que las dimensiones presentadas son medidas consideradas con el espacio requerido por el puente grúa que previamente ha sido cotizado según el Anexo 7.

3.1.1 LUZ DEL PÓRTICO (L)

Dentro del taller “Chiriyacu” actualmente está en uso una nave de luz de 12 [m] de ancho que se reparte para las dos líneas de tren y tres espacios para que las personas transiten y lleven herramientas o equipo de trabajo que no es tan ideal para un buen desenvolvimiento y desarrollo del trabajo por lo que se decide aumentar la distancia de los espacios para transitar y los espacios de las líneas de tren se mantienen constantes declarando así una luz de 15 [m] para el puente grúa y se estima a 16,5 [m] para la luz de la Nave Industrial.

3.1.2 ALTURA DE LAS COLUMNAS (H)

La medida actual de las columnas es de 6,5 [m] lo que es suficiente para que las máquinas entren y salgan del mantenimiento, pero como se desea incorporar a la nueva Nave Industrial un puente grúa capaz de levantar a las máquinas o a cualquiera de sus componentes facilitando el montaje y desmontaje de los mismos, la altura del puente grúa es 2 [m] dando así la altura de la estructura de 12 [m] como máximo.

3.1.3 PENDIENTE DE LA CUBIERTA

La inclinación de la cubierta debe ser capaz de dejar correr libremente el agua de la lluvia así como granizo o en casos excepcionales que no facilite en alojamiento de ceniza volcánica además no se debe exceder el ángulo de la pendiente por dos razones principales, la primera es porque encarece el valor de la estructura al utilizar más material y la segunda porque se incrementa notoriamente el alto de la estructura lo que la puede ser propensa a inestabilidad. Se establece un ángulo de inclinación de 15°.

3.2 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas son asumidas por el diseñador, referenciadas desde catálogos y las cargas sísmicas se calculan en base a un estudio de suelo. Las cargas se las clasifica en tres grupos principales (NEC_Cargas no sísmicas, 2014).

- Cargas Permanentes.
- Cargas Variables.
- Cargas Accidentales.

3.2.1 CARGAS PERMANENTES O MUERTAS

Se las denomina así a las cargas que están implícitas en la vida útil de la estructura y que no varían durante el tiempo y se las llama cargas muertas que representan al peso de los materiales usados en la construcción de la estructura en este caso en la cercha para la cubierta y otras cargas permanentes unidas a la estructura que deberán ser estimadas para el análisis de la estructura.

Las dimensiones y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño real, deben compararse con los pesos estimados. Si se tiene grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar con una estimación más precisa de las cargas” (McCormac & Csernak, 2012).

Tabla 3.1 Cargas muertas

Elemento	Valor	Unidades
Cubierta	4,65	kg/m ²
Densidad del Acero	78,5	kN/m ³

(Fuente: Kubimil, 2012; NEC_Cargas no sísmicas, 2014)

3.2.1.1 Carga de la cubierta

La cubierta genera un peso de 4,65 [kg/m²] sobre las correas que la sostiene, pero para el estudio próximo del pórtico habrá que considerar el área equivalente donde la cubierta afecta directamente al pórtico.

$$A_{eq} = 2(8,5 * 6) = 102 [m^2] \quad (\text{Ec. 3-1})$$

$$W_c = A_{eq} * C_c \quad (\text{Ec. 3-2})$$

$$W_c = 102 m^2 * 4,65 \frac{kg}{m^2} \quad (\text{Ec. 3-3})$$

$$W_c = 474 [Kg] \quad (\text{Ec. 3-4})$$

Donde:

W_c = Peso debida por la cubierta.

A_{eq} = Área equivalente sobre el pórtico a dos aguas.

C_c = Peso de la cubierta por unidad de área.

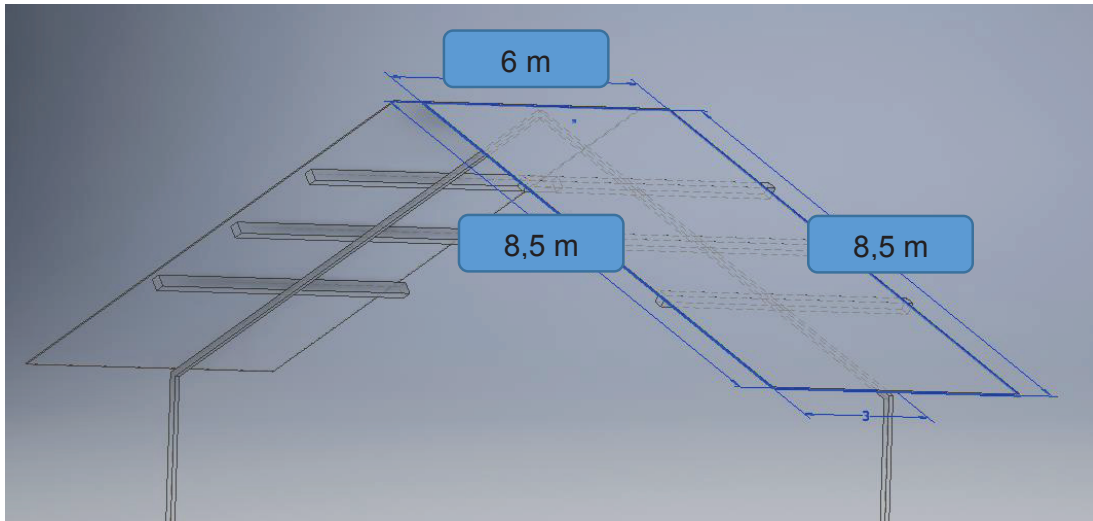


Figura 3.2 Área equivalente o colaborante en el techo
(Fuente: Propia, 2016)

3.2.1.2 Peso aproximado para la estructura

Es obvio que no se conoce el tipo de perfil que se utilizara para el diseño de la estructura, para estimaciones en carga muerta, se asumirá un perfil HEB200 obtenido desde catálogo con el fin de tener una idea cercana del peso real. Existen versiones de Ingenieros Estructuristas quienes consideran un peso de 10 [kg/m²]. Para encontrar el peso total, se multiplica la longitud con el peso por unidad de longitud del perfil, como se indica en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Peso asumido del pórtico

Pórtico a dos aguas	Perímetro [m]	Peso, unidad por longitud	PESO
HEB 200	41	26,20 kg/m	1 074 kg/pórtico

(Fuente: Propia, 2016)

El mismo peso referido por unidad de área se representa si se divide para el producto entre luz de la Nave Industrial por la separación entre pórticos.

$$W_{e/area} = \frac{1\,074\text{ kg}}{16,5 \times 6\text{ m}^2} = 10,8 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-5})$$

Este valor es parecido al recomendado por Ingenieros Estructuristas, por lo tanto se acoge la recomendación de los expertos. El peso del pórtico queda determinado como:

$$W_e = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times (16,5 \times 6\text{ m}^2) \quad (\text{Ec. 3-6})$$

$$W_e = 990 \text{ [kg]} \quad (\text{Ec. 3-7})$$

3.2.1.3 Peso de las correas

Las correas están distribuidas sobre la viga principal, las que igualmente actúan como carga muerta, tomando en cuenta el número de correas adecuadas por cada viga portante se calcula el peso aproximado de correas. Se halla el número de correas que entran en una viga portante de 8,5 [m], como lo indica la Tabla 3.3, para el techo seleccionado se recomienda que la separación entre correas sea 1,60 [m] (Kubimil, 2012).

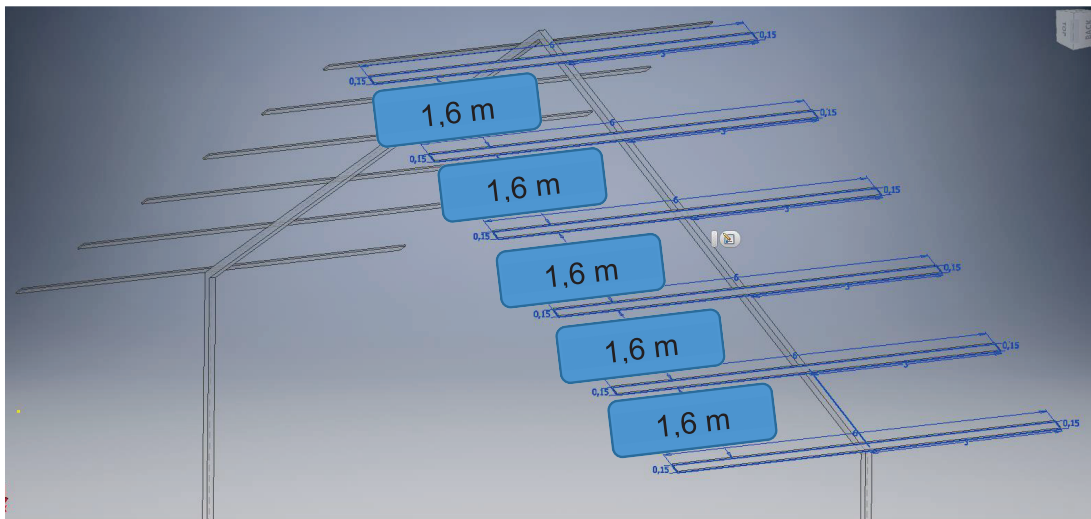


Figura 3.3 Distribución de las correas sobre el techo
(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 3.3 Ficha técnica del techo

FICHA TÉCNICA KUMBIMIL				
ESPESOR [mm]	PESO [Kg/m ²]	ANCHO ÚTIL [mm]	DESARROLLO [mm]	SEPARACIÓN ENTRE CORREAS [m]
0,5	4,65	1 030	1 220	1,60

(Fuente: Kubimil, 2012)

Entonces el número de correas en total son 12 por cada pórtico, se asume un perfil G150X50X15X3 de acuerdo a los catálogos de DIPAC_Manta.

Tabla 3.4 Peso de las correas

Correas G150X50X15X3	Cantidad	Longitud [m]	Peso, unidad por longitud [kg/m]	Peso de correas [kg]
	12	6	6,07	437

(Fuente: Propia, 2016)

$$W_{co/area} = \frac{437 [Kg]}{2 * 8,5 * 6 m^2} \quad (\text{Ec. 3-8})$$

$$W_{co/area} = 4,3 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-9})$$

$$W_{co} = 437 [Kg] \quad (\text{Ec. 3-10})$$

3.2.1.4 Peso de sistemas de instalación

Acogiéndose a las recomendaciones de Ingenieros Estructuristas quienes consideran tomar como valor de carga 10 [kg/m²] por cada sistema que se instale dentro de la estructura. Como por ejemplo: sistema hidrosanitario, cielo falso, eléctrico, etc. (Ing. Cueva G., 2016).

Para este trabajo se considerará el sistema eléctrico y contra incendios.

$$W_{inst} = 20 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-11})$$

$$W_{inst} = 20 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] x (16,5 x 6 m^2) \quad (\text{Ec. 3-12})$$

$$W_{inst} = 1980 [kg] \quad (\text{Ec. 3-13})$$

3.2.1.5 Peso conjunto del puente grúa

De acuerdo a los datos obtenidos por la Empresa CLESCRANE se especifica el peso del conjunto.

Tabla 3.5 Carga muerta del puente grúa

Elemento	Valor	Unidades
Peso Total del Puente Grúa	1 3497	kg

(Fuente: Clecrane, 2016)

El equivalente por unidad de área se obtiene dividiendo para el producto entre la luz por la separación entre pórticos.

$$W_{crane} = \frac{13\,497\,kg}{16,5\,m * 6m} = 136,3 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-14})$$

3.2.2 CARGAS VARIABLES

3.2.2.1 Cargas vivas

Se denominan cargas vivas, aquellas que no tienen fijo una posición o una magnitud debido al movimiento de personas o mantenimiento de la estructura se puede decir que las cargas vivas son una sobrecarga referidas al uso de la estructura y se refiere a muebles, equipos, accesorios en transición, etc. Se asumirá como carga viva al puente grúa, la carga de izaje respectiva y al conjunto del polipasto.

“En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 metros sobre el nivel del mar (msnm), no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.” (NEC_Cargas no sísmicas, 2014).

Tabla 3.6 Cargas vivas

Tipo de Carga	Magnitud
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,70 [kN/m ²]
Capacidad de carga	30 000 [kg]
Polipasto (Trolley)	2 344 [Kg]

(Fuente: NEC_Cargas no sísmicas, 2014; Clescrane, 2016)

La carga de capacidad y la del polipasto se pueden representar por unidad de área dividiendo para el área portante del pórtico.

$$W_{cranelife} = \frac{30\,000\,kg + 2\,344\,kg}{16,5m * 6m} = 326,7 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-15})$$

3.2.2.1.1 Carga viva de techo

En la Tabla 3.6, se ha especificado el valor de carga de servicio para cubiertas inclinadas. Esta carga se refiere al personal de mantenimiento si se considera a dos personas que ocupen el peso de dos metros cuadrados.

$$L_o = 0,70 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \times \frac{1000\,N}{1\,KN} \times \frac{1Kg}{9,8\,N} \quad (\text{Ec. 3-16})$$

$$L_o = 715 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-17})$$

$$W_{L_o} = 71,5 \left[\frac{kg}{m^2} \right] * 2 \left[m^2 \right] \quad (\text{Ec. 3-18})$$

$$W_{L_o} = 143 \left[kg \right] \quad (\text{Ec. 3-19})$$

3.2.2.2 Cargas climáticas

Tienen una semejanza con las cargas vivas a diferencia que éstas no son ocasionadas por la gravedad sino más bien por efectos medioambientales de la lluvia, viento o cambio de temperatura. Las cargas de lluvia no se consideran

porque la cubierta es inclinada y el agua puede correr libremente si tener problemas de encharcamiento como sucede con los techos horizontales. Las cargas de viento es otro aspecto a considerar, lo que la dificulta es evaluar su magnitud ya que depende de la naturaleza que es impredecible y se tomarán valores desde estudios meteorológicos en Ecuador. Las cargas de temperatura no se consideran por ser bastante bajas en la posición geográfica y además durante el uso de la estructura no intervienen trabajos a temperaturas elevadas.

3.2.2.2.1 Carga por viento

Cuando existe un flujo de aire que va a cierta velocidad y cuando éste impacta sobre las caras de la estructura se genera una presión positiva a la que se le llama barlovento, como la estructura es un obstáculo al flujo de aire, éste circula por el techo y caras adyacentes produciendo una baja presión negativa (o de succión) y menor a la atmosférica lo que se la llama como sotavento (tanto para las paredes posteriores como techo posterior). Cuando la estructura no es cubierta en su totalidad, los flujos de aire ingresan en la estructura generándose presiones internas, a diferencia de una estructura cubierta en su totalidad donde no se generan presiones internas (CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, 2007)

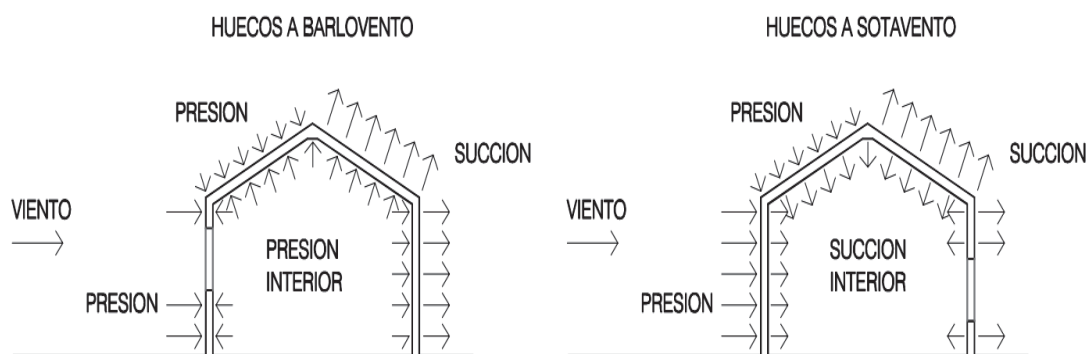


Figura 3.4 Efectos de barlovento y sotavento
(Fuente: Código técnico de la edificación, 2007)

Hasta una altura de 10 [m] la velocidad no deberá ser menor a 21 [m/s] ó 75 [km/h]. Se corrige la velocidad del viento por medio de un factor σ que depende de la altura respecto al suelo y de las características topográficas que clasifica en tres categorías dependiendo de la libre exposición al ambiente (NEC_ Cargas no sísmicas, 2014).

Categoría A, espacios totalmente despejados de obstáculos topográficos por ejemplo frente al mar o zonas rurales.

Categoría B, zonas sub-urbanas con edificaciones de baja altura que tengan como promedio 10 [m].

Categoría C, zonas edificadas con construcciones de altura.

Tabla 3.7 Coeficiente de corrección σ

Altura [m]	Sin obstrucción Categoría A	Obstrucción baja Categoría B	Zona Edificada Categoría C
5	0,91	0,86	0,80
10	1,00	0,90	0,80
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

(Fuente: NEC_ Cargas no sísmicas, 2014)

$$V_b = V * \sigma \quad (\text{Ec. 3-20})$$

Donde:

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). (21 [m/s])

σ = Coeficiente de corrección. Por interpolación para la altura total de la estructura que es de 11.5 [m] $\sigma = 0,91$

$$V_b = 19,11 \text{ [m/s]} \quad (\text{Ec. 3-21})$$

El efecto del viento es una presión sobre la estructura y se determina mediante la Ec. 3-22.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f \quad (\text{Ec. 3-22})$$

Donde:

P = Presión calculada en Pa [N/ m²]

ρ = Densidad del aire de 1,25 [kg/m³].

c_e = Coeficiente de entorno/altura.

c_f = Coeficiente de forma.

El coeficiente de entorno/altura c_e toma en consideración el grado de aspereza del entorno y se lo tabula de la siguiente forma.

Tabla 3.8 Coeficiente de exposición c_e

Construcción	Coeficiente c_e
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior.	0,3
Elementos protegidos por edificios alineados en calles rectas.	0,8
Elementos expuestos a edificaciones aisladas	1,3
Elementos muy expuestos al exterior como los lagos o el mar.	1,5

(Fuente: NEC_ Cargas no sísmicas, 2014)

Tabla 3.9 Factor de forma c_f .

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0,8	
Elementos con una dimensión sentido del viento	+1,5	
Elementos de sección circular o elíptica.	+0,7	
Elementos de sección cuadrada o rectangular.	+2,0	
Arcos con un ángulo que no exceda 45°.	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 a 0	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°.	+0,3 a +0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.	+0,8	-0,6

(Fuente: NEC_ Cargas no sísmicas, 2014)

Finalmente reemplazando los valores encontrados anteriormente arrojan un valor de presión ejercida en los casos de barlovento y sotavento:

Presión en Barlovento: con $c_f = 0.36$

$$P_B = 113,97 \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-23})$$

$$P_B = 11,63 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-24})$$

Presión en Sotavento: con $c_f = -0.6$

$$P_S = -189,6 \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-25})$$

$$P_S = -19,38 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-26})$$

El viento es un fenómeno que no es predecible la dirección por la que llegue, es por eso que se ha analizado las direcciones por las que puede llegar y los las cuales tenga afectaciones mayores.

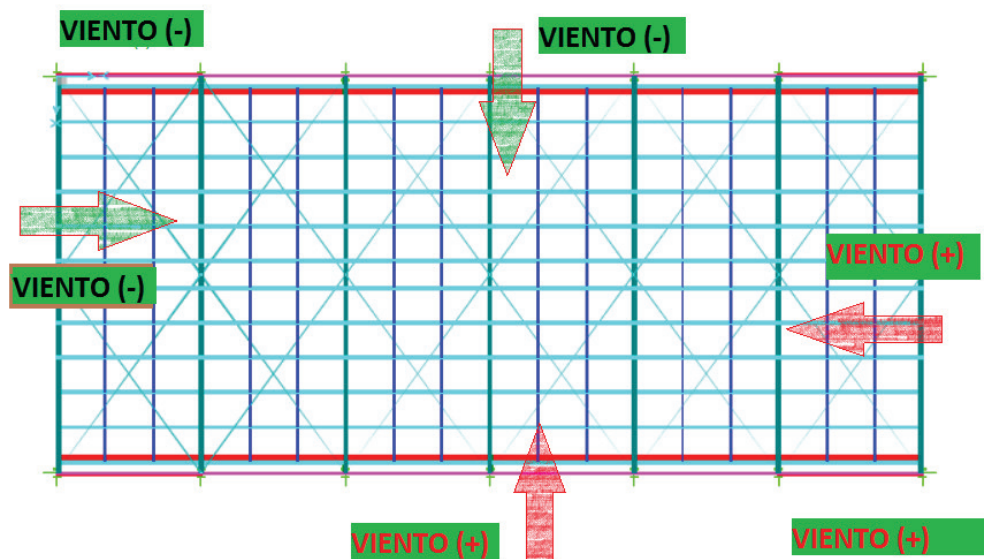


Figura 3.5 Dirección del viento sobre la estructura
(Fuente: Propia, 2016)

Se considerará el viento en dirección perpendicular al costado de la estructura (viento positivo) que afectará directamente a los techos de la misma en ambos costados denominados como viento positivo para una dirección y negativo para la otra dirección, esto no tiene nada que ver con los efectos de barlovento y sotavento, cada dirección del viento influirá su propio valor de barlovento y sotavento lo que será tomado en cuenta al momento del análisis con el software respectivo.

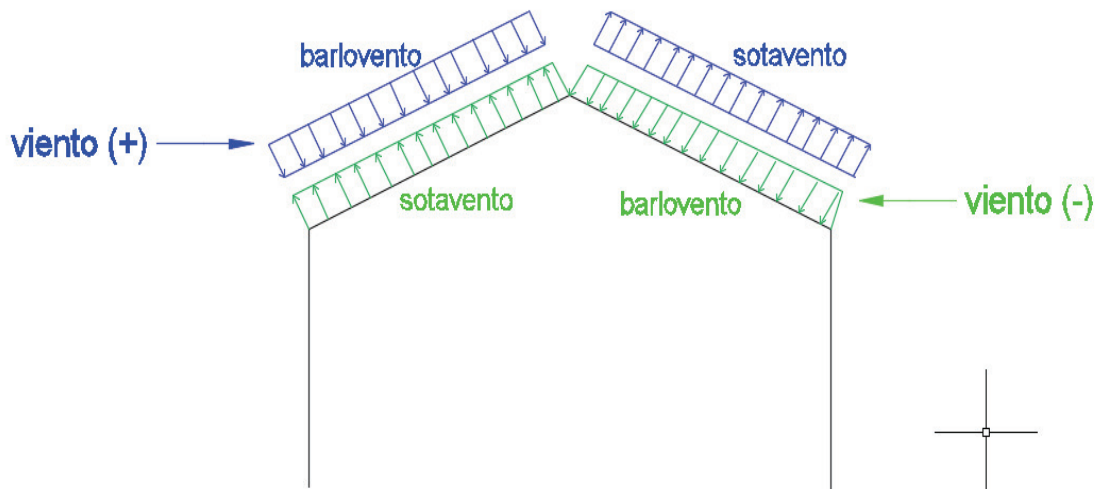


Figura 3.6 Efecto del viento en dos direcciones
(Fuente: Propia, 2016)

El área colaborante que recibe la carga de barlovento y sotavento sobre el techo es la longitud de la viga principal por la separación entre pórticos, así:

$$A_c = 8,5 \text{ m} * 6 \text{ m} = 51 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 3-27})$$

Reemplazando la Ec. 3-27 en las ecuaciones Ec. 3-24 y Ec. 3-26 se obtienen las cargas de barlovento y sotavento.

Carga de barlovento:

$$W_{P_b} = 593 \text{ [kg]} \quad (\text{Ec. 3-28})$$

Carga de sotavento:

$$W_{P_s} = -988 \text{ [kg]} \quad (\text{Ec. 3-29})$$

3.2.2.2.2 Carga de granizo

$$S = \rho_s * H_s \quad (\text{Ec. 3-30})$$

Donde:

ρ_s = Peso específico del granizo. (1000 [kg/m³])

H_s = Altura de acumulación.

La capa de granizo máxima acumulada en la zona Sur de la Capital llegó a 30 [cm] el pasado 15 de Febrero de 2015 (Revista Vistazo, Febrero 2015)

Y tomando en cuenta que la pendiente es lo suficientemente inclinada se estima que máximo llegue a formar una capa de 2 [cm] de granizo.

$$S = 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,020 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3-31})$$

$$S = 20 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right] \quad (\text{Ec. 3-32})$$

$$W_s = 20 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] * 2(8,5 * 6) \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 3-33})$$

$$W_s = 2\,040 \text{ [kg]} \quad (\text{Ec. 3-34})$$

3.2.2.2.3 Carga de ceniza

Se asume de manera similar a la carga por granizo.

$$C = \rho_c * H_c \quad (\text{Ec. 3-35})$$

Donde:

ρ_c = Peso específico de la ceniza, 1.4 [g/cm³] (Guevara de la Torre, 2009).

H_c = Altura de acumulación de la ceniza.

Según investigaciones del Instituto Geográfico de la Escuela Politécnica Nacional, tanto en el año de 1575 y 1660 debido a la gran erupción del Volcán Guagua Pichincha los datos arrojan una capa de aproximadamente 30 [cm] de ceniza de acuerdo a (I.G, 2016).

La caída de ceniza de 1999 ocasionada por el Volcán Guagua Pichincha fue de menos de 6 [mm] (Secretaría Nacional de Riesgos, 2015).

Enfrentando el caso más severo se estima un valor de ceniza de 1 [cm], considerando que en los últimos años las caídas de ceniza han sido leves en comparación a siglos atrás.

$$C = 1,4 \frac{g}{cm^3} * \frac{1 kg}{1000 g} * \frac{100^3 cm^3}{1 m^3} * 0,01 m \quad (\text{Ec. 3-36})$$

$$C = 14 \frac{Kg}{m^2} \quad (\text{Ec. 3-37})$$

$$W_{cen} = 14 \frac{Kg}{m^2} * 2(8,5 * 6 m^2) \quad (\text{Ec. 3-38})$$

$$W_{cen} = 1428 [kg] \quad (\text{Ec. 3-39})$$

3.2.3 RESUMEN DE CARGAS

Tabla 3.10 Resumen de cargas muertas

Peso estimado	Carga por unidad de área [kg/m ²]	Peso de los elementos [kg]
De techo	4,65	474
De la Estructura.	10	990
De las correas	4,3	437
De Instalaciones	20	1 980
Peso Puente Grúa	136,3	1 3497
TOTAL	175,25	1 7378

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 3.11 Resumen de cargas variables

Peso estimado		Carga por unidad de área [kg/m ²]	Peso de los elementos [kg]
C. Mantenimiento		71,5	143
C. Ceniza		14	1 428
C. Granizo		20	2 040
Carga de Viento	Barlovento	11,63	593
	Sotavento	-19,38	-988
Carga P. Grúa		326,7	3 2344

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.4 ANÁLISIS SÍSMICO

Un efecto muy similar a las problemáticas debidas a los fuertes vientos son debidas por las fuerzas sísmicas que se generan en “territorio sísmico” las cuales pueden provocar el colapso de cualquier estructura debido a aceleraciones instantáneas que generan grandes fuerzas y que afectan a la estructura.

El fenómeno de sismo viene cargado de fuerzas verticales y horizontales debidas al desplazamiento del suelo, siendo las fuerzas verticales de valor despreciable y teniendo en consideración únicamente a las fuerzas horizontales que causan efectos mayores a los pisos últimos de una edificación. Es incorrecto asumir las cargas sísmicas como un porcentaje de las cargas de viento ya que las cargas sísmicas difieren del área de la estructura y son proporcionales a la masa del edificio (McCormac & Csernak, 2012).

Otro factor a considerar es tomar en cuenta el tipo de suelo, considera al suelo Ecuatoriano como territorio de amenaza sísmica alta a excepción del Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y el Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Para establecer las cargas de sismo, se trabaja con un mapa de las zonas sísmicas que clasifica al territorio ecuatoriano en seis zonas, cada una con una fracción de la aceleración gravitatoria, como se presenta en la Figura 3.7.

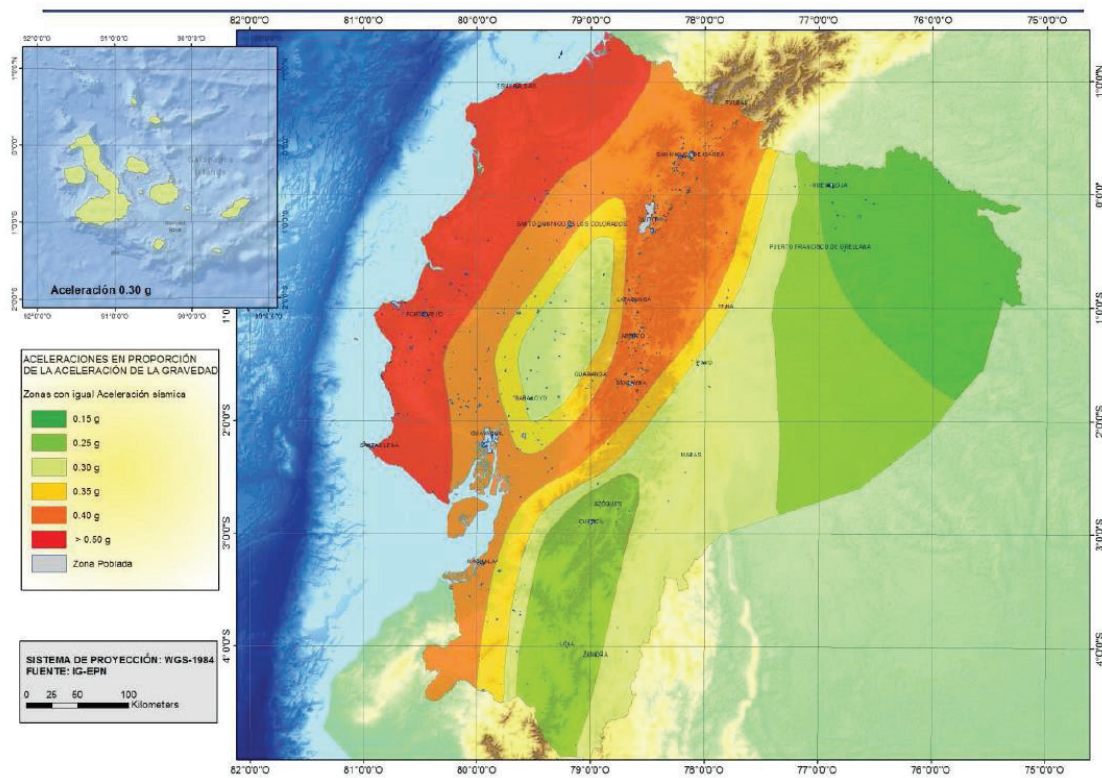


Figura 3.7 Zonas sísmicas y factor Z
(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Tabla 3.12 Tabulación factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

En el caso del sector de Chiriyacu se escoge el valor de Z desde el mapa de la Figura 3.7, que corresponde, Z igual a 0,4 localizada en la zona sísmica "V" categorizada como peligro sísmico alto.

3.2.4.1 Geología del suelo

Un aspecto importante en el estudio sísmico es el suelo, se especifica los tipos de suelos existentes.

3.2.4.1.1 Tipos de suelos para consideración de cargas sísmicas

Clasifica seis tipos de suelos a los que se les ha dado diferentes valores de parámetros (NEC_ Peligro sísmico, 2014).

Los parámetros que considera dicha norma son:

- Velocidad media de onda de cortante V_s
- Número medio de golpes del ensayo de penetración. N
- Resistencia media al corte. Su
- Índice de plasticidad y contenido de agua. IP ; w

Tabla 3.13 Clasificación de los suelos

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1\,500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	760 m/s $\leq V_s < 1\,500$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	360 m/s $\leq V_s < 760$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	180 m/s $\leq V_s < 360$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$15 \leq N < 50$ 50 kPa $\leq S_u < 100$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante.	$V_s < 180$ m/s

	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	IP > 20 W ≥ 40% Su < 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 dispersos o débilmente cementados, etc.	
	F2, Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turbas o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3, Arcillas de muy alta plasticidad (H>7,5m con índice de plasticidad IP>7,5)	
	F4, Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana (H>30m)	
	F5, Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores de perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6, Rellenos colocados sin criterio ingenieril.	

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Para propósitos de este proyecto se ha investigado acerca del tipo de suelo donde se desea establecer la estructura, esto es en el sector de Chiriyacu que está muy cerca de la nueva parada “El Recreo” del futuro Metro de Quito, se ha buscado información relacionada con ese sector asumiendo que las diferencias de las propiedades no sean mayores.

El sector investigado con estudios del perfil geotécnico sur, presenta un ensayo de SPT igual a N=20 unidades en una profundidad de 50 [m] éste parámetro es usado para definir el tipo de perfil de suelo, mientras los otros parámetros listados anteriormente igual se usan para definir el tipo de suelo y en ausencia de los mismos solo se guiará por el valor de STP (Rubio D., 2012).

Tabla 3.14 Selección del tipo de suelo

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante	$180 \text{ m/s} \leq V_s < 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$15 \leq N < 50$ $50 \text{ kPa} \leq S_u < 100 \text{ kPa}$

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

3.2.4.2 Coeficientes de perfil para el suelo

Modifican el espectro elástico de diseño, facilitan el cálculo de las fuerzas sísmicas teniendo en cuenta la actividad sísmica de la zona, éste espectro de diseño recoge valores máximos de aceleración instantánea que puede afectar a la estructura.

- Coeficiente de amplificación de suelo de período corto. (F_a), amplifica las ordenadas en el espectro de diseño para las aceleraciones.
- Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos. (F_d), amplifica las ordenadas del espectro para los desplazamientos que se puedan producir.
- Comportamiento no lineal de los suelos. (F_s), considera el comportamiento no lineal de los suelos así como la degradación del período del sitio.

Tabla 3.15 Factores de sitio F_a

TIPO DE SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,9	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F	N/A					

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Tabla 3.16 Factores de sitio Fd

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,90	0,90	0,9	0,90	0,9	0,9
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
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	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	N/A					

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Tabla 3.17 Factores comportamiento inelástico.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 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	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	N/A					

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

3.2.4.3 Componentes horizontales de sismo

3.2.4.3.1 Espectro de diseño en aceleraciones

Se representa como S_a y su magnitud es una fracción de la aceleración ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$), para la gráfica mostrada a continuación es necesario tener en claro los valores del factor "Z", así como los valores de los coeficiente de suelo "Fa, Fd y Fs".

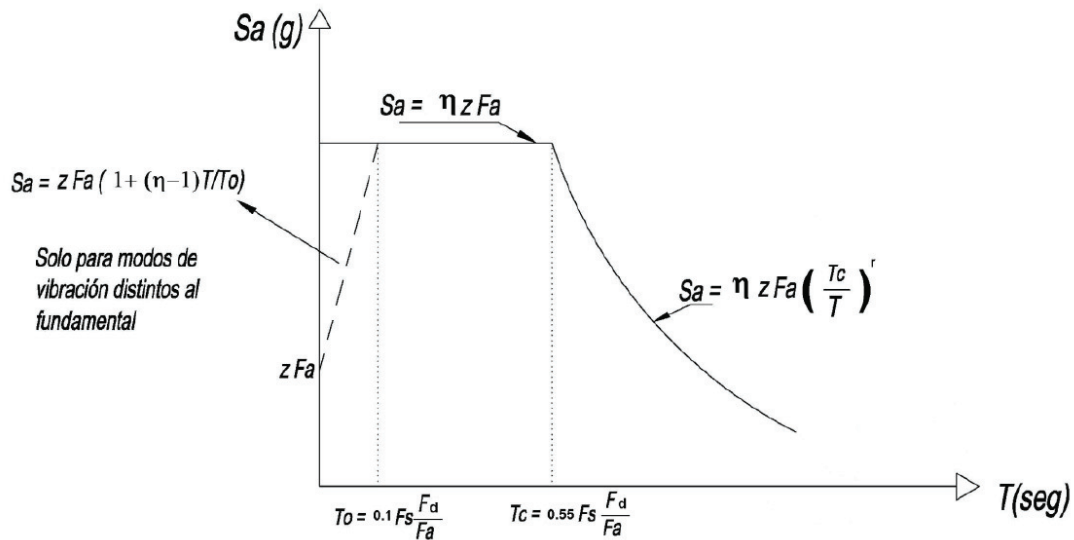


Figura 3.8 Espectro de diseño basado en aceleraciones
(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0,1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1,80$ para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2,48$ para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2,6$ para provincias del Oriente.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r=1$ para todo tipo de suelo (excepto Suelo E)

$r=1,5$ para suelo del tipo E.

Tabla 3.18 Valores espectrales para la aceleración

$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$	$S_a = 1,19$	(Ec. 3-40)
$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$	$S_a = 0,831T^{-1}$	(Ec. 3-41)
$T_c = 0,55F_s * \frac{F_d}{F_a}$	$T_c = 0,698$	(Ec. 3-42)
$S_a = z * F_a * \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o}\right] \quad \text{para } T \leq T_o$	$S_a = 0,48 + 5,776T$	(Ec. 3-43)
$T_o = 0,1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$	$T_o = 0,123$	(Ec. 3-44)

(Fuente: Propia, 2016)

Las ecuaciones Ec.3-41 y Ec. 3.42 son únicamente para análisis dinámico y para evaluar respuestas de los modos de vibración diferentes al modo fundamental.

3.2.4.4 Período fundamental de vibración

Para poder partir con un valor de cargas sísmicas se calcula el valor del período que es un valor preliminar, éste deberá ser recalculado una vez dimensionada la estructura por medio de un análisis modal. Como alternativa de análisis se permite usar una aproximación a la que se llamará como período fundamental aproximado.

3.2.4.4.1 Período fundamental aproximado.

Se lo obtiene de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{(Ec. 3-45)}$$

Donde:

T_a = Período fundamental aproximado.

h_n = Altura de la estructura.

C_t = Parámetro para cálculo del período fundamental aproximado.

x = Exponente del parámetro C_t .

La altura de la estructura consiste en la altura de las columnas más la altura de la cubierta lo se expresa como:

$$h_n = H + h_c \quad (\text{Ec. 3-46})$$

Donde:

H = Altura de las columnas.

h_c = Altura de la cubierta.

$$h_n = 14,2 [m]$$

El coeficiente C_t así como de su coeficiente x son obtenidos de la tabla siguiente.

Tabla 3.19 Constantes para el período fundamental de vibración

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0,072	0,8
Con arriostramiento	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales.	0,055	0,75

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

Reemplazando los valores de la Tabla 3.19 en la ecuación Ec. 3-45 se encuentra el valor del período fundamental aproximado

$$T_a = 0,601 [s]$$

Una vez calculado el valor aproximado para el período de vibración se puede calcular el valor de S_a de acuerdo a la Tabla 3.18 en la Ec. 3-40 para la cual el período hallado está entre 0 y 0.698 [s].

$$S_a = 1,19g [m/s^2]$$

3.2.4.5 Coeficiente de importancia “I”

Éste factor es considerado como un término conservador que garantice la estabilidad de la estructura una vez que haya pasado el sismo por lo que incrementa la demanda sísmica de diseño. Se la obtiene de acuerdo a la categoría pre-establecida.

Tabla 3.20 Tipo de estructura y factor de importancia

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 equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos 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

(Fuente: NEC_ Peligro sísmico, 2014)

$$I = 1,0$$

3.2.4.6 Coeficientes de configuración estructural

El objetivo de estos coeficientes es nuevamente garantizar la estabilidad de la estructura frente al sismo, estableciendo así una estructura más rígida. Los coeficientes son:

- Coeficiente de regularidad en planta. ϕ_p
- Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E

3.2.4.6.1 Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p

“Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en ninguno de sus pisos, ϕ_p , tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.” (NEC_Peligro sísmico, 2014)

$$\phi_p = 1,0$$

3.2.4.6.2 Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E

“Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades en ninguno de sus niveles, $\phi_E = 1$, y se le considera como regular en elevación.” (NEC_Peligro sísmico, 2014).

$$\phi_E = 1,0$$

3.2.4.7 Carga sísmica reactiva

La carga sísmica reactiva es un valor aproximado al peso muerto de la estructura en su totalidad. Este valor es utilizado como masa para ser considerado en el cálculo del cortante basal de diseño, que más adelante se lo detallar y permite tomarla como el valor total de la carga muerta (NEC_Peligro sísmico, 2014).

$$W_r = D \quad \text{(Ec. 3-47)}$$

Donde:

W_r = Carga Reactiva.

D = Carga Muerta.

Para estructuras especiales considerar 25% de la carga viva (NEC_Peligro sísmico, 2014).

3.2.4.8 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Para el caso de éste factor, su valor actúa sobre la carga sísmica, disminuyendo el efecto de la misma sobre la estructura. Consecuencia de esta disminución genera que la ductilidad de la estructura deberá ser apropiada a lo que el diseño y sus uniones permitan que los esfuerzos se concentren en ciertas zonas y trabajen como rótulas plásticas, de tal manera que pueda tolerar las deformaciones inelásticas demandadas por el efecto de carga sísmica y sea capaz de disipar energía previo a un colapso inesperado. No solo la estructura es un aspecto que considera esta constante, también lo es el tipo de suelo donde estará instalada así como de su período de vibración, cantidades que ya están consideradas en el valor de R. (ASCE/SEI 7-10, 2010).

Tabla 3.21 Factor de reducción sísmica R

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 juntas 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 par de apoyos no arriostrados.	3
Letreros y carteleras.	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos.	2
Otras estructuras no descritas en este documento.	2

(Fuente: NEC_Peligro sísmico, 2014)

3.2.4.9 Cortante basal de diseño V

Este valor es recibido por la estructura en cualquier dirección en sentido horizontal. Es una carga que resulta de multiplicar al peso total de la estructura por un factor

que es fracción de la gravedad, resultado el que se expresa en fuerza [N] ó [kN]. La ecuación de cortante basal de diseño es de igual analogía que la ecuación de movimiento de Newton.

$$F = m * a \quad (\text{Ec. 3-48})$$

El cortante basal de diseño se calcula con la siguiente ecuación.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} W_r \quad (\text{Ec. 3-49})$$

Donde:

I = Coeficiente de importancia.

$S_a(T_a)$ = Valor del espectro de diseño en aceleración para un valor de T_a .

T_a = Período de vibración de la estructura.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_P = Coeficiente de configuración en planta.

ϕ_E = Coeficiente de configuración en elevación.

W_r = Carga sísmica reactiva.

$$S_a(T_a) = 1,19g \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (\text{Ec. 3-50})$$

$$V = 0,396g W_r \text{ [kN]} \quad (\text{Ec. 3-51})$$

El cortante basal de diseño quedará en función del peso de la estructura, ya que no se tiene en acierto el peso real de la estructura ya montada. Además que para este análisis pseudoestático solo será necesario conocer el porcentaje de participación de masa para el sismo que es de 39.6%, mismo valor que será ingresado en el programa SAP2000.

3.3 CARGAS DEBIDAS AL PUENTE GRÚA

3.3.1 REACCIÓN MÁXIMA DE LA RUEDA

La carga máxima de la rueda es considerada como la reacción del peso del puente grúa mas la carga de izaje colocadas en su posición más crítica. Este valor se lo obtiene directamente desde el plano general del puente grúa. Anexo 7.

$$R_{m\acute{a}x} = 93,7 [kN] \quad (\text{Ec. 3-52})$$

3.3.2 CARGAS DE IMPACTO VERTICAL

El impacto vertical generado al momento de levantar determinada carga es recomendable considerarlo como el 10% de la reacción máxima de la rueda (AISC_Guide_07, 2005).

$$F_v = 9,37 [kN] \quad (\text{Ec. 3-53})$$

3.3.3 CARGAS DE IMPACTO LATERAL

Desde las especificaciones del fabricante se especifica el valor para la carga lateral, estos efectos son generados por vibraciones, inclinación de la carga de izaje, desviación de las rieles. De no existir este valor por parte del fabricante, se establece que debe ser el 20% de la reacción máxima de la rueda (AISC_Guide_07, 2005).

$$F_l = 7,8 [kN] \quad (\text{Ec. 3-54})$$

3.3.4 CARGAS DE TRACCIÓN

Las cargas de tracción se generan por arranque y frenado del puente grúa, para puentes grúa que sean comandados por control remoto, se considera el 10% de la carga máxima de la rueda (AISC_Guide_07, 2005).

$$F_t = 9,37 [kN] \quad (\text{Ec. 3-55})$$

3.3.5 COMBINACIONES DE CARGA EN EL PUENTE GRÚA

La combinación de cargas depende de la frecuencia de trabajo del puente grúa, las actividades de izaje dentro del taller no son frecuentes (AISC_Guide_07, 2005).

$$\text{Caso 2} = D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vs} + C_i + C_{ss} + C_{ls} \quad (\text{Ec. 3-56})$$

Donde:

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

L_r = Carga viva de techo.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de granizo.

C_{vs} = Carga vertical del puente grúa.

C_i = Impacto vertical.

C_{ss} = Impacto lateral.

C_{ls} = Carga de tracción.

Las cargas de muerta, viva, y variables afectan a la Nave industrial, pero esa consideración ya se la realizó de acuerdo a LRFD, únicamente se considerará las afectaciones de los impactos por el puente grúa sobre la viga carrilera

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON EL MÉTODO LRFD

4.1 COMBINACIONES DE CARGA

Una vez que se han estimado y calculado las cargas muertas, vivas, accidentales o llamadas también como cargas individuales, ahora es momento de agrupar dichas cargas a las que se les llamará como combinaciones de carga que deberán estar normadas como lo dice el método de diseño. El método de diseño para el presente será "Diseño con factores de carga y resistencia LRFD".

4.1.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO LRFD

Son necesarias estas combinaciones porque se debe asumir eventos en los cuales pueden actuar más de dos cargas a la vez sobre la estructura y como el diseño debe estar enfocado en el caso más crítico o el que pueda ocasionar más accidentes en caso de falla, se deberá escoger el valor más alto de las siguientes combinaciones estipuladas por el método LRFD.

- i. $1,4D$
- ii. $1,2D + 1,6L + 0,5\max [Lo; S; R]$.
- iii. $1,2D + 1,6\max [Lo; S; R] + \max. [L^*; 0,5W]$.
- iv. $1,2D + 1,0W + L^* + 0,5\max. [Lo; S; R]$
- v. $1,2D + 1,0E + L^* + 0,2S$
- vi. $0,9D + 1,0W$
- vii. $0,9D + 1,0E$

*Se tiene una excepción para la carga viva L, donde el factor de carga es modificado a 0,5 en las combinaciones de carga III, IV y V, siempre y cuando el valor de carga viva por ocupación Lo sea menor o igual a $4,8 \text{ KN/m}^2$ (ASCE/SEI 7-10, 2010).

La designación de las cargas están como:

D, Carga muerta.

L, Carga viva debida a la ocupación.

Lo , Carga viva del techo.

S, Carga de nieve.

C, Carga de ceniza volcánica.

R, Carga nominal debida a la precipitación pluvial.

W, Carga de viento.

E, Carga de sismo.

Como se puede apreciar en las combinaciones descritas, a cada carga individual se le ha asignado un factor que representa cierta incertidumbre acerca de esa carga o para el caso de la carga muerta “D” el incremento del 20% que se muestra puede estar justificado por consideraciones no tomadas anteriormente como; material de soldadura, pernos, tuercas, etc. Cuando se ha multiplicado a una carga individual por un determinado factor se llamará carga factorada (McCormac & Csernak, 2012).

Para el caso estudiado se tiene la carga viva de ocupación:

$$L_o = 0,7 \frac{KN}{m^2} \leq 4,8 \frac{KN}{m^2} \quad (\text{Ec. 4-1})$$

Por lo tanto se justifica utilizar un factor de carga de 0,5 para la carga viva L.

El factor de carga muerta es menor a los factores de carga viva porque en las cargas vivas es más difícil estimar los valores que en las cargas muertas. Para el territorio Ecuatoriano en general no se consideran cargas extremas como son de cargas de nieve o cargas de precipitaciones pluviales, las posibles cargas que se pueden dar ya están descritas, se considerará a la carga tipo R y S como carga de granizo y ceniza respectivamente. Otra observación es que las cargas factorizadas VI y VII son aplicadas en edificaciones de gran altura.

4.1.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO

Se reemplazan los valores de las cargas individuales halladas en el capítulo anterior, cada una afectada por su factor de carga respectivo de acuerdo al número de combinación dada por LRFD.

Tabla 4.1 Cargas no factoradas para LRFD

CARGAS NO FACTORADAS	DENOM.	VALOR [KG/M ²]
Carga Muerta	D	175
Carga Viva de Techo	Lo	71,5
Carga Viva (P. Grúa)	L	326,7
Carga de Ceniza	S	14
Carga de Granizo	R	20
Carga de Barlovento	Wb	11,63
Carga de Sotavento	Ws	-19,38

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 4.2 Cargas factoradas para LRFD

NUM. COMBO	DENOMINACIÓN	VALOR [kg/m ²]
1	1,4D	245
2	1,2D + 1,6L + 0,5max [Lo; S; R].	768,5
3	1,2D + 1,6max [Lo; S; R] + máx. [0,5L; 0,5W]	488
4	1,2D + 1,0Wb + 0,5L + 0,5max. [Lo; S; R]	420,7
4	1,2D + 1,0Ws + 0,5L + 0,5max. [Lo; S; R]	389,7
5	1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S	N/A
6	0,9D + 1,0W	N/A
7	0,9D + 1,0E	N/A

(Fuente: Propia, 2016)

“Al mayor valor obtenido se le denomina la combinación crítica o gobernante de las cargas y deberá usarse para el diseño.” (McCormac & Csernak, 2012).

Es ahora cuando se escoge a la combinación de mayor valor para determinar cuál es la carga que se utilizará para el diseño posterior. Como se puede apreciar en la Tabla 4.2, el valor máximo corresponde a la combinación 2.

4.2 PÓRTICO A DOS AGUAS

4.2.1 GRADO DE INDETERMINACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para el análisis de la estructura se determina el tipo de estructura a la que hay que analizar y determinar el método de cálculo adecuado. El grado de indeterminación de la estructura permite entonces conocer si la estructura es isostática o

Hiperestática de acuerdo a la diferencia entre las reacciones generadas por las restricciones en los apoyos y al número de ecuaciones usadas posibles dependientes del espacio dimensional a estudiar.

El estudio se lo realiza en el plano, teniendo como únicas fórmulas posibles: sumatoria de fuerzas en el eje "x", sumatoria de fuerzas en el eje "y" y sumatoria de momentos respecto al eje perpendicular al plano, eje "z". El número de reacciones se presenta en la Figura 4.1.

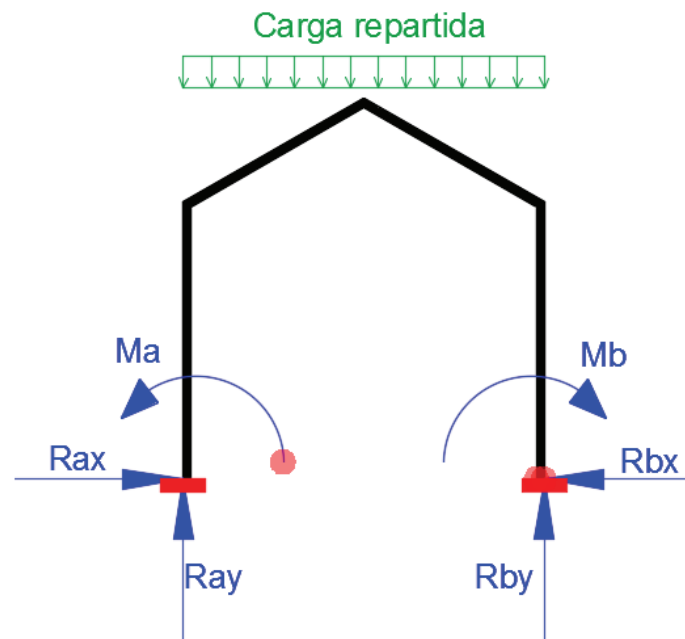


Figura 4.1 Reacciones y momentos en el pórtico
(Fuente: Propia, 2016)

Como se puede apreciar se tiene dos reacciones y un momento por cada apoyo empotrado que resultan del conjunto de cargas halladas. El grado de indeterminación de la estructura es:

$$GI = \#Incógnitas - \#Ecuaciones posibles \quad (\text{Ec. 4-2})$$

$$GI = 6 - 3 = 3 \quad (\text{Ec. 4-3})$$

Se trata de una estructura hiperestática de grado tres. Este tipo de estructuras también son conocidas como: Estructuras continuas que no son de fácil estudio por cuestión de tiempo y veracidad de resultados se utilizará un software.

4.2.2 PROGRAMA SAP2000

El programa SAP2000, es un paquete computacional dedicado al análisis de estructuras metálicas y de hormigón, para el presente trabajo se hará uso de este paquete con el fin de encontrar las reacciones y momentos debidos a las cargas asumidas para la estructura. Los valores permitirán realizar un prediseño de las secciones para luego ser modelados en el programa como una estructura en sus tres dimensiones y revisar efectos de sismo, derivas y otros aspectos que finiquitan el diseño final de la estructura.

4.2.2.1 Ingreso de cargas

Se aplica la carga crítica tratada anteriormente que fue de 768,5 [kg/m²] y es repartida para el número de áreas portantes totales de correas asumidas a un inicio y para obtener el valor por unidad de longitud, se la multiplica por la longitud de la luz.

$$q = \frac{768,5 \left[\frac{kg}{m^2} \right] * 16,5 [m]}{10} = 1\,268 \left[\frac{kg}{m} \right] \quad (\text{Ec. 4-4})$$

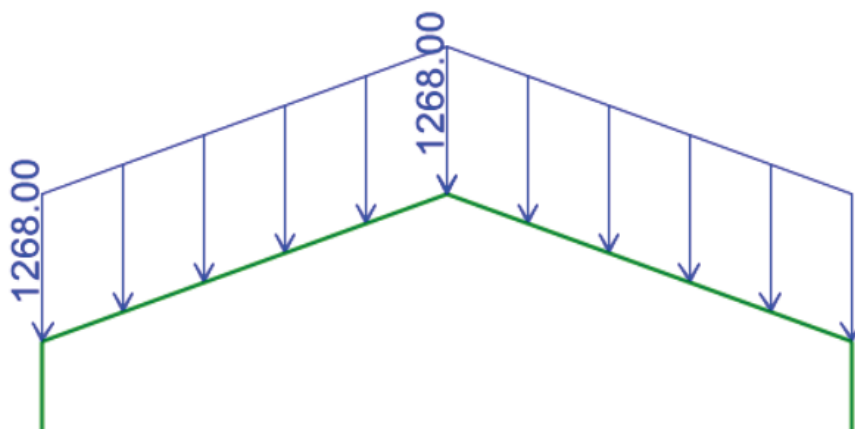


Figura 4.2 Ingreso de la combinación de carga predominante
(Fuente: SAP2000, V18.01)

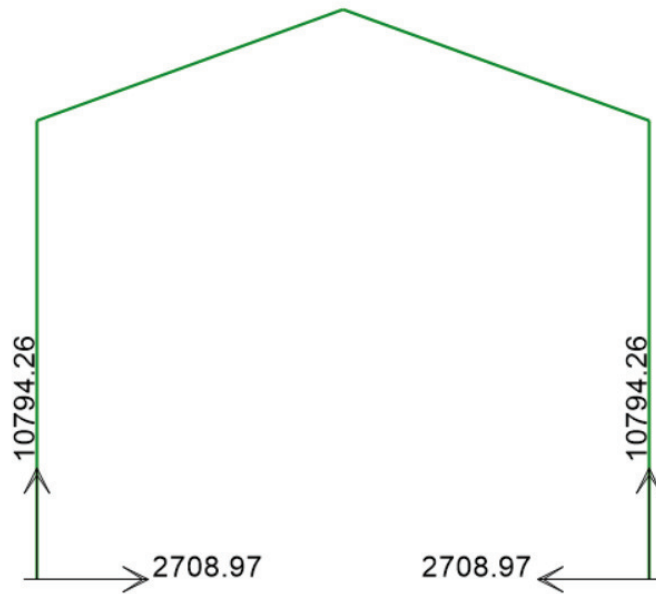


Figura 4.3 Reacciones en los apoyos
(Fuente: SAP2000, V18.01)

La carga de compresión para las columnas es de 10,8 [tn], (23,8 [kips])

4.2.2.2 Diagrama de cortante

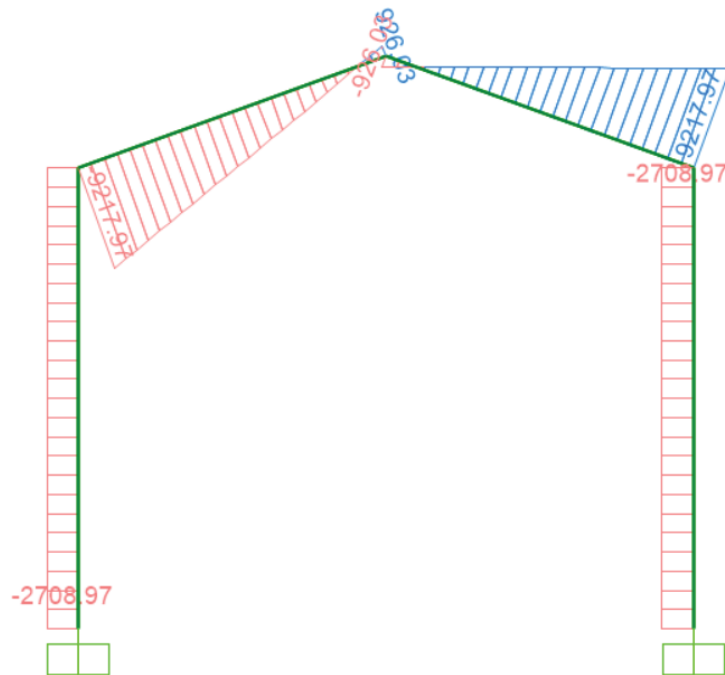


Figura 4.4 Diagrama de cortante
(Fuente: SAP2000, V18.01)

4.2.2.3 Diagrama de momento flector

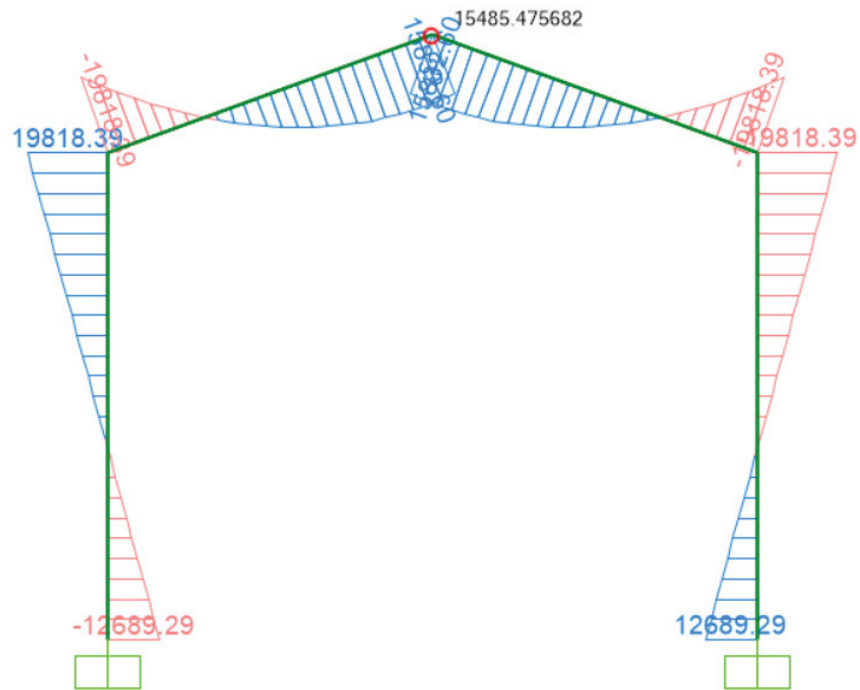


Figura 4.5 Diagrama de momento flector
(Fuente: SAP2000, V18.01)

El momento máximo está en las columnas con 19,8 [tn-m], (1 720 [klb-plg]).

4.3 PREDISEÑO DE COLUMNAS

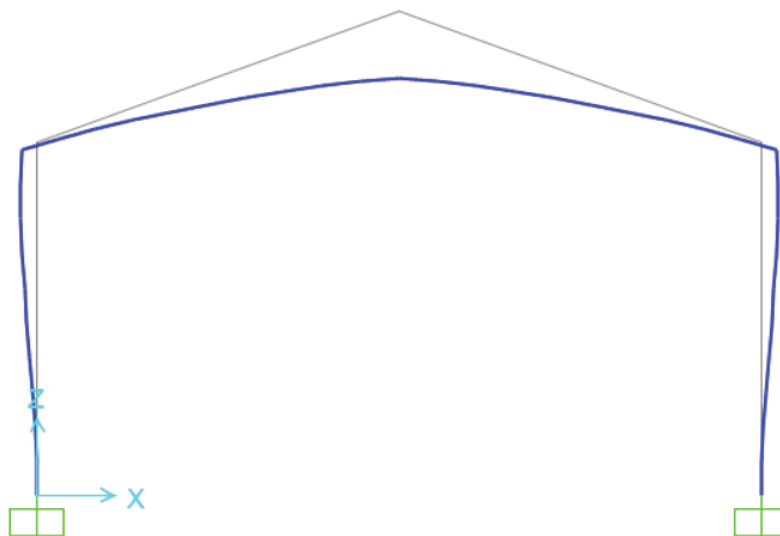


Figura 4.6 Pandeo en un pórtico bi empotrado
(Fuente: SAP2000, V18.01)

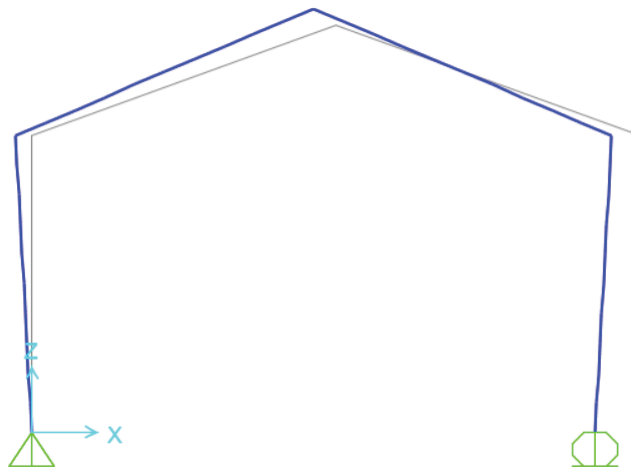


Figura 4.7 Pandeo un pórtico articulado-rodillo
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Cuando se trata de columnas de sección W, generalmente el alma se coloca paralela al plano de estudio. Es así que el plano de flexión corresponde al eje mayor (eje "x"), como se indica en la Figura 4.7.

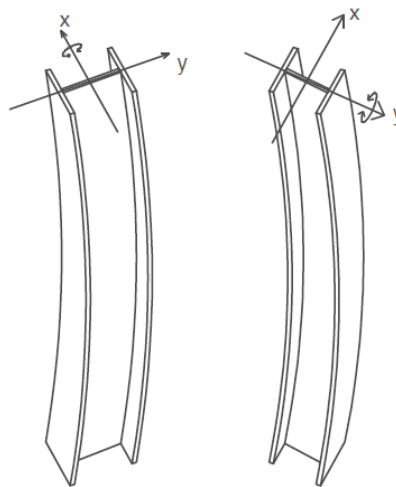


Figura 4.8 Pandeo de una sección "W"
(Fuente: Valadez R., 2012).

4.3.1 COMPRESIÓN

Las columnas no trabajan exclusivamente a compresión, existe por condiciones externas la flexión, el diseño a compresión no será mandatorio para las columnas pero si necesario como primera fase para el pre dimensionamiento de las columnas.

4.3.1.1 Resistencias requeridas

Las fuerzas y momentos actuantes sobre la columna del pórtico se presentan de acuerdo a lo resultados arrojados por el programa SAP2000.

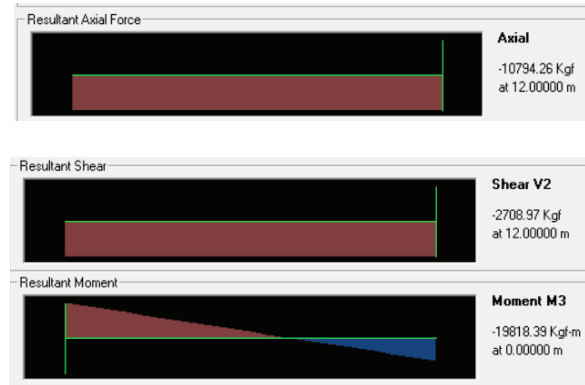


Figura 4.9 Resistencias requeridas en la columna principal
(Fuente: SAP2000, V18.01)

4.3.1.1.1 Factor de longitud efectiva K

Se procede a encontrar el factor de longitud K con el normograma para ladeo permitido, previamente hallando los valores correspondientes de G para cada extremo de la columna y asumiendo que se trata del mismo material y que la rigidez de la columna sea 1,12 la rigidez de la viga:

$$G_A = \frac{1,2EI}{\frac{12}{EI} \cdot \frac{8,5}{8,5}} = 0,85$$

Cuando se trata de un apoyo empotrado el valor correspondiente para “G” es de uno. El valor de “K” es igual a 1,3 para la columna completa, pero la longitud afectada por la mayoría de carga está a la altura de nueve metros donde se trasladará el puente grúa. Se tomará en cuenta la longitud de nueve metros para cálculos posteriores.

4.3.1.1.2 Relación de esbeltez y radio de giro mínimo de la columna

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200 \quad (\text{Ec. 4-5})$$

$$r_{min} \geq \frac{KL}{200} = \frac{1,3 * 9 * 100 [cm]}{200} = 5,85 [cm], (2,3 [plg]) \quad (\text{Ec. 4-6})$$

4.3.1.1.3 Selección del perfil adecuado

Datos del problema:

- Carga crítica: 10,8 [tn], (23,8 [kips])
- Radio de giro mínimo: 5,85 [cm], (2,3 [plg])
- Tipo de acero: A-36
- Perfil propuesto: HEB 360
- Área: 180,64 [cm²], (28 [plg²])
- Radio de giro en el eje “y”: 7,49 [cm], (2,95 [plg])
- Radio de giro en el eje “x” 15,47 [cm], (6,09 [plg])
- Módulo de elasticidad, E=2E+06 [kg/ cm²], (29000[ksi])
- Esfuerzo de fluencia, Fy= 2531[kg/ cm²], (36 [ksi])

En el eje menor:

$$\lambda = \frac{1,3 * 9 * 100 [cm]}{7,49 [cm]} = 156 \quad \text{(Ec. 4-7)}$$

En el eje mayor:

$$\lambda = \frac{1,3 * 9 * 100 [cm]}{15,47 [cm]} = 76 \quad \text{(Ec. 4-8)}$$

El valor de la esbeltez en el eje menor es el mandatorio y de acuerdo al Anexo 4, se ingresa con el valor de la esbeltez y se interseca con el grado 36 del acero para el método LRFD, y se obtiene el valor del esfuerzo crítico factorado.

$$\phi_c F_{cr} = 652,44 \left[\frac{kg}{cm^2} \right], (9,28 [ksi]) \quad \text{(Ec. 4-9)}$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{(Ec. 4-10)}$$

$$\phi_c P_n = 652,44 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 180,64 [cm^2] \quad \text{(Ec. 4-11)}$$

$$\phi_c P_n = 117,86 [tn] \quad \text{(Ec. 4-12)}$$

Comprobación según el método LRFD:

$$117,86 [tn] \geq 10,8[tn]$$

Por lo tanto la sección HEB 360 aprueba como columna a compresión y es necesario que el perfil seleccionado también cumpla con los requerimientos de flexión.

4.3.2 ELEMENTOS COMPACTOS Y ESBELTOS EN COMPRESIÓN

Para elementos no rigidizados o no atiesados

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{300/2 [mm]}{22,5 [mm]} = 6,67 \quad (\text{Ec. 4-13})$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 15,86 \quad (\text{Ec. 4-14})$$

$$6,67 < 15,86 \quad (\text{Ec. 4-15})$$

Patín no rigidizado no esbelto.

Para elementos rigidizados o atiesados

$$\frac{h}{t_w} = \frac{315[mm] + 11,25[mm] + 11,25[mm]}{12,5[mm]} = 27,0 \quad (\text{Ec. 4-16})$$

$$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 42,23 \quad (\text{Ec. 4-17})$$

$$27,0 < 42,23 \quad (\text{Ec. 4-18})$$

Alma rigidizada no esbelta.

4.3.3 ELEMENTOS COMPACTOS Y ESBELTOS EN FLEXIÓN

Para elementos no rigidizados o no atiesados

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{300/2 [mm]}{22,5 [mm]} = 6,67 \quad (\text{Ec. 4-19})$$

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 10,78 \quad (\text{Ec. 4-20})$$

$$6,67 < 10,78 \quad (\text{Ec. 4-21})$$

Patín no rigidizado no esbelto.

Para elementos rigidizados o atiesados

$$\frac{h}{t_w} = \frac{315[mm] + 11,25[mm] + 11,25[mm]}{12,5[mm]} = 27,0 \quad (\text{Ec. 4-22})$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 106,72 \quad (\text{Ec. 4-23})$$

$$27,0 < 106,72 \quad (\text{Ec. 4-24})$$

Alma rigidizada no esbelta.

4.3.4 RANGO ELÁSTICO O PLÁSTICO

Se compara el esfuerzo elástico de pandeo de Euler F_e con el esfuerzo permisible propio de cada material F_y .

$$\lambda = 156$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 * 2 \times 10^6}{156^2} = 829,6 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (\text{Ec. 4-25})$$

$$829,6 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] < 2\,531 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Perfil trabajando en el rango elástico.

Lo que se entiende que la falla de la columna no se puede dar por pandeo de Euler, la falla estaría dada por la fluencia del material o por pandeo en el rango inelástico.

4.3.5 ANÁLISIS EN LA FLUENCIA Y PANDEO LATERAL TORSIONAL

Se asume la flexión alrededor del eje mayor y mediante una aplicación de software se encuentran las propiedades geométricas de la sección HEB 400, agregadas en el Anexo N° 8.

Datos:

- $J = 354,63 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $S_{xx} = 2\,880 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $h_o = 37,6 \text{ [cm]}$
- $r_{yy} = 7,39 \text{ [cm]}$
- $Z_{xx} = 3\,230 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $I_{xx} = 57\,638 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $I_{yy} = 10\,820 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $E = 2 \times 10^6 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
- $F_y = 2\,531 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Asumiendo que las columnas estén arriostradas a seis metros de altura, se asume la longitud de arriostramiento.

$$L_b = 600 \text{ [cm]}$$

Reemplazando.

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4-26})$$

$$L_p = 365,6 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-27})$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4-28})$$

$$L_r = 1\,682[\text{cm}] \quad (\text{Ec. 4-29})$$

4.3.5.1 Análisis de fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec. 4-30})$$

$$M_n = 2\,531 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] * 3\,230 [\text{cm}^3] * \frac{1}{100\,000} \quad (\text{Ec. 4-31})$$

$$M_n = 81,75[\text{tn} - \text{m}] \quad (\text{Ec. 4-32})$$

4.3.5.2 Análisis lateral torsional

$$C_b = 1,0 \quad (\text{Ec. 4-33})$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 4-34})$$

$$M_n = 63,60[\text{tn} - \text{m}] \quad (\text{Ec. 4-35})$$

El valor de momento mandatorio es el menor.

$$M_n = 63,60[\text{tn} - \text{m}] \quad (\text{Ec. 4-36})$$

4.3.6 DISEÑO A FLEJO-COMPRESIÓN

A pesar que los efectos P-delta sean mínimos se los considerará aprovechando el software Sap200 que se tiene al alcance.

Tabla 4.3 Efectos P-delta

RESISTENCIA	EQUIVALENTE
Resistencia Requerida (Método estático)	19,86 [tn-m]
Resistencia Requerida Mrx (P-delta estático)	20,33 [tn-m]
Resistencia Disponible	63,6 [tn-m]
Resistencia Disponible factorada Mcx Ø=0,9	57,24 [tn-m]
Resistencia Requerida P.	10,8 [tn]
Resistencia Disponible P.	117,86 [tn]

(Fuente: SAP2000, V18.01)

$$\text{Cuando: } \frac{P_r}{P_c} < 0,2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 4-37})$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{10,8}{117,86} = 0,091 < 0,2 \quad (\text{Ec. 4-38})$$

$$\frac{10,8}{2 * 117,86} + \left(\frac{20,33}{0,9 * 63,6} + 0 \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ec. 4-39})$$

$$0,4 \leq 1,0$$

El perfil finalmente aprueba como columna que puede soportar compresión y flexo compresión dentro del análisis lateral-torsional.

4.4 PREDISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL

El momento que puede recibir una sección es el momento plástico, de acuerdo al diagrama de momentos en el pórtico se encuentra el momento máximo al que trabaja la viga. Las resistencias requeridas se muestran en la Figura 4.9, que se obtienen del pórtico.

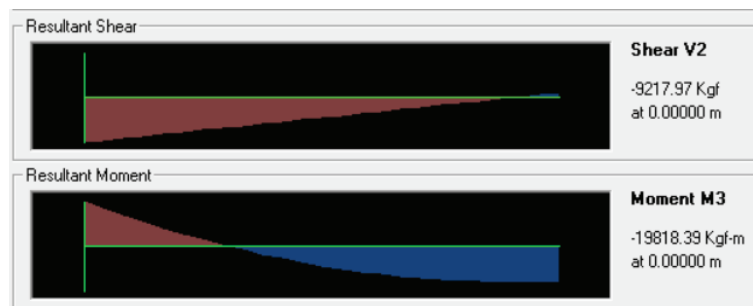


Figura 4.10 Resistencias requeridas en la viga principal
(Fuente: SAP2000, V18.01)

$$M_p \leq S_{xx} * F_y \quad (\text{Ec. 4-40})$$

$$S_{xx} \geq \frac{M_p}{0,9 * F_y} \quad (\text{Ec. 4-41})$$

$$S_{xx} \geq \frac{19\,818 \text{ [kg - m]} * 100}{0,9 * 2531 \text{ [kg/cm}^2\text{]}} \quad (\text{Ec. 4-42})$$

$$S_{xx} \geq 870 \text{ [cm}^3\text{]} \quad (\text{Ec. 4-43})$$

Se seleccionará un perfil IPE 450.

Datos:

- $A_g = 98,77 \text{ [cm}^2\text{]}$
- $Z_{xx} = 1\,702 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $I_{yy} = 1\,676 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $r_{yy} = 4,11 \text{ [cm]}$
- $S_{xx} = 1\,500 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $J = 67 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $h_o = 43,54 \text{ [cm]}$
- $F_y = 2531 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
- $E = 2\text{E}+06 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Fluencia del material.

$$M_p = F_y Z_{xx} \quad (\text{Ec. 4-44})$$

$$M_p = 43,07 \text{ [tn - m]} \quad (\text{Ec. 4-45})$$

La longitud arriostrada corresponde a la longitud total de la viga, porque no existe arriostramiento intermedio.

$$L_b = 850 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-46})$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4-47})$$

$$L_p = 196,67 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-48})$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4-49})$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yy} h_o}{2S_{xx}}} \quad (\text{Ec. 4-50})$$

$$r_{ts} = 4,93 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-51})$$

$$L_r = 551 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-52})$$

Como $L_b > L_r$.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 4-53})$$

$$C_b = 3 \quad (\text{Ec. 4-54})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 * \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 4-55})$$

De manera conservadora se toma a la expresión de radical igual a uno.

$$F_{cr} = 2\,029 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (\text{Ec. 4-56})$$

$$M_n = 30,5 \text{ [tn - m]} \quad (\text{Ec. 4-57})$$

Para elementos no rigidizados o no atiesados.

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{180/2 \text{ [mm]}}{13,5 \text{ [mm]}} = 6,67 \quad (\text{Ec. 4-58})$$

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2\,531}} = 10,78 \quad (\text{Ec. 4-59})$$

$$6,67 < 10,78$$

Patín no rigidizado no esbelto.

Para elementos rigidizados o atiesados

$$\frac{h}{t_w} = \frac{386,5 \text{ [mm]}}{8,6 \text{ [mm]}} = 44,94 \quad (\text{Ec. 4-60})$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2\,531}} = 106,72 \quad (\text{Ec. 4-61})$$

$$44,94 < 106,72$$

Alma rigidizada no esbelta.

De acuerdo a LRFD.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 4-62})$$

$$0,9 * 30,5 [30,5 [tn - m]tn - m] \geq 19,8 [tn - m] \quad (\text{Ec. 4-63})$$

$$27,45 [tn - m] \geq 19,8[tn - m]$$

Revisión por cortante.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. 4-64})$$

$$A_w = 40,9 [cm^2] \quad (\text{Ec. 4-65})$$

$$C_v = 1,0 \quad (\text{Ec. 4-66})$$

$$V_n = 62,1 [tn] \quad (\text{Ec. 4-67})$$

El cortante máximo obtenido desde el programa SAP2000 no deberá ser menor que el cortante disponible por la sección.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 4-68})$$

$$62,1 [tn] \geq 9,2 [tn]$$

Se considerará una sección IPE 450 para la viga principal del pórtico, cabe mencionar que se puede disminuir el peralte, reforzando la viga únicamente donde el momento es máximo, esto se lo comprobará en el diseño final con SAP2000.

4.5 PREDISEÑO DE LA VIGA CARRILERA

Se procederá de manera análoga al caso anterior. El momento máximo se lo obtiene colocando las reacciones del puente grúa en el centro de la viga, como muestra la Figura 4.11.

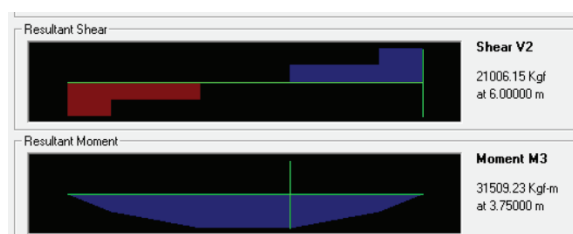


Figura 4.11 Momento y cortante máximo en la viga carrilera
(Fuente: Propia, 2016)

$$M_p \leq S_{xx} * F_y \quad (\text{Ec. 4-69})$$

$$S_{xx} \geq \frac{M_p}{0,9 * F_y} \quad (\text{Ec. 4-70})$$

$$S_{xx} \geq \frac{31\,509 \text{ [kg} \cdot \text{m]}}{0,9 * 2\,531 \text{ [kg/cm}^2\text{]}} \quad (\text{Ec. 4-71})$$

$$S_{xx} \geq 1\,383 \text{ [cm}^3\text{]} \quad (\text{Ec. 4-72})$$

Se seleccionará un perfil IPE 500.

- $A_g = 116 \text{ [cm}^2\text{]}$
- $Z_{xx} = 1\,862 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $I_{yy} = 2\,142 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $r_{yy} = 4,3 \text{ [cm]}$
- $S_{xx} = 1\,930 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $J = 89,5 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $h_o = 48,39 \text{ [cm]}$
- $F_y = 2531 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
- $E = 2\text{E}+06 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Fluencia del material.

$$M_p = F_y Z_{xx} \quad (\text{Ec. 4-73})$$

$$M_p = 47,12 \text{ [tn} \cdot \text{m]} \quad (\text{Ec. 4-74})$$

La longitud no arriostrada corresponde a la longitud total de la viga.

$$L_b = 600 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-75})$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4-76})$$

$$L_p = 214,42 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-77})$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4-78})$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{yy}h_o}{2S_{xx}}} \quad (\text{Ec. 4-79})$$

$$r_{ts} = 5,18 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-80})$$

$$L_r = 679,12 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-81})$$

Como $L_p < L_b < L_r$.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 4-82})$$

$$C_b = 1,0 \quad (\text{Ec. 4-83})$$

$$M_n = 30,51 \text{ [tn - m]} \quad (\text{Ec. 4-84})$$

Para elementos no rigidizados o no atiesados

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{180/2 \text{ [mm]}}{13,5 \text{ [mm]}} = 6,67 \quad (\text{Ec. 4-85})$$

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 10,78 \quad (\text{Ec. 4-86})$$

$$6,67 > 10,78$$

Patín no rigidizado no esbelto.

Para elementos rigidizados o atiesados

$$\frac{h}{t_w} = \frac{386,5 \text{ [mm]}}{8,6 \text{ [mm]}} = 44,94 \quad (\text{Ec. 4-87})$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2531}} = 106,72 \quad (\text{Ec. 4-88})$$

$$44,94 < 106,72$$

Alma rigidizada no esbelta.

De acuerdo a LRFD.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 4-89})$$

$$0,9 * 30,51 [tn - m] \geq 31,5 [tn - m] \quad (\text{Ec. 4-90})$$

$$27,46 [tn - m] < 31,5 [tn - m]$$

El momento capaz de soportar la sección IPE 500, no es suficiente para evitar problemas lateral torsionales, se ha hecho el intento con otros perfiles pero no se obtuvo resultado positivo, se debe encontrar un perfil armado que se modifique el espesor de las alas y del alma, proceso interactivo que se lo realizará fácilmente usando el programa SAP2000.

4.6 DISEÑO DE PLACA BASE Y ANCLAJES

4.6.1 DISEÑO DE LA PLACA BASE

4.6.1.1 Resistencia requerida

Tanto la fuerza de compresión sobre la columna como el momento máximo son valores obtenidos directamente desde el programa SAP200, a continuación se presentan los mismos.

$$P_u = 10,8 [tn] \quad (\text{Ec. 4-91})$$

$$M_u = 13,47 [tn - m] \quad (\text{Ec. 4-92})$$

Donde:

P_u = Carga de compresión requerida.

M_u = Momento requerido.

4.6.1.2 Dimensiones aproximadas para la placa base

Tomar en cuenta que las dimensiones asumidas en este apartado debe ser lo suficientemente amplia para abarcar al menos cuatro pernos de anclaje. Las dimensiones de la placa son Nx B.

$$N > d + 2(m) \quad (\text{Ec. 4-93})$$

$$B > b + 2(n) \quad (\text{Ec. 4-94})$$

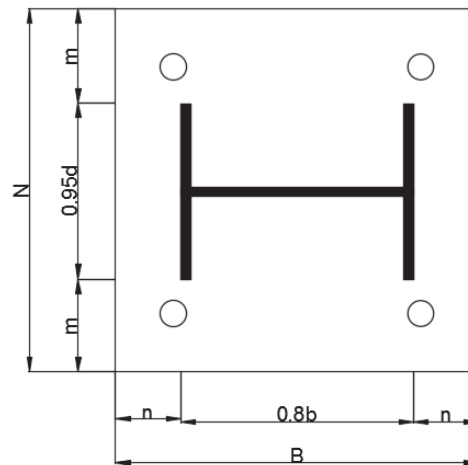


Figura 4.12 Placa base
(Fuente: Propia,2016)

Los valores de “m” y “n” son asumidos, “d” y “b” corresponden al ancho del patín y el alto del perfil respectivamente.

$$N = 300 [mm] + 2(150 [mm]) = 600 [mm] \quad (\text{Ec. 4-95})$$

$$B = 400 [mm] + 2(150 [mm]) = 700 [mm] \quad (\text{Ec. 4-96})$$

Se pone a prueba placas de 76x76[cm],(30x30 [plg]). Se han seleccionado placas cuadradas por facilidad de montaje y fabricación para que resulte rápida de montar y económica, además permite encajar los de manera simétrica.

4.6.1.3 Excentricidad de la carga resultante

En este apartado se determina qué tipo de placa se ha de diseñar si ha de ser placas con momentos pequeños o momentos grandes, para esto se debe calcular el valor de la excentricidad dado los las resistencias requeridas y comparado con la excentricidad crítica tratada en los capítulos anteriores. Entonces se tiene:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{13,47 [tn - m]}{10,8 [tn]} * 100 = 124,7 [cm] \quad (\text{Ec. 4-97})$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad (\text{Ec. 4-98})$$

Se asume un valor para la resistencia a la compresión del concreto de 3,5 [ksi] (INECYC, 2009). Y se asume que la instalación estará formada por una base de concreto de superficie mayor a la superficie de la placa base, se escoge el valor máximo permitido de $\sqrt{A_2/A_1} = 2$ (ACI_318, 2014).

$$f_{p(\max)} = \phi_c(0,85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{Ec. 4-99})$$

$$f_{p(\max)} = 0,65 * 0,85 * 246 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 2 = 271,83 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (\text{Ec. 4-100})$$

Así posteriormente a esto se halla la carga distribuida por unidad de longitud actuante entre la placa y la base del concreto soportante.

$$q_{\max} = f_{p(\max)}xB \quad (\text{Ec. 4-101})$$

$$q_{\max} = 271,83 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 76 [cm] \quad (\text{Ec. 4-102})$$

$$q_{\max} = 20\ 659 \left[\frac{kg}{cm} \right] \quad (\text{Ec. 4-103})$$

$$e_{crit} = \frac{76}{2} - \frac{10\ 800\ kg}{2 * 20\ 659 \left[\frac{kg}{cm} \right]} \quad (\text{Ec. 4-104})$$

$$e_{crit} = 37,74 [cm] \quad (\text{Ec. 4-105})$$

Como: $e > e_{crit}$

Asumiendo la distancia desde el borde de la placa al eje centro del perno de anclaje como $d_r = 13 [cm]$.

$$f = \frac{N}{2} - d_r \quad (\text{Ec. 4-106})$$

$$f = \frac{76}{2} - 13 \quad (\text{Ec. 4-107})$$

$$f = 25 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-108})$$

Es necesario que se cumpla la siguiente inecuación para así proceder con el diseño de las placas base, en caso que no se cumpla la inecuación se debe incrementar las dimensiones asumidas de las placas base a un inicio.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}} \quad (\text{Ec. 4-109})$$

$$\left(25 + \frac{76}{2}\right)^2 \geq \frac{(2)10\,800 * (124,7 + 25)}{20\,659} \quad (\text{Ec. 4-110})$$

$$3\,969 \geq 156,52$$

Ahora, se prosigue a encontrar el valor de “Y” que satisfaga a la ecuación siguiente, note que se debe escoger el mínimo valor para garantizar que la fuerza distribuida se encuentre dentro del largo de la placa base y no exceda de las dimensiones.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}} \quad (\text{Ec. 4-111})$$

$$Y = \left(25 + \frac{76}{2}\right) \pm \sqrt{\left(25 + \frac{76}{2}\right)^2 - \frac{(2)10,8 * (124,7 + 25)}{20\,659}} \quad (\text{Ec. 4-112})$$

$$Y = 1,25 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-113})$$

$$T_u = qY - P_u \quad (\text{Ec. 4-114})$$

$$T_u = (20\,659 * 1,25 - 10\,800) \text{ [tn]} \quad (\text{Ec. 4-115})$$

$$T_u = 15,02 \text{ [tn]} \quad (\text{Ec. 4-116})$$

El espesor de la placa base se lo encuentra escogiendo el valor máximo de tres casos siguientes.

- Considerando la separación “m” desde en la placa base.

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} \quad (\text{Ec. 4-117})$$

$$m = \frac{76 - 0,95 * 30}{2} \quad (\text{Ec. 4-118})$$

$$m = 23,8 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-119})$$

Debido a que: $Y < m$

$$1,27 < 23,8 \quad (\text{Ec. 4-120})$$

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{271,83 * 1,27 * \left(23,8 - \frac{1,27}{2} \right)}{2531}} \quad (\text{Ec. 4-121})$$

$$t_{p(req)} = 3,81 \text{ [cm]}$$

- Considerando la tensión generada.

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - d_r \quad (\text{Ec. 4-122})$$

$$x = \frac{76}{2} - \frac{30}{2} - 13 \quad (\text{Ec. 4-123})$$

$$x = 10 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-124})$$

$$t_{req} = 2,11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad (\text{Ec. 4-125})$$

$$t_{req} = 2,11 \sqrt{\frac{15\,020 * 10}{76 * 2531}} \quad (\text{Ec. 4-126})$$

$$t_{req} = 1 \text{ [cm]}$$

- Considerando la separación “n” desde la placa base.

$$n = \frac{N - 0,85b_{max}}{2} \quad (\text{Ec. 4-127})$$

$$n = \frac{76 - 0,85 * 40}{2} \quad (\text{Ec. 4-128})$$

$$n = 21 \text{ [cm]} \quad (\text{Ec. 4-129})$$

Debido a que: $Y < n$

$$1,27 < 21$$

$$t_{req} = 1,5m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4-130})$$

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(n - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4-131})$$

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{271,83 * 1,27 * \left(21 - \frac{1,27}{2} \right)}{2531}} \quad (\text{Ec. 4-132})$$

$$t_{p(req)} = 3,5 \text{ [cm]}$$

De acuerdo a (AISC_GUIDE_01, 2006), las dimensiones de las placas base son: 76x76x3,8 [cm].

4.6.2 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Datos obtenidos desde la Tabla 2.9.

- Pernos de anclaje tipo F1554 Grado 36 diámetro 32[mm], (1,25[plg])
- $F_u = 4\,078 \text{ [kg/cm}^2\text{]}, (58 \text{ [ksi]})$
- $F_{nt} = 3\,058 \text{ [kg/cm}^2\text{]}, (43,5 \text{ [ksi]})$
- $F_{nv} = 2\,039 \text{ [kg/cm}^2\text{]}, (29 \text{ [ksi]})$, considerando rosca excluida.
- $F_{nv} = 1\,631 \text{ [kg/cm}^2\text{]}, (23,2 \text{ [ksi]})$, considerando rosca incluida.
- Diámetro máximo, cuatro pulgadas.

4.6.2.1 Resistencia a la tracción

$$\phi R_n = \phi * R_{nt} * A_b \quad (\text{Ec. 4-133})$$

$$\phi R_n = 0,75 * 3\,058 \text{ [kg/cm}^2\text{]} * \left[\pi * \left(\frac{3,2^2}{4} \right) \right] \quad (\text{Ec. 4-134})$$

$$\phi R_n = 18,44 \text{ [tn]}$$

Comprobación por medio del método LRFD, considerando las resistencias requerida desde el cálculo de la placa base.

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{Ec. 4-135})$$

$$18,44 \text{ [tn]} \geq \frac{15,02 \text{ [tn]}}{2} \quad (\text{Ec. 4-136})$$

$$18,44 \text{ [tn]} \geq 7,01 \text{ [tn]}$$

Se divide a la resistencia requerida para el número de pernos asignados en el lado de tracción para la placa base, y sí se cumple con el requerimiento del método LRFD.

4.6.2.2 Resistencia al corte

$$\phi R_n = \phi * R_{nv} * A_b \quad (\text{Ec. 4-137})$$

$$\phi R_n = 0,75 * 1\,631 \text{ [kg/cm}^2\text{]} * \left[\pi * \left(\frac{3,2^2}{4} \right) \right] \quad (\text{Ec. 4-138})$$

$$\phi R_n = 9,84 \text{ [tn]}$$

Se comprueba que no falle a cortante, comparando con el valor de la reacción horizontal máxima obtenida desde el programa SAP2000.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 4-139})$$

$$9,84 \text{ [tn]} \geq \frac{4,76 \text{ [tn]}}{4} \quad (\text{Ec. 4-140})$$

$$9,84 [tn] \geq 1,19 [tn]$$

Con el mismo criterio que la tensión, se considera 4 pernos reciban la reacción horizontal máxima generada.

4.6.2.3 Longitud de embebido

Basándose en los principios de adherencia considerados se asigna la longitud de embebido (ACI_318, 2014).

$$4d_b \leq h_{ef} \leq 20d_b \quad (\text{Ec. 4-141})$$

$$4 * 3,2 [cm] \leq h_{ef} \leq 20 * 3,2 [cm] \quad (\text{Ec. 4-142})$$

$$12,8 [cm] \leq h_{ef} \leq 64 [cm]$$

Finalmente los pernos de anclaje quedan definidos como; pernos con cabeza hexagonal de diámetro 32x300[mm],(1 ¼" x 12"), en acero A-36.

4.7 CIMENTACIÓN

Se recomienda hacer un estudio técnico del suelo para medir la resistencia del mismo y diseñar la cimentación con plena certeza y seguridad. El estudio geotécnico está fuera de este estudio y por ende no se realizó el diseño de la cimentación, con los datos asumidos anteriormente del suelo fueron suficientes para el diseño sísmico. De haberse diseñado la cimentación, con plena certeza no hubiesen sido datos reales y si el caso fuera se construyera con esas medias, la estructura no estaría completamente firme en el suelo. De acuerdo a estudios y trabajos gran parte de este tipo de estructuras están sobre cimentación de cadena.

CAPÍTULO V

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS USANDO UN SOFTWARE

5.1 INTRODUCCIÓN

Como se estableció al inicio, los perfiles encontrados anteriormente corresponden a un prediseño y que servirán para el ingreso de la geometría dentro del programa SAP2000, mismo que afinará las dimensiones de las secciones y en donde se podrá interactuar colocando arriostramientos, vigas de amarre, separadores y otro tipo de perfiles que no se trataron en el capítulo anterior.

5.2 DESARROLLO

5.2.1 INGRESO DE LA GEOMETRÍA

La Nave industrial debe tener una luz de 16,5 [m], alto de columnas 12 [m], altura del cumbrero 2,2 [m], separación entre pórticos 6[m], separación entre ménsulas 15[m] que será la luz para el puente grúa. Se modelará la tercera parte de la longitud total de la estructura.

5.2.1.1 Mallado

En la Figura N° 58, se puede ver las coordenadas para generar la malla inicial, tomar en cuenta que el programa debe iniciar con unidades métricas.

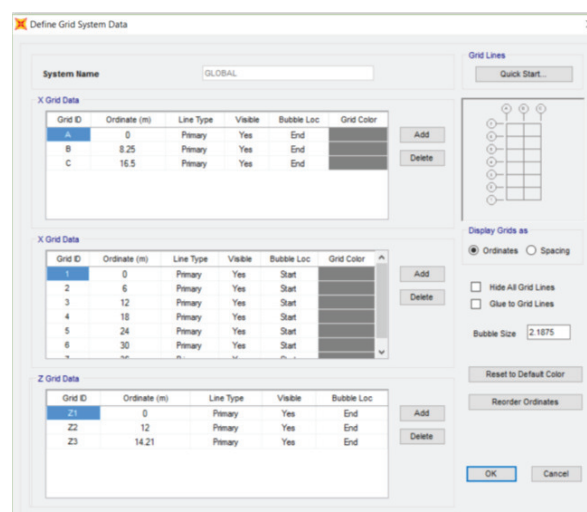


Figura 5.1 Mallado para la nave industrial
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.1.2 Geometría

Incluye los arriostramientos laterales, de techo, espaciadores y vigas de amarre. La configuración presentada es resultado de varios intentos para poder estabilizar la Nave Industrial, es por eso que no se explicará paso a paso el porqué de la geometría, para mayor información se tratará en el final de este proyecto.

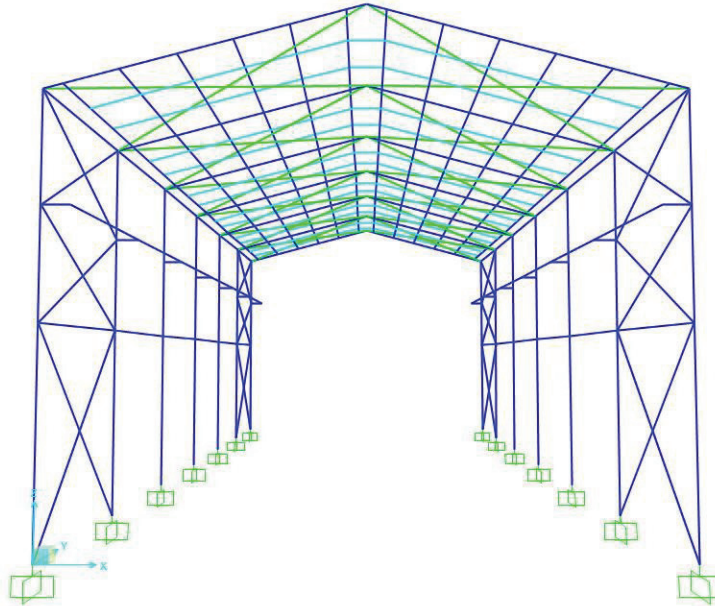


Figura 5.2 Geometría de la nave industrial
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Las restricciones en los apoyos son totalmente empotrados, de manera que puedan simular a la cimentación, como muestra la Figura 5.3.

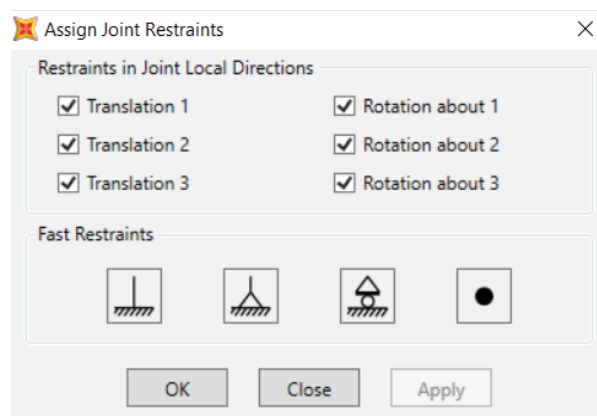


Figura 5.3 Restricciones en los apoyos
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.2 INGRESO DE PERFILERÍA

Primero se crean los materiales con los que se va a trabajar y posteriormente se crea la perfilería requerida y se asigna en la geometría.

5.2.2.1 Crear materiales

Para los perfiles laminados en caliente se utilizará acero A36 y para los perfiles laminados en frío con acero A653SQGr33, ambos desde la misma biblioteca del programa.

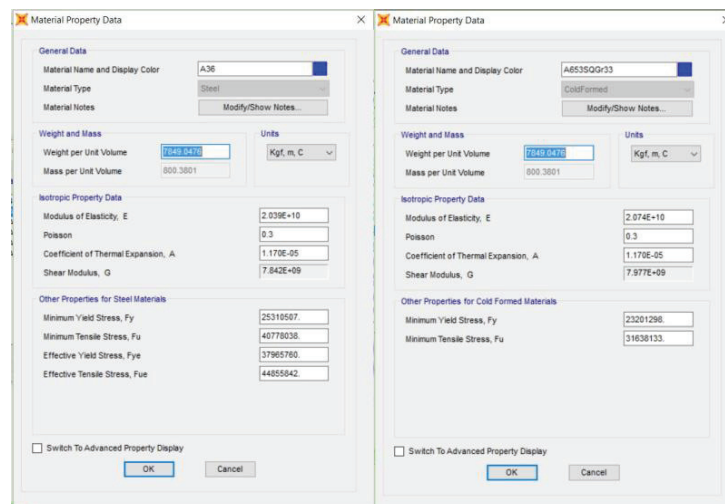


Figura 5.4 Creación de materiales
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.2.2 Crear perfiles

Se exportan los perfiles desde la biblioteca EURO.PRO y se les asigna el material correspondiente.

- HEB 360, para la columna.
- IPE 300, para la viga principal.
- IPE 140, para la viga de amarre.
- IPE 160, para la viga intermedia.
- IPE 400, para la ménsula.
- L50X4, para los separadores.
- TUBO90X90X5, para el arriostramiento lateral.
- Varilla 18 [mm] de diámetro para el arriostramiento de techo.
- Sección armada para la viga carrilera como muestra la Figura 5.5.

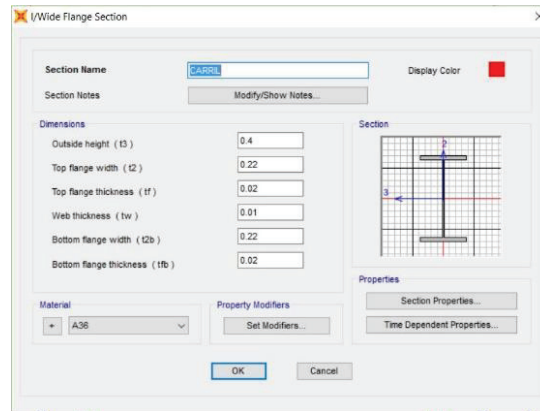


Figura 5.5 Sección para la viga carrilera
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.3 INGRESO DE CARGAS

Las cargas vivas y muertas se aplican sobre las correas mismas que deben actuar en un área portante, los efectos de sismo son considerados de manera pseudoestática, es decir el programa se encarga de multiplicar el peso total de la estructura por el porcentaje de carga para sismo calculado según la Tabla 5.3. La carga reactiva debe ser igual a la carga muerta y carga muerta es aquella que aporta con masa, razón por la cual se agrega un estimado del 30% como masa del puente grúa y que servirá para simular el sismo, tal como se observa en la Figura 5.6.

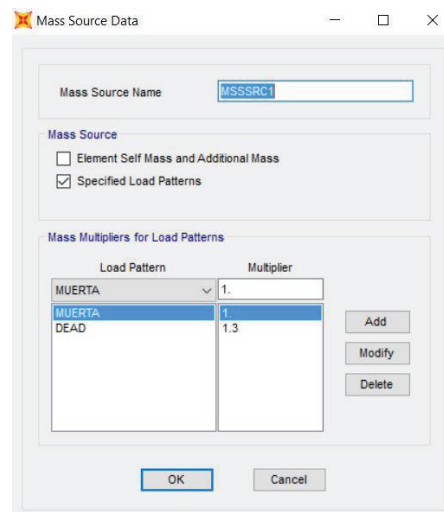


Figura 5.6 Ingreso de masa del puente grúa
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Tabla 5.1 Carga muerta para simulación

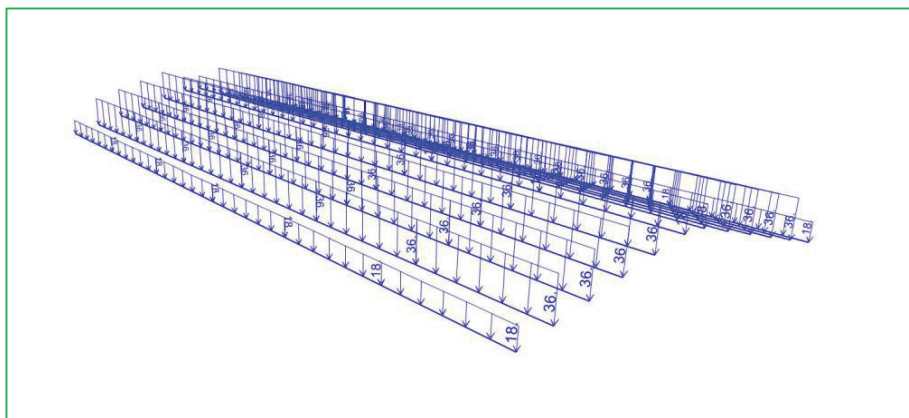
CARGA MUERTA D				
Cubierta Metálica	PD1	4.65	kg-m ²	
Carga Instalaciones	PD2	20	kg-m ²	
RESUMEN DE CARGAS MUERTAS PARA SIMULACION				
CM sobre cub, met		24.65	kg-m ²	
CARGAS MUERTAS SOBRE CORREAS				
	Denomin.	correas centrales		correas de borde
Longitud de la Correa	Lc=	6	m	6
Ancho colab. Correa	Bc=	1.5	m	0.75
Area colaborante	Ac=	9	m ²	4.5
Carga Muerta Colab.	Plc=	221.85	kg	110.925
Carga Muerta Correa	DLC=	36	kg-ml	18

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 5.2 Carga viva para simulación

CARGA VIVA				
Carga de Cubiertas Incl.	PL1=	71.5	KG-M2	
Carga de ceniza Volc.	PL2=	14	KG-M2	
Carga de granizo.	PL3=	20	KG-M2	
RESUMEN DE CARGAS VIVAS				
Carga Crítica.	Ld=	71.5	KG-M2	
CARGAS VIVAS SOBRE CORREAS				
	Dimens.	correas centrales		correas de borde
long. Correa	Lc=	6	m	6
ancho correa	Bc=	1.5	m	0.75
Area colaborante	Ac=	9	m ²	4.5
CV colaborante	Plc=	643.5	kg	321.75
CV correa	LLc=	107	kg-ml	53

(Fuente: Propia, 2016)

**Figura 5.7** Ingreso de la carga muerta
(Fuente: SAP2000, V18.01)

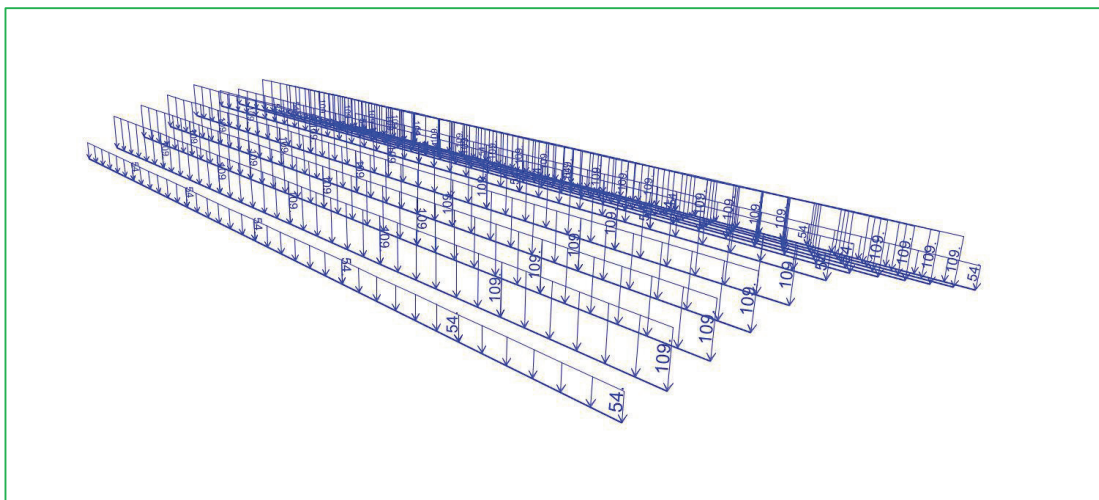


Figura 5.8 Ingreso de la carga viva
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Tabla 5.3 Porcentaje de masa participativa para sismo

CARGAS DE SISMO E.				
PARAMETRO	Denominación	Valor	Unidades	Referencia NEC_SE_DS
Coeficiente	Ct	0.072	N/A	Sec 6.3,3,a
Altura Total	Hn	14.2	m	Geometría
Coef. Calc. Periodo	α	0.8	N/A	Sec 6.3,3,a
Periodo Natural Vibración	T1	0.601	Seg.	Sec 6.3,3,a
Período Vibración máx.	T2	0.782	seg	Sec 6.3,3,a
Factor de Importancia	I	1	N/A	tabla 6 secc 4,1
Factor de Reducción.	R	3	N/A	tabla 16-18 secc 6.3.4
Relación ampliación espectro	n	2.48	N/A	seccion 3.3.1
Zona sísmica	Z	ALTA	N/A	fig1 secc 3.1,1
Factor de zona	Z	0.4	g	tabla1 secc 3.1.1
Tipo de suelo	D	N/A	N/A	tabla 2 secc 3.2.1
Factor de sitio	Fa	1.2	N/A	tabla 3 secc 3.2.2.a
Factor de sitio	Fd	1.19	N/A	tabla 4 secc 3.2.2.a
Fac. comp. Inelast. suelo	Fs	1.28	N/A	tabla 5 secc 3.2.2a
Periodo	Tc	0.69813333	seg	sección 3.3.1
Factor en el espectro para diseño inelástico	r	1	N/A	sección 3.3.1
Aceleración espectral	Sa(Ta)	1.1904	g	sección 3.3.1
Factor de irregularidad	ϕ_p	1	N/A	tabla 13 secc 5.2.3
Factor de irregularidad	ϕ_e	1	N/A	tabla 14 secc 5.2.3
% carga muerta para sismo	%	0.3968	%	sección 6.3.2

(Fuente: Propia, 2016)

Dado que se trata de una estructura, los efectos de sismo son suficientes si se simulan como pseudoestáticos y que no es necesario un análisis dinámico (NEC_Peligro sísmico, 2014).

En el ingreso de los patrones de carga para sismo se debe especificar la dirección del sismo y el porcentaje de participación de masa para sismo o conocido también como cortante basal de diseño. El valor de la excentricidad se la deja como viene determinada de 0,05 (5%) que representa la separación entre el centro de masa y el centro de rigidez de la Nave Industrial.

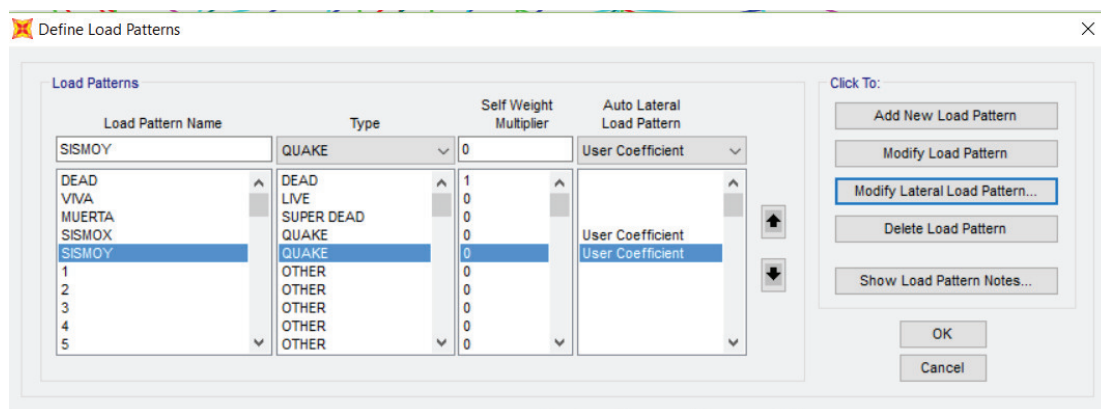


Figura 5.9 Patrones de carga en SAP2000
(Fuente: SAP2000, V18.01)

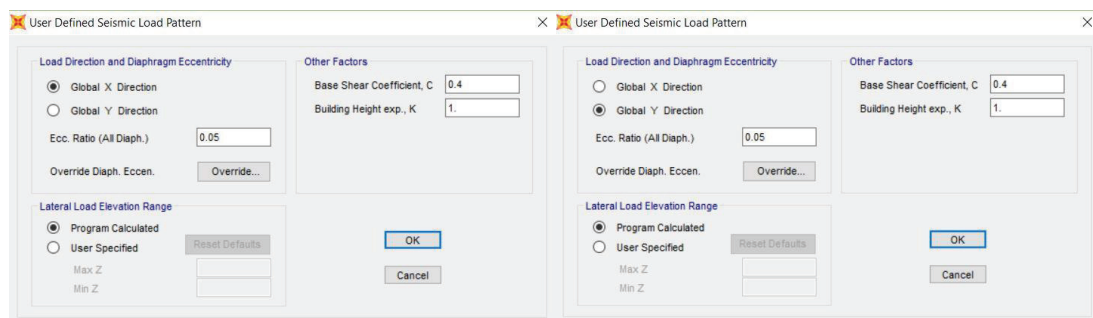


Figura 5.10 Patrón de carga sísmico definido por el usuario
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Las cargas debidas al puente grúa se las coloca en la viga carrilera, se colocan las reacciones máximas de las ruedas, los efectos de tracción, impacto vertical y efectos laterales. Existen dos posiciones críticas para el puente grúa, una en el centro de la viga carrilera para la flexión como indica la Figura 5.11 y otra en frente de la columna para incrementar la fuerza de compresión como indica la Figura 5.12

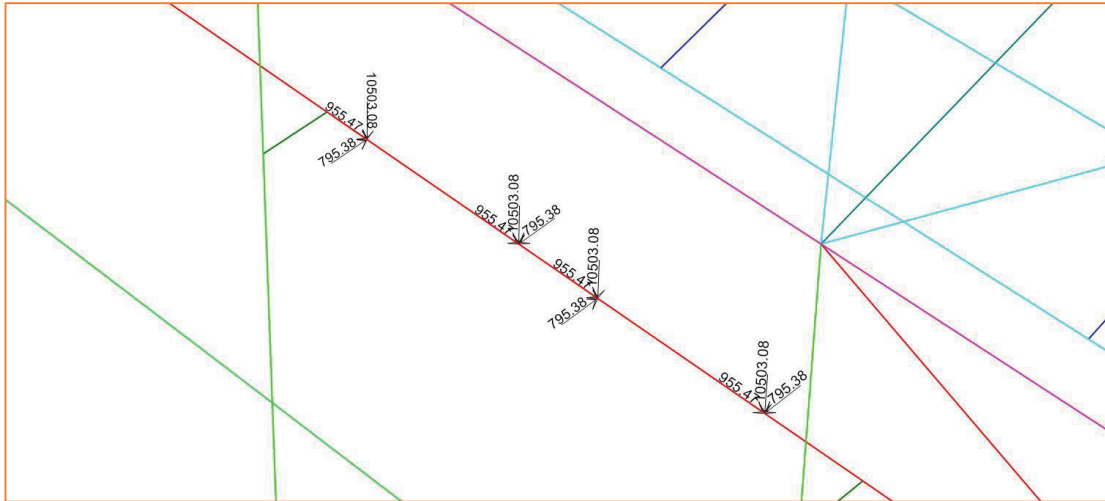


Figura 5.11 Ingreso de reacciones a la viga carrilera
(Fuente: SAP2000, V18.01)

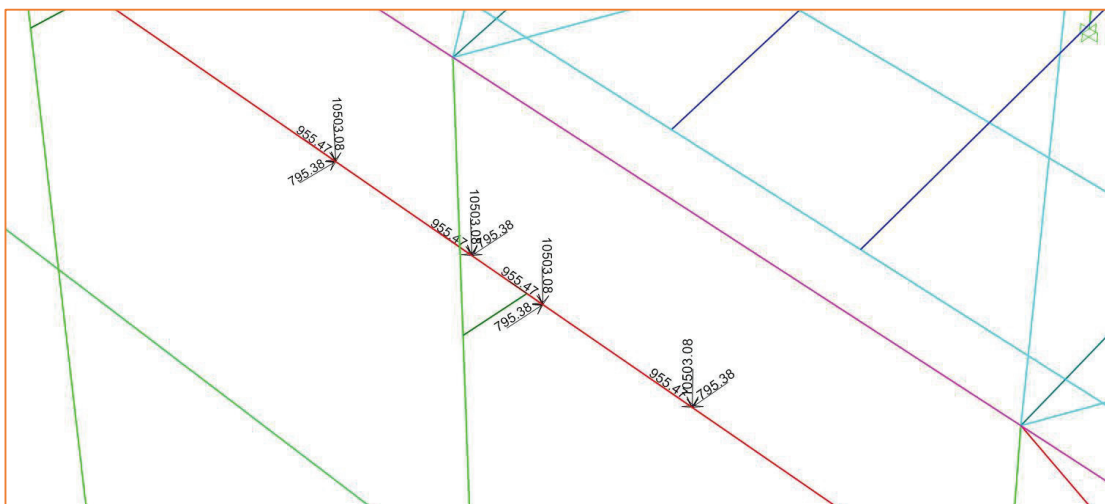


Figura 5.12 Ingreso de reacciones que afectan a la columna
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.4 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA

5.2.4.1 Período fundamental de vibración

El período fundamental de la estructura aproximado está en la Tabla 5.3, valor que es permitido excederse hasta un 30% (NEC_Peligro sísmico, 2014). En el primer período de vibración no se excede este valor permitido, por tanto el modelo cumple con el período de vibración esperado.

$$0,753 [s] < 0,782 [s]$$

5.2.4.2 Porcentaje de participación modal de masa de la estructura

No es una normativa que deba cumplirse a cabalidad por algún ente regulador pero si es una ayuda muy práctica para guiar al diseño estructural por un estudio seguro y confiable, se trata de orientarse en los tres primeros modos de vibración, el primer modo debe indicar traslación en una dirección llevándose por lo menos el 90% de masa participativa, el segundo modo debe ser traslación en sentido ortogonal a la anterior igual con al menos 90% de masa participativa, el tercero y más importante es tener como máximo 10% en la torsión para el eje perpendicular a los ejes anteriores, todo esto es un estudio empírico según (Ing. Cueva G., 2016).

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.753628	0.872	1.469E-11	5.649E-17	0.872	1.469E-11	5.649E-17	1.617E-12	0.05	6.003E-07	1.617E-12	0.05	6.003E-07
MODAL	Mode	2	0.621739	2.929E-11	0.444	2.304E-08	0.872	0.444	2.304E-08	0.048	2.064E-12	3.937E-10	0.048	0.05	6.007E-07
MODAL	Mode	3	0.601574	7.379E-06	1.841E-09	1.108E-15	0.872	0.444	2.304E-08	1.987E-10	7.576E-07	0.096	0.048	0.05	0.096
MODAL	Mode	4	0.39897	8.904E-06	7.096E-14	5.164E-12	0.872	0.444	2.305E-08	6.806E-11	4.572E-05	0.507	0.048	0.05	0.603
MODAL	Mode	5	0.327969	3.767E-05	1.932E-15	1.497E-11	0.872	0.444	2.306E-08	3.66E-11	5.335E-07	5.231E-05	0.048	0.05	0.603
MODAL	Mode	6	0.30083	2.518E-12	0.005868	0.0004041	0.872	0.45	0.0004041	0.199	1.988E-11	7.29E-11	0.247	0.05	0.603
MODAL	Mode	7	0.29168	6.349E-13	0.126	3.84E-05	0.872	0.576	0.0004425	0.005718	1.262E-12	7.177E-12	0.253	0.05	0.603
MODAL	Mode	8	0.257046	0.018	1.206E-10	7.189E-12	0.89	0.576	0.0004425	0.044E-11	0.07	9.592E-06	0.253	0.12	0.603
MODAL	Mode	9	0.256064	9.547E-10	0.002757	0.0001486	0.89	0.579	0.0005911	0.002785	3.432E-09	1.473E-11	0.256	0.12	0.603
MODAL	Mode	10	0.183298	0.046	1.555E-12	7.912E-14	0.936	0.579	0.0005911	1.604E-12	0.023	3.739E-06	0.256	0.143	0.603
MODAL	Mode	11	0.164484	7.568E-13	0.076	5.576E-06	0.936	0.654	0.0005967	0.0001486	2.515E-11	2.066E-13	0.256	0.143	0.603
MODAL	Mode	12	0.122975	0.015	2.329E-09	1.859E-12	0.952	0.654	0.0005967	6.043E-11	0.002894	0.0002545	0.256	0.146	0.604
MODAL	Mode	13	0.112847	4.249E-10	0.198	2.144E-05	0.952	0.853	0.0006181	0.0001745	2.52E-12	2.696E-13	0.256	0.146	0.604
MODAL	Mode	14	0.077403	4.091E-10	0.118	5.6E-05	0.952	0.971	0.0006741	0.002254	1.432E-10	1.232E-11	0.258	0.146	0.604
MODAL	Mode	15	0.057406	0.026	4.505E-10	9.836E-12	0.978	0.971	0.0006741	2.423E-11	0.0009714	0.0004269	0.258	0.147	0.604

Figura 5.13 Participación modal de masa
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Dentro de la Figura 5.13, se puede observar que en el primer modo se llega al 87% para la dirección “x”, luego para el segundo modo se llega al 44% en la dirección “y” y en el tercer modo se cumple que existe torsión del 9,6% que es menor al 10%. Sin importar que las participaciones modales en los dos primeros modos no se alcance lo esperado, se cumple con el porcentaje de torsión.

Se debe considerar los modos de vibración para los cuales se llegue a acumular al menos el 90% de la masa participativa para ambas traslaciones, se lo logra eliminando períodos de vibración innecesarios que solo ocupan espacio, la solución está en trabajar con vectores Ritz desde la configuración del software como lo indica en la Figura 5.14.

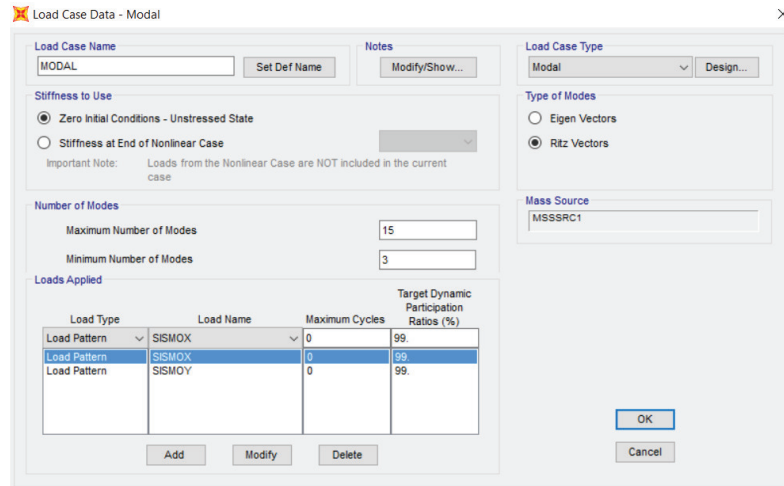


Figura 5.14 Configuración de vectores Ritz
(Fuente: SAP2000, V18.01)

De tal manera que se obtiene la participación modal de masa de más del 90% tanto en la dirección “x” como en la dirección “y”, en el catorceavo modo de vibración como lo indica la Figura 5.13.

5.2.5 REVISIÓN DE DERIVAS

Para revisar la deriva en la dirección “x” se simula a “sismo_x” y se revisa en la cumbre a que punto corresponde el desplazamiento máximo. La deriva no debe superar el valor de 0,02 para estructuras metálicas (NEC_Peligro Sísmico, 2014).

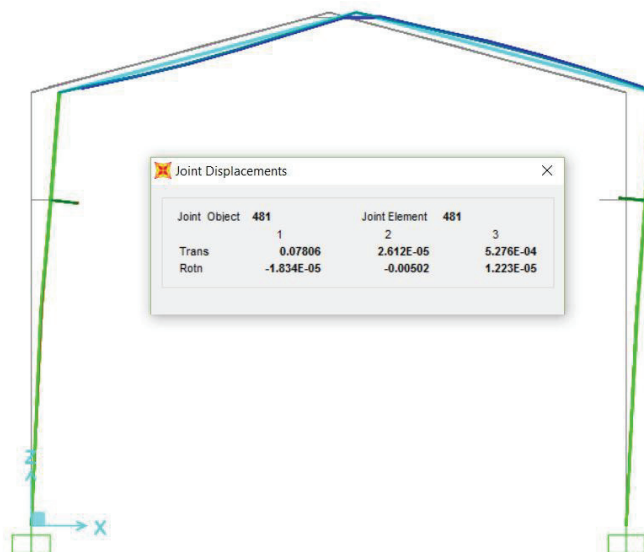


Figura 5.15 Desplazamiento debido a sismo_x
(Fuente: SAP2000, V18.01)

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E \quad (\text{Ec. 5-1})$$

Donde:

Δ_M = Deriva de piso máxima (0,02)

R = Factor de reducción.

Δ_E = Deriva inelástica.

$$\Delta_E = \frac{\text{Desplazamiento}}{\text{Altura}} = \frac{0,07806}{14,2} = 0,005 \quad (\text{Ec. 5-2})$$

$$\Delta_M = 0,75 * 3 * 0,005 \quad (\text{Ec. 5-3})$$

$$\Delta_M = 0,012 < 0,02$$

Para revisar la deriva en la dirección “y” se simula a “sismo_y” y se revisa en la cumbrera a que punto corresponde el desplazamiento máximo. Se verifica de manera exacta que en la deriva “x”, tomando en cuenta el desplazamiento en “y”.

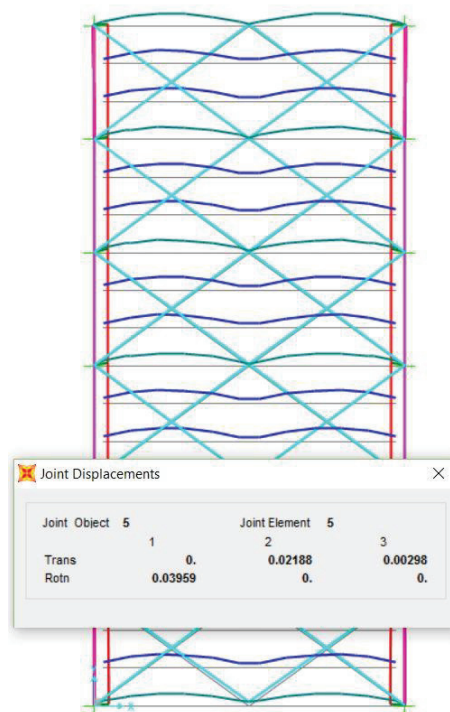


Figura 5.16 Desplazamiento máximo debido a sismo_y
(Fuente: SAP2000, V18.01)

$$\Delta_E = \frac{\text{Desplazamiento}}{\text{Altura}} = \frac{0,02188}{14,2} = 0,0015 \quad (\text{Ec. 5-4})$$

$$\Delta_M = 0,75 * 3 * 0,0015 \quad (\text{Ec. 5-5})$$

$$\Delta_M = 0,0035 < 0,02$$

5.2.6 REVISIÓN DEL RADIO DEMANDA CAPACIDAD

5.2.6.1 Demanda capacidad para las correas

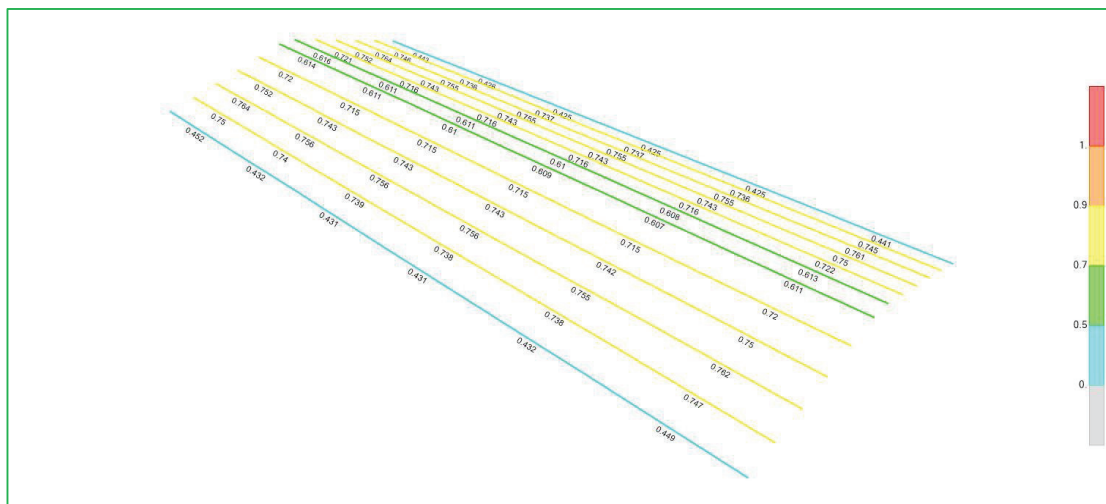


Figura 5.17 Radio demanda capacidad para las correas
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.2.6.2 Demanda capacidad para los elementos laminados en caliente

Según la Figura 5.18, los elementos más propensos a fallar son los separadores con valores que oscilan entre el 90 y 80% de demanda capacidad, mientras que los elementos principales como columnas y vigas principales no sobrepasan el 70%. Los arriostramientos laterales se ven esforzados al 90% porque soportan las cargas inerciales de movimiento del puente grúa y efectos laterales de sismo. Las vigas de amarre en la parte superior reciben carga debida al sismo en la dirección "y" pero no llegan a fallar, lo que quiere decir que la sección transversal es adecuada. Los arriostramientos de techo no se sobre esfuerzan por que solo están destinados a trabajar a tracción, la compresión es restringida como se aprecia en la Figura 5.19.

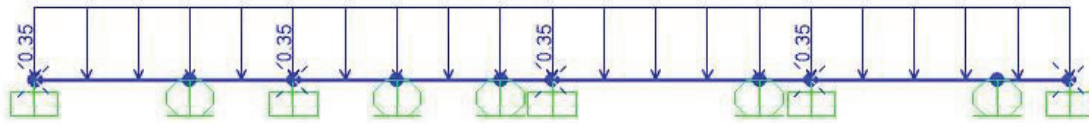


Figura 5.20 Carga distribuida debida a la locomotora a vapor N°17
(Fuente: SAP2000, V18.01)

Reacción máxima de la rueda.

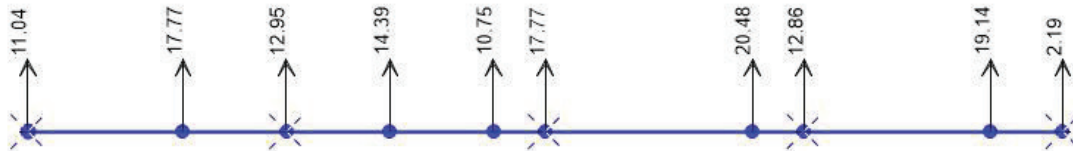


Figura 5.21 Reacción máxima de la rueda
(Fuente: SAP2000, V18.01)

En base a la reacción máxima de la rueda, se encuentran los efectos laterales, verticales y de tracción asumidos en secciones anteriores.

$$\text{Reacción M}^\text{áx. Rueda} = 1\,440 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right], (20,48 [\text{kips}])$$

$$F_v = 10\% \text{Reacción Max. Rueda}$$

$$F_l = 20\% \text{Reacción Max. Rueda.}$$

$$F_h = 10\% \text{Reacción Max. Rueda.}$$

Donde:

F_v = Fuerza de impacto vertical.

F_l = Fuerza de impacto lateral.

F_h = Fuerza de tracción.

Se asigna el perfil IPE 180.

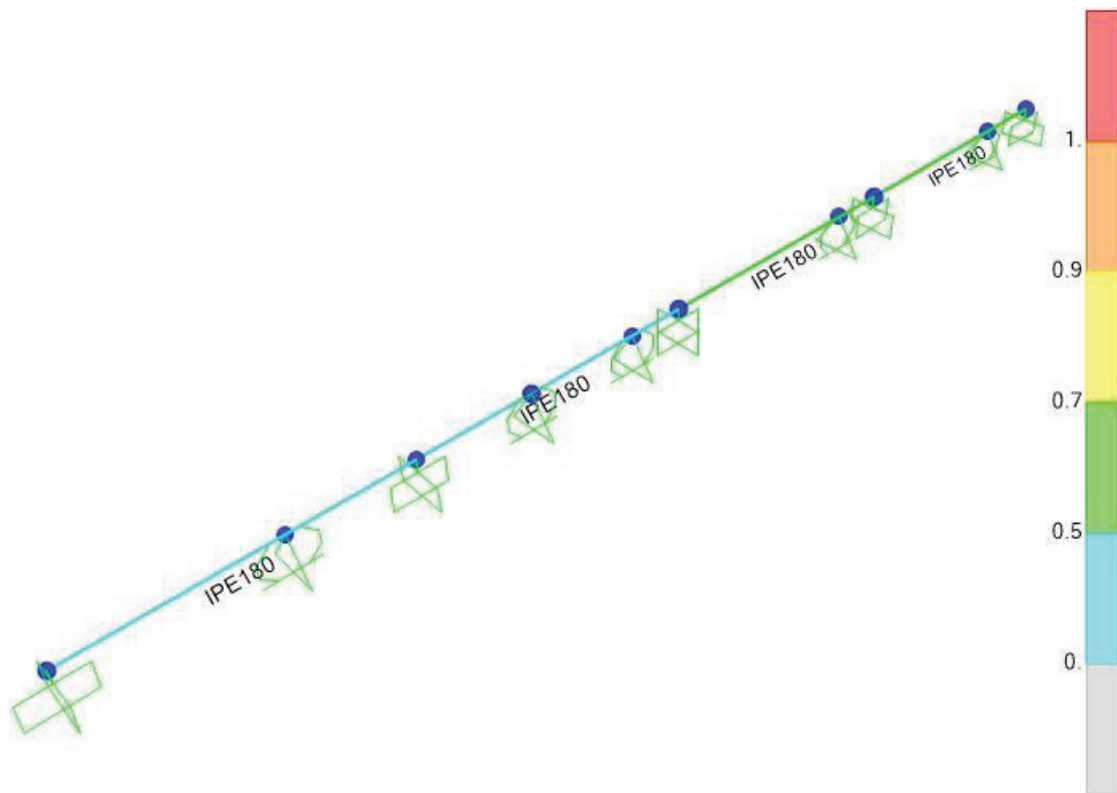


Figura 5.24 Radio demanda capacidad para la viga fosa
(Fuente: SAP2000, V18.01)

5.4 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE FOSA

Extendiendo los puntos empotrados como columnas y arriostrando a las mismas, se obtiene el modelo final. Cada columna presenta una restricción a la rotación, para simular el efecto del concreto que cubre hasta el primer nivel. Las columnas apropiadas resultan HEB 140.

En la Figura 5.25 se puede apreciar los resultados finales para la estructura de la fosa en función de la relación demanda capacidad de los elementos principales.

Nota: El análisis fue realizado para 10[m] de longitud de fosa, tomar en cuenta previa a la construcción y completar con tantos tramos sean necesarios.

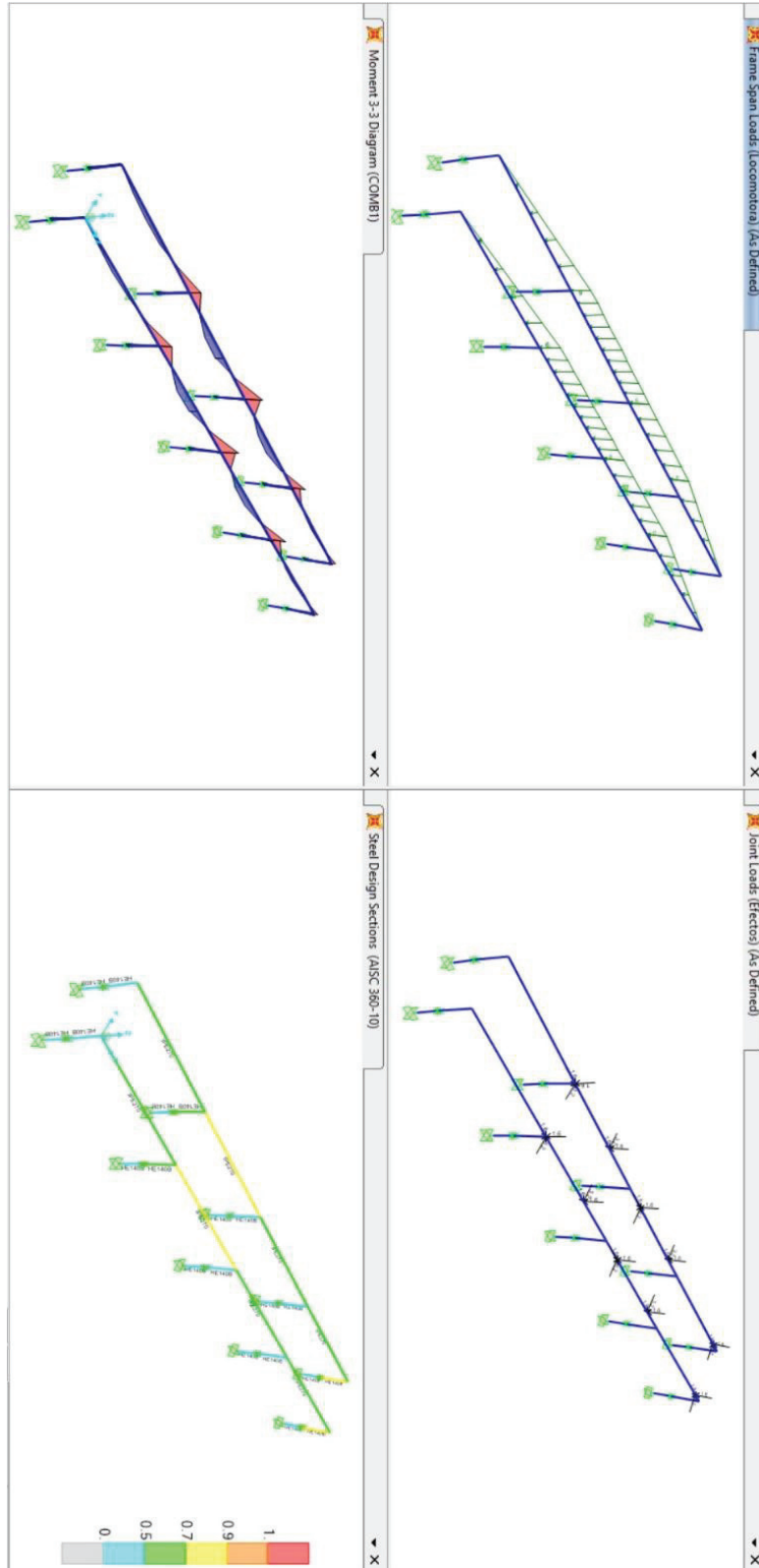


Figura 5.25 Demanda capacidad para la estructura de la fosa
(Fuente: SAP2000, V18.01)

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE COSTOS

6.1 COSTO DE DISEÑO

El costo de diseño para galpones industriales va directamente proporcional al área o espacio de la nave industrial, recomienda el costo sea de dos a tres dólares por metro cuadrado (Masabanda M., 2016)

6.2 COSTO DE KILOGRAMO INSTALADO

Existen muchas variables para determinar el costo de una estructura, pero básicamente se pueden resumir en el costo de mano de obra, misma que incluye gastos de material de trabajo, electrodos, discos de corte, energía, y entre otros. Otra variable principal es el costo que puede ser cercado para el acero.

Tabla 6.1 Costo de columnas por kilogramo de acero.

EAS01 kg Acero en columnas.						
Acero A 36 en columnas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente con uniones soldadas.						
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial	
1 Materiales						
mt07ala000a	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales.	1.050	1.02	1.07	
mt27pfi010	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.050	6.24	0.31	
Subtotal materiales:					1.38	
2 Equipo y maquinaria						
mq08sol020	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.015	2.90	0.04	
Subtotal equipo y maquinaria:					0.04	
3 Mano de obra						
mo047	h	Montador de estructura metálica.	0.022	4.39	0.10	
mo094	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.022	2.77	0.06	
Subtotal mano de obra:					0.16	
4 Herramienta menor						
	%	Herramienta menor	2.000	1.58	0.03	
Coste de mantenimiento decenal: \$ 0,05 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3+4):		1.61	

(Fuente: CYPE Ingenieros S.A, 2016)

En las Tablas 6.2, 6.3 y 6.4 se presenta el costo detallado que invierte para instalación de correas, de vigas y el costo aproximado por metro cuadrado para la cuantía de acero invertido en el proyecto, misma que permitirá obtener el valor de la estructura de manera directa.

Tabla 6.2 Costo en correas por kilogramo de acero.

EAT03 kg Acero en correas metálicas.							
Acero A 36 en correas metálicas, con piezas simples de perfiles conformados en frío de las series C o Z, galvanizado y colocado en obra con tornillos.							
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial		
1		Materiales					
mt07ali000b	kg	Acero A 36, en perfiles conformados en frío, según ASTM A 36, para correa formada por pieza simple, acabado galvanizado, incluso parte proporcional de accesorios, tornillería y elementos de anclaje.	1.000	1.51	1.51		
					Subtotal materiales:		1.51
2		Mano de obra					
mo047	h	Montador de estructura metálica.	0.033	4.39	0.14		
mo094	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.033	2.77	0.09		
					Subtotal mano de obra:		0.23
3		Herramienta menor					
	%	Herramienta menor	2.000	1.74	0.03		
Coste de mantenimiento decenal: \$ 0,09 en los primeros 10 años.			Costos directos		1.77		
					(1+2+3):		

(Fuente: CYPE Ingenieros S.A, 2016)

Tabla 6.3 Costo en vigas por kilogramo de acero

EAV01 kg Acero en vigas.							
Acero A 36 en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM con uniones soldadas.							
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial		
1		Materiales					
mt07ala000a	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales.	1.050	1.02	1.07		
mt27pfi010	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.050	6.24	0.31		
					Subtotal materiales:		1.38
2		Equipo y maquinaria					
mq08sol020	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.015	2.90	0.04		
					Subtotal equipo y maquinaria:		0.04
3		Mano de obra					
mo047	h	Montador de estructura metálica.	0.022	4.39	0.10		
mo094	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.022	2.77	0.06		
					Subtotal mano de obra:		0.16
4		Herramienta menor					
	%	Herramienta menor	2.000	1.58	0.03		
Coste de mantenimiento decenal: \$ 0,05 en los primeros 10 años.			Costos directos		1.61		
					(1+2+3+4):		

(Fuente: CYPE Ingenieros S.A, 2016)

Tabla 6.4 Costo de cubierta metálica por metro cuadrado.

QTA01 m ² Cubierta inclinada de lámina perfilada de acero.					
Cubierta inclinada de lámina perfilada de acero galvanizado, de 0,6 mm de espesor, con una pendiente mayor del 10%.					
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
1 Materiales					
mt13ccg010a	m ²	Lámina perfilada de acero galvanizado, espesor 0,6 mm.	1.100	8.07	8.88
mt13ccg030d	Ud	Tornillo autorroscante de 6,5x70 mm de acero inoxidable, con arandela.	3.000	0.65	1.95
				Subtotal materiales:	10.83
2 Mano de obra					
mo051	h	Montador de fachadas y cubiertas de paneles metálicos.	0.167	4.32	0.72
mo098	h	Ayudante montador de fachadas y cubiertas de paneles metálicos.	0.167	2.64	0.44
				Subtotal mano de obra:	1.16
3 Herramienta menor					
	%	Herramienta menor	2.000	11.99	0.24
Coste de mantenimiento decenal: \$ 3,55 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3):		12.23

(Fuente: CYPE Ingenieros S.A, 2016)

Tabla 6.5 Costo de estructura metálica por metro cuadrado.

EAM01 m ² Estructura metálica realizada con pórticos.					
Estructura metálica realizada con pórticos de acero laminado A 36, con una cuantía de acero de 101 kg/m ² , 15 < L < 20 m, separación de 6 m entre pórticos.					
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
1 Materiales					
mt07ala000e	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, pórticos de naves, para aplicaciones estructurales.	101.000	2.06	208.06
mt27pfi010	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.312	6.24	1.95
				Subtotal materiales:	210.01
2 Equipo y maquinaria					
mq08sol010	h	Equipo de oxiacetileno, con acetileno como combustible y oxígeno como comburente.	0.010	6.89	0.07
mq08sol020	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.015	2.90	0.04
mq07pie010c	Ud	Alquiler diario de cesta elevadora de brazo articulado de 16 m de altura máxima de trabajo, incluso mantenimiento y seguro de responsabilidad civil.	0.010	112.64	1.13
mq07gte010a	h	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 12 t y 20 m de altura máxima de trabajo.	0.010	45.76	0.46
				Subtotal equipo y maquinaria:	1.70
3 Mano de obra					
mo047	h	Montador de estructura metálica.	0.457	4.39	2.01
mo094	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0.457	2.77	1.27
				Subtotal mano de obra:	3.28
4 Herramienta menor					
	%	Herramienta menor	2.000	214.99	4.30
Coste de mantenimiento decenal: \$ 2,28 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3+4):		219.29

(Fuente: CYPE Ingenieros S.A, 2016)

6.3 COSTO DE PERNOS Y SOLDADURA

Se puede estimar el costo de pernos y tornillería como el 10% del peso de la estructura total (Masabanda M., 2016).

6.4 RESUMEN DE COSTOS

6.4.1 COSTOS DE ELEMENTOS PRINCIPALES

Tabla 6.6 Costo de elementos principales.

DESCRIPCIÓN	Peso [kg]	Costo [\$/kg]	Costo [\$/m ²]	COSTO [\$]
Colum.HEB360	27 350	1,61		44 033,5
Colum.HEB140	1 078	1,61		1 735,58
VigalPE180	1 354	1,61		2 179,94
VigalPE140	929	1,61		1 495,69
VigalPE160	1 374	1,61		2 212,14
VigalPE400	671	1,61		1 080,31
Viga Carril	8 421	1,61		13 557,81
Correas	4 683	1,77		8 288,91
Techo	612 m ²		12,33	7 546
			TOTAL	82 130,00

(Fuente: Propia, 2016)

El costo presentado no incluye costos de planchas y perfiles angulares y de tornillería, la Tabla 6.6 se presenta para dar una idea del costo de los elementos.

6.4.2 COSTO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

La cuantía de acero, permite establecer que cantidad total de acero interviene un área determinada, para el caso del proyecto se tiene.

$$C_{acero} = \frac{\text{Peso Total}}{\text{Área Total}} = \frac{60000[kg]}{36 * 16,5 m^2} = 101 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6-1})$$

Tabla 6.7 Costo total de la estructura metálica

	[\$/m ²]	[m ²]	Módulos	Costo [\$]
Costo de Diseño/módulo	2,5	594	3	4 455
Costo de Estructura/módulo	219,29	594	3	390 774,78
		SUBTOTAL		395 229,78
Costo Imprevistos 15%				59 284,47
		TOTAL		454 514,25

(Fuente: Propia, 2016)

6.4.3 COSTO ESTRUCTURA METÁLICA CON PUENTE GRÚA**Tabla 6.8** Costo total conjunto

COSTO ESTRUCTURA METÁLICA	454 514,25 [\$]
COSTO PUENTE GRÚA	63 731,00 [\$]
TOTAL CONJUNTO	518 245,25 [\$]

(Fuente: Propia, 2016)

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

El diseño de la nave industrial se ha concluido con éxito, a pesar de las adversidades encontradas como irregularidades en planta se obtuvo la geometría dividida en módulos del cual se extrajo las conexiones y los planos de construcción respectivos.

La diferencia de dimensiones obtenidas entre el prediseño y el diseño final de los perfiles, placas y pernos discreparon porque en el prediseño se basó con valores que no son totalmente reales en comparación a los valores finales obtenidos por un software.

No fue coherente diseñar la sección de la viga carrilera por cálculos manuales ya que el espesor del alma y de los patines no fueron los ideales para el efecto lateral torsional, a lo que se vio la necesidad de interactuar dentro del programa SAP2000 para encontrar dicho perfil.

Los perfiles provenientes desde las perfiladoras ya están diseñados de tal manera que elementos como; patines y alas no resultan esbeltos, las ecuaciones de esbeltez para patines y almas aplica para secciones que no existen en el mercado y se requieran armar.

Los elementos restantes que no fueron considerados como principales se diseñaron dentro del programa SAP2000, porque se necesitan reacciones y fuerzas reales provenientes del modelo tridimensional, mismos que permiten la estabilidad de la estructura ante fenómenos no incluidos anteriormente como un sismo.

El análisis mediante vectores Ritz dentro del análisis modal permitieron eliminar modos de vibración innecesarios que no aportan lógicamente al comportamiento real de la Nave Industrial, logrando así alcanzar la participación modal de al menos el 90% de la estructura en el catorceavo modo de vibración.

El sistema de arriostramiento tanto lateral como de techo estabilizó de gran manera a la estructura evitando que se genere torsión en planta. Cuando la torsión no se logra controlar con arriostramientos, es importante tomar en cuenta la rigidez de las

secciones, ya que las mismas ayudan no solo a soportar cargas sino también permiten estabilizar de mejor manera a la estructura.

Cuando se excede en el arriostramiento de la estructura ésta se vuelve rígida impidiendo que disipe energía y las secciones trabajan en el rango plástico.

La función de las vigas de amarre es hacer que la masa participe en cierta dirección frente a cargas laterales y la estructura tenga un comportamiento uniforme. El arriostramiento lateral incrementa notablemente la participación de masa en la dirección "x" mientras que para la dirección "y", restringe dicha traslación, siendo un problema cuando se quiere obtener participación modal considerable en el eje "y".

El prediseño no es completamente confiable, por usar metodologías antiguas y porque no consideran las situaciones exteriores reales a las que los elementos están sometidos, aspectos que pueden ser simulados usando paquetes computacionales acorde al tema.

Las conexiones han sido seleccionadas de acuerdo al tipo de cargas que reciben desde los miembros continuos, a la facilidad de construcción y montaje, es por eso que las vigas de amarre están conectadas a las columnas con conexiones de cortante, ya que no reciben cargas exteriores directamente y no se forman momentos, el problema al que se ven expuestas es a pandeo debido a su propio peso. Por otro lado, las conexiones en el cumbrero y las esquinas del pórtico se conectaron con placas a momentos.

Cuando se considera la masa del puente grúa para efectos de sismo, ésta consideración afecta en los desplazamientos tanto en "x" como en "y" pero dichas variaciones se muestran insignificantes y el control de derivas de piso se mantiene dentro de lo establecido por la norma.

Las animaciones para el comportamiento modal se muestran bastante reales y lógicas. Cabe recalcar que la estructura debe recibir mayor energía para que se muestre más allá del período de vibración fundamental como sucedería en un caso de sismo severo.

Los efectos de cargas inerciales, de impacto lateral y de tracción del puente grúa obligaron a arriostrar con secciones tubulares y a colocar secciones IPE como vigas de amarre ya que éstas cargas afectan mucho más que las cargas viva y muerta asumidas desde un inicio.

7.2 RECOMENDACIONES

Separar a la estructura en módulos, garantizando un módulo de aspecto regular y no tener problemas al momento de estabilizarla con el sistema de arriostramiento o vigas de amarre.

Arriostrar el techo por completo con ejes macizos redondos, no utilizar varilla corrugada porque éstas no tienen buena soldabilidad y además el maquinado de la rosca no es adecuado.

Colocar secciones angulares transversales a las correas para que eviten pandeo excesivo de las mismas y de ser el caso fallen primero los perfiles o las correas, evitando que colapsen elementos principales como las vigas.

Comenzar arriostrando con secciones redondas macizas que trabajen únicamente a tracción, si no es suficiente para estabilizar la estructura, se recomienda colocar secciones angulares o perfiles tubulares que pueden trabajar tanto en tracción como en compresión.

Evitar tiempos innecesarios calculando o pre diseñando elementos que perfectamente pueden ser simulados y diseñados con un sin número de softwares, lo que se recomienda es tener muy claro los conceptos básicos de diseño estructural así como conceptos y criterios de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI_318. (29 de Agosto de 2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. U.S.A.
- AGUIRRE A., C. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero*. Santiago de Chile.
- AISC. (Marzo de 2010). *Steel Construccion Manual, 14 th*. U.S.A.
- AISC_GUIDE_01. (2006). American Institute of Steel Construction Inc. *Base Plate and Anchor Rod Design, 2da*.
- AISC_GUIDE_07. (Marzo de 2005). American Institute od Steel Construction. *Industrial Buildings, Roofs and anchor rods., 2da Edición*. U.S.A.
- ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Loads Design for Buildings and other Structures*.
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. (2007). *Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural Acciones en la Edificación*. Madrid.
- CRESPO O., R. (1933). *Historia del Ferrocarril del Sur*. Quito: Imprenta Nacional.
- CYPE Ingenieros S.A. (01 de Septiembre de 2016). *Generador de Precios Ecuador*.
Obtenido de Generador de Precios Ecuador:
<http://www.ecuador.generadordeprecios.info>
- DIPAC_MANTA. (2012). Catálogo de Acero. *DIPAC Productos de Acero*.
- DUANE K., M. (2003). *Fillet welds thar are "too long"*. Cleveland.
- F.E.E.P. (2012). *Manual de Inducción para Ferrocarriles del Ecuador Empresa Pública*.
- F.E.E.P. (2014). *Rehabilitación del tren de Alfaro*.
- GARCÍA, I. G. (2008). *El Ferrocarril más difícil del Mundo*. Quito.
- GUEVARA DE LA TORRE, E., CRIOLLO , E., VALENCIA, L., GALLEGOS, B., & MENA , F. (2009). *Revista Informativa de la Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos*. Quito.

- I.G. (2016). *Instituto Geofísico*. Obtenido de Instituto Geofísico: <http://www.igepn.edu.ec/un-dia-como-hoy>
- INECYC. (2009). *Instituto Ecuatoriano del Cemento y del Concreto; Control de Calidad en el Hormigón*. Quito.
- Ing. CUEVA, G. (Abril de 2016). Diseño de Estructuras de acero. (A. Cuichán , Entrevistador)
- KUBIMIL. (2012). Kubiec. *Catálogo Kubiteja*.
- MASABANDA, M. (26 de Julio de 2016). Diseño de galpones industriales. (A. Cuichán , Entrevistador)
- McCORMAC, J. C., & CSERNAK, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5ta ed.). México: Alfaomega.
- MURRAY, T. (28 de Octubre de 2011). *Conexiones Edificios de Acero*. Virginia.
- NEC_CARGAS NO SÍSMICAS. (15 de Diciembre de 2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas No Sísmicas, SE CG*. Quito.
- NEC_PELÍGRO SÍSMICO. (15 de Diciembre de 2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Pelígro Sísmico, SE_DS*. Quito.
- RAILFASTENERS. (2016). *Railfasteners*. Obtenido de Railfasteners: <http://railfasteners.com/1-1-rail-sleeper-screw.html>
- RED FERROVIARIA DE BARCELONA. (10 de Octubre de 2009). Obtenido de <http://redferrovariabcn.blogspot.com/2009/10/el-ancho-de-via-1.html>
- REV. VISTAZO. (2015). Caída de granizo sorprendió a lo Quiteños. *Revista Vistazo*.
- RODRÍGUEZ S., A. (2012). *Diseño de Estructuras Metálicas con AISC-LRFD 2010* (Catorceava ed.). Chiclayo, Perú.
- RUBIO D., F. (2012). *Comportamiento de los Suelos de Quito para la primera línea del Metro de Quito*. Quito.
- SALMON G, C., & JHONSON, J. E. (1996). *Steel Structures: Design and Behavior*. New York: HarperCollinsCollegePublishers.

- SECRETARÍA DE GESTIÓN DE RIESGOS. (2015). *Plan de Contingencia ante una posible erupción del Volcán Cotopaxi*. Quito.
- SEGUI, W. T. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD* (2da ed.). México: Internacional Thomson Editores.
- TECHNOLOGY, D. S. (2016). *ALIBABA*. Obtenido de ALIBABA: https://www.alibaba.com/product-detail/50kg-mining-train-railroad-heavy-steel_520408523.html
- TRENCORDOBES. (2010). *Trencordobes*. Obtenido de Trencordobes: <http://www.trencordobes.com.ar/?cat=24>
- VALADEZ , O. R. (2012). Miembros en compresión. *El acero Hoy*.
- VALADEZ , O., & ROSARIO , C. (2012). Miembros en Flexión. *El Acero Hoy*.
- VALADEZ, O., & ROSARIO , C. (2012). Miembros en Tensión. *El Acero Hoy*.
- VINNACOTA, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD* (1era ed.). México: McGraw-Hill.