

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

TRABAJO DE DISERTACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

“OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE LONGITUD DE PANDEO PARA PUENTES

TIPO MEDIA CERCHA”

AUTOR:

CHRISTIAN RENÁN MAGGI BRITO

QUITO, JULIO 2018

DIRECTOR:

ING. OSCAR PATRICIO JARAMILLO DE LEÓN

DEDICATORIA

A Dios por darme salud y vida.

*A mis papás Renán y Blenda, por brindarme su amor incondicional,
por su extenuante trabajo y entrega para hacer de mí una persona de bien
y por su infinita preocupación para que no me falte nada.*

A mi hermano Javier, por ser mi mejor amigo y mi modelo para seguir.

*A mis abuelos Graciela, Enrique, Carmen y Carlos
por siempre estar pendientes de mí y por el amor dado.*

*A todos mis familiares, amigos y compañeros
con los que he compartido los mejores momentos
que siempre llevaré en mi corazón.*

*A todos los profesores y maestros
que me han enseñado a lo largo de mi vida.*

*A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador
por la excelsa educación que imparte
y ser el punto de partida para alcanzar mis sueños profesionales.*

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	1
CAPÍTULO I:	2
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	2
1.1 INTRODUCCIÓN.....	2
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II	5
CONCEPTOS GENERALES	5
2.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	5
Esfuerzo.....	5
Tracción.....	5
Compresión.....	6
Corte.....	6
Torsión.....	6
Flexión	6
Deformación Unitaria.....	6
2.1.1 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	6

Límite de proporcionalidad	7
Módulo de elasticidad E.....	7
Módulo de Resiliencia.....	7
Relación de Poisson	7
Límite elástico.....	7
Punto de fluencia.....	8
Esfuerzo de fluencia.....	8
Esfuerzo último	8
Tenacidad	8
Fatiga.....	8
Ductilidad.....	8
2.2. ACERO	8
2.2.1 DEFINICIÓN.....	8
2.2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	9
2.2.3 ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO.	10
2.2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO.....	13
2.3 PANDEO.	15
2.3.1 GENERALIDADES.	15
2.3.2 HISTORIA.	15

2.3.3 COMPORTAMIENTO.....	17
2.3.5 PANDEO DE EULER.....	19
2.3.6 LONGITUD EFECTIVA.....	23
CAPÍTULO III.....	24
PUENTES TIPO PONY Y MÉTODOS DE ANÁLISIS DEL CORDÓN SUPERIOR.....	24
3.1 DEFINICIÓN.....	24
3.2 PANDEO DEL CORDÓN SUPERIOR DE UNA CERCHA.....	25
3.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DEL CORDÓN SUPERIOR DE UNA CERCHA....	26
3.2.1.1 Análisis según Engesser.....	26
3.2.1.2 Análisis Según Bleich.....	27
3.2.1.3 Análisis según Holt.....	29
3.2.1.4 Análisis según Timoshenko.....	30
3.2.1.5 Análisis por Lutz-Fisher.....	32
3.2.2 RIGIDEZ DE LOS SOPORTES LATERALES.....	33
3.2.3 DISEÑO DE UNA CERCHA TIPO PONY SEGÚN AASHTO.....	34
CAPÍTULO IV.....	35
OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE LONGITUD DE PANDEO POR DIFERENTES MÉTODOS TEÓRICOS.....	35
4.1. RIGIDEZ LATERAL.....	35
4.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	36

4.3 EJEMPLO DE CÁLCULOS PARA LA CARGA CRÍTICA DE PANDEO.	36
4.3.1 CÁLCULOS POR ENGESSER.....	37
4.3.2 CÁLCULOS POR BLEICH	38
4.3.3 CÁLCULOS POR TIMOSHENKO	39
4.3.4 CÁLCULOS POR LUTZ-FISHER.....	40
4.3.5 CÁLCULOS POR HOLT.	42
4.4 RESUMEN DE RESULTADOS	43
CAPÍTULO V	44
MODELACIÓN EN ANSYS	44
5.1. SISTEMAS EN ANSYS WORKBENCH.	46
5.2. ANALYSIS SYSTEMS.....	47
5.2.1 STATIC STRUCTURAL.....	47
5.2.1.1 Engineering Data.....	47
5.2.1.2. Geometry.....	48
5.2.1.3. Model.	51
5.3 OPTIMIZACIÓN DE SECCIONES.....	61
5.3.1 OPTIMIZACIÓN DE MATERIALES.	65
CAPÍTULO VI.....	68
DISEÑO DEL PUENTE SUBESTACIÓN CATARAMA.....	68
6.1 NORMAS Y ESTÁNDARES.....	68

6.2 INFORMACIÓN GENERAL.....	69
6.3 SOFTWARE UTILIZADO.....	69
6.4 COMBINACIONES DE CARGA.....	70
6.5 DISEÑO DEL TABLERO DEL PUENTE (ANEXOS).....	70
6.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEL PUENTE.....	70
6.6.1 MODELO ESTRUCTURAL.....	70
6.6.2 SOBRECARGA VEHICULAR.....	71
6.6.3 PESO DE LAS SUPERFICIES DE RODAMIENTO DW.....	73
6.6.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	74
6.6.5 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.....	76
Cálculo de Esbeltez.....	76
Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).....	77
Determinación compacto - no compacto.....	78
Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).....	79
Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).	79
6.7 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE CON COEFICIENTE DE LONGITUD EFECTIVA K OBTENIDO DE ANSYS.....	80
6.7.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	80

6.7.2 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.	82
Cálculo de Esbeltez.	82
Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).	83
Determinación compacto - no compacto.	83
Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).	84
Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).	85
6.8 DISEÑO CON SECCIONES OPTIMIZADAS.	85
6.8.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	86
6.8.2 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.	88
Cálculo de Esbeltez.	88
Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).	89
Determinación compacto - no compacto.	90
Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).	90
Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).	91
CAPÍTULO VII	92

RESULTADOS Y CONCLUSIONES	92
7.1 RESUMEN DE RESULTADOS.	92
7.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	92
ANEXOS.	95
Anexo 1. Tabla B4. 1a AISC 360-10.....	95
Anexo 2. Tabla B4. 1b AISC 360-10.....	96
Anexo 3. Diseño del tablero del puente.	97
BIBLIOGRAFÍA	107

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1	Zwolle Railroad Bridge, Países Bajos.
Fig. 2.1	Grafica esfuerzo-deformación.
Fig. 2.2	Diagrama esfuerzo-deformación de un acero dulce con bajo contenido de carbón
Fig. 2.3	Curvas características de esfuerzo-deformación
Fig. 2.4	Diagrama esfuerzo-deformación de un acero frágil
Fig. 2.5	Leonard Euler.
Fig. 2.6.	Camino de equilibrio para una columna ideal cargada axialmente.
Fig. 2.7	Camino de equilibrio para columnas con desviación ideal.
Fig. 2.8.	Columna ideal de Euler.
Fig. 2.9	Representación del desplazamiento $y(x)$ de la columna.
Fig. 2.10	Valores aproximados del coeficiente de longitud efectiva K .
Fig. 3.1	Puente Wells Street, Chicago.
Fig. 3.2	Formas de pandeo de una barra comprimida sobre soportes elásticos.
Fig. 3.3	Cordón a compresión con extremos elásticos.
Fig. 3.4	Valores para Φ .
Fig. 3.5	Valores para C/P y n .
Fig. 3.6	Distribución axial variable.
Fig. 3.7	Vista frontal puente pony.
Fig. 4.1	Resultados de carga axial en Robot.
Fig. 5.1	Ventana de Toolbox.
Fig. 5.2	Analysis Systems.
Fig. 5.3	Component Systems.
Fig. 5.4	Custom Systems.
Fig. 5.5	Project Schematic
Fig. 5.6	Ventana de Engineering Data
Fig. 5.7	Geometría de la cercha.
Fig. 5.8	Detalles de punto.

Fig. 5.9	Detalles de línea.
Fig. 5.10	Dimensionamiento de viga I.
Fig. 5.11	Vista de Tree Outline.
Fig. 5.12	Geometría en Mechanical.
Fig. 5.13	Estructura sin WDOF
Fig. 5.14	Estructura con WDOF
Fig. 5.15	Vista de Comandos.
Fig. 5.16	Resultados de carga axial en Robot.
Fig. 5.17	Configuración de Análisis.
Fig. 5.18	Análisis Estructural.
Fig. 5.19	Cargas a compresión en cordón superior.
Fig. 5.20	Detalle de fuerzas
Fig. 5.21	Detalle de fuerza 0.574, punto de aplicación, gráfico y datos tabulares.
Fig. 5.22	Deformación Total.
Fig. 5.23	Fuerza Axial.
Fig. 5.24	Esfuerzo equivalente.
Fig. 5.25	Diagrama Esfuerzo-Deformación.
Fig. 5.26	Pandeo.
Fig. 5.27	Radios de Utilidad.
Fig.5.28	Geometría de la nueva cercha.
Fig. 5.29	Radios de utilidad en secciones nuevas.
Fig. 5.31	Fuerza Axial.
Fig. 5.32	Deformación Total.
Fig. 6.1	Vista transversal del tablero.
Fig. 6.2	Secciones del puente.
Fig. 6.3	Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA
Fig. 6.4	Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA
Fig. 6.5	Vista en planta - Carga tipo HL-93

Fig. 6.6	Vista en planta - Carga tipo HL-93
Fig. 6.7	Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA
Fig. 6.8	Peso de las superficies de rodamiento
Fig. 6.9	Tensión o compresión máxima del análisis
Fig. 6.10	Eficiencias (Utility Ratios)
Fig. 6.11	Resultados de ROBOT para el elemento más cargado.
Fig. 6.12	Eficiencias (Utility Ratios)
Fig. 6.13	Geometría en ANSYS.
Fig. 6.14	Eficiencias (Utility Ratios)

RESUMEN

El presente trabajo de disertación tiene como objetivo principal la obtención del coeficiente k de longitud efectiva para un puente tipo Pony. El problema fundamental gira en torno a la falta de arriostramiento lateral que existe en este tipo de estructuras, que produce pandeo en el cordón superior de la cercha, razón por la cual es considerado la parte más débil del puente.

En el Capítulo II se realiza un repaso de conceptos generales para facilitar al lector la comprensión y recordar temas relevantes al trabajo. El Capítulo III profundiza en las estructuras Pony y en los métodos de análisis encontrados en la literatura. En el Capítulo IV se encuentra la solución paso a paso de los métodos teóricos expuestos. El Capítulo V basa su contenido en la modelación en el programa ANSYS WORKBENCH; aquí encontraremos los procedimientos de modelación y resultados del análisis de pandeo, además de la optimización de materiales.

El Capítulo VI abarca el diseño de la estructura del puente en ROBOT y el rediseño con los resultados de análisis de pandeo y con las secciones optimizadas. Finalmente, el Capítulo VII contiene el resumen de los resultados y las conclusiones obtenidas del trabajo.

CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN.

La estabilidad lateral de miembros de acero a compresión ha sido de gran interés durante mucho tiempo; columnas bajo carga axial de compresión, las alas de vigas de acero y el cordón superior de una cercha pony son algunos de los elementos de estudio. En los puentes pony, los elementos verticales y diagonales de los paneles, y la rigidez del cordón superior proveen de soporte elástico al cordón superior para soportar las fuerzas axiales de compresión. La capacidad de estas estructuras se da principalmente por la fluencia de miembros a tensión y por el pandeo de los miembros a compresión, siendo el cordón superior considerado como la parte más débil de la estructura debido a la falta de arriostramiento lateral.

Los puentes tipo Pony, a pesar de que ya no se construyen tanto como en el pasado, han servido como prototipo para el desarrollo de teorías y procedimientos de diseño para casos actuales; fueron unos de los más utilizados por su economía y facilidad de construcción. Debido al incremento en el peso de los vehículos después de la Segunda Guerra Mundial, la capacidad de estos puentes se puso en duda y muchos de ellos fueron reemplazados o puestos fuera de servicio. Actualmente todavía se encuentran en uso sobre todo en Inglaterra y Norte América; se especula que estos puentes poseen una capacidad inherente que excede los valores calculados por teorías estructurales (Csagoly & Bakht, 1969).

A finales del siglo diecinueve la falla de varios puentes pony centró la atención en el problema del pandeo del cordón superior. Engesser (1885,1893), fue el primero en presentar una fórmula aproximada para la rigidez lateral necesaria, C_{req} , de los soportes elásticos; él asumió un elástico uniforme equivalente en su análisis.



Fig. 1.1 *Zwolle Railroad Bridge, Países Bajos (structurae.net, 2012)*

Bleich (1952) realizó grandes aportes al desarrollo del tema; Hu (1952), estudió el problema usando el método de la energía, considerando cargas axiales variables, sección del cordón variable, y rigidez de elásticos. Holt (1951, 1952, 1956, 1957), presentó un método para determinar la carga crítica de pandeo casi exacta que incluye los efectos secundarios que rigen el comportamiento de un puente pony. De igual manera, Lee y Clough (1958), así como otros autores, estudiaron la estabilidad de estos puentes (Galambos, 1998).

El objetivo de este documento es revisar la teoría disponible para el estudio del comportamiento de los puentes pony y de sus elementos, además de comprobar y comparar resultados con análisis reales obtenidos de programas de modelación.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 OBJETIVO GENERAL.

- Obtener los coeficientes de longitudes de pandeo para un puente tipo pony de 25m. de largo usando el programa ANSYS WORKBENCH.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Realizar una investigación de la información disponible con relación a la estabilidad del cordón superior de las estructuras tipo pony.
- Comparar los resultados obtenidos en ANSYS con los diferentes métodos teóricos expuestos.
- Determinar las técnicas aplicables para la obtención de la carga crítica del cordón superior de una cercha.
- Optimizar las secciones del puente y exponer las mejoras económicas y técnicas del puente.
- Diseñar la estructura de acero del puente de 25m. de largo en ROBOT.

CAPÍTULO II

CONCEPTOS GENERALES

2.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.

La resistencia de los materiales se encarga del estudio de las relaciones entre las cargas aplicadas a cuerpos elásticos y sus deformaciones y esfuerzos, siendo importante en el diseño de las estructuras si se requiere que los materiales tengan la resistencia necesaria y proporciones adecuadas.

Es necesario conocer la magnitud, dirección, sentido y punto de aplicación de las fuerzas para determinar las deformaciones y esfuerzos de los cuerpos bajo consideración, dichas fuerzas pueden provenir de transmisión mecánica, fluidos o gases bajo presión, gravedad o por la aceleración o impacto de cuerpos en movimiento.

Otros factores por tomar en cuenta son el tipo de carga que se aplica (estática, impacto, dinámica, etc.) y el medio ambiente en el cual se encuentra el elemento (temperatura, corrosión, líquidos, radiación, etc.) (Huyett, 2000).

Esfuerzo

El esfuerzo se define como una fuerza por unidad de área de sección transversal. Es una abstracción o cantidad derivada que no puede ser medida directamente; se puede medir la fuerza y calcular el área de las secciones transversales.

Tracción.

Se presenta cuando a un cuerpo se aplican fuerzas de igual dirección, pero de sentido contrario y convergentes que estiran el cuerpo.

Compresión.

Sucede cuando a un cuerpo se le aplican dos cargas de igual dirección y sentido contrario y convergentes que comprimen el cuerpo.

Corte

Es la que se opone a un movimiento de torsión o de desplazamiento de una parte del cuerpo hacia otra. Se produce sometiendo al cuerpo a dos cargas de direcciones paralelas y sentido contrario.

Torsión.

Se produce cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal del elemento.

Flexión

Deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El esfuerzo que provoca la flexión se denomina momento flector. Los momentos flectores son causados por la aplicación de cargas normales al eje longitudinal del elemento haciendo que el miembro se flexione.

Deformación Unitaria

Cantidad de deformación que sufre un material en relación con su longitud inicial.

2.1.1 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN. (Hibbeler, 2011)

Es la representación gráfica del comportamiento de un material al cual se le aplica una fuerza gradual desde cero hasta que el material falla.

Es una propiedad mecánica del material del que está compuesto, en el eje de las abscisas se encuentra la deformación y en el eje de las ordenadas se encuentra el esfuerzo.

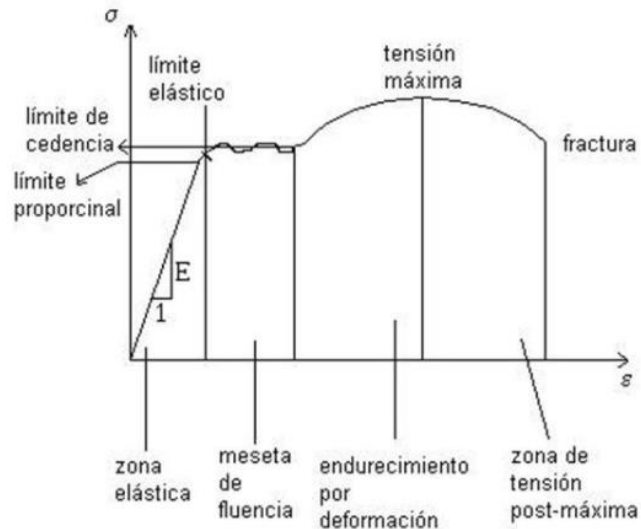


Fig. 2.1 Grafica esfuerzo-deformación (monografias.com, 2010)

Límite de proporcionalidad

Se refiere al punto límite en el diagrama esfuerzo-deformación en donde el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación.

Módulo de elasticidad E

Es la pendiente de la línea recta en la zona elástica; es una medida de la rigidez del material. Mientras mayor sea el módulo de elasticidad, mayor será la rigidez del material.

Módulo de Resiliencia

Es el valor del área bajo la curva en la zona elástica. Representa la cantidad de energía por unidad de volumen que el material absorbe cuando existe una deformación elástica.

Relación de Poisson

Es el cociente de la deformación unitaria longitudinal y la deformación unitaria lateral.

Límite elástico

Es el máximo esfuerzo que un material puede soportar sin presentar deformaciones permanentes, es decir, si se retira la carga actuante, el material vuelve a su estado inicial.

Punto de fluencia

Es el punto mínimo en donde existe un incremento desproporcional en la deformación sin un incremento correspondiente de esfuerzo.

Esfuerzo de fluencia

Es el mínimo esfuerzo que se aplica sobre el material para iniciar su deformación plástica.

Esfuerzo último

Es el máximo esfuerzo obtenido en los ensayos.

Tenacidad

Es la energía por unidad de volumen que un material puede absorber antes de romperse.

Fatiga

Es un tipo de falla que ocurre cuando se somete a varios de ciclos de esfuerzos o esfuerzos que fluctúan sin que se necesariamente se supere el valor de esfuerzo máximo en un ciclo cualquiera. La fatiga se determina sometiendo a un cuerpo a varios ciclos de carga y contando el número de ciclos que resiste hasta el fallo. Se pone a prueba con accesorios propios de la aplicación y debe tomar en cuenta todos los tipos de falla.

Ductilidad

Es una propiedad de los materiales que permite grandes deformaciones plásticas antes de romperse al aplicar una carga. Los materiales que no poseen esta propiedad son materiales frágiles.

2.2. ACERO**2.2.1 DEFINICIÓN.**

El hierro y sus aleaciones fue el primer metal que se usó industrialmente, sin embargo, el uso como material para estructuras no se dio sino hasta hace poco debido al complejo trabajo de fusión

para producir hierro soldable. Gracias al avance de la metalurgia y la soldadura eléctrica, el uso del acero se hizo cada vez más factible. El acero está compuesto generalmente de hierro y carbono al cual se suele adicionar otros elementos para alcanzar ciertas propiedades especiales.

El acero ha sido utilizado para fabricar trenes, camiones, barcos, autos, puentes, aviones; se puede encontrar en casi cualquier producto que usamos en la actualidad (Coruña, 2016).

2.2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL. (McCormac & Csernak, 2012)

El acero como material para estructuras posee las siguientes ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Tiene una alta resistencia mecánica por unidad de peso. Esto se traduce en estructuras más livianas, en secciones resistentes reducidas; es una ventaja principalmente cuando el peso de la estructura es una gran parte de la carga total, por ejemplo, en puentes con grandes vanos, naves industriales, voladizos de cubiertas, estructuras con una pobre condición de cimentación.
- Capacidad de soportar grandes deformaciones sin llegar al fallo, gracias a su ductilidad. En la práctica, es importante ya que es se puede determinar fácilmente si una estructura va a fallar debido a las deformaciones apreciables.
- Facilidad de montaje y transporte.
- Se ejecuta rápidamente en obra, debido a la anulación de tiempos de fraguado, encofrado, armado.
- Facilidad de reforzamiento y ampliaciones.
- Gran valor como material de residuo o chatarra.

- Materiales prefabricados en taller y unidos en obra.
- Su comportamiento es muy cercano a las hipótesis de diseño y tiene un buen comportamiento sísmico.
- El material es homogéneo, sus propiedades no varían en el tiempo y es de fácil control de calidad, haciéndolo un material confiable.
- Alta durabilidad si se realiza un apropiado mantenimiento.
- Absorbe grandes cantidades de energía.

Desventajas:

- Sensibilidad ante la corrosión por exposición al aire y al agua, y necesidad de pintura.
- Sensibilidad al fuego. Las características mecánicas del acero se ven reducidas considerablemente a altas temperaturas.
- Inestabilidad de elementos esbeltos si no se colocan los arriostramientos pertinentes, aumentando su costo debido a acero adicional.
- Las estructuras de acero pueden llegar a fatigarse ante esfuerzos cíclicos mayores a los admitidos.

2.2.3 ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO. (McCormac & Csernak, 2012)

Entender el comportamiento del acero bajo diferentes condiciones de carga, de cambios de temperatura o de su composición química como tal, es de suma importancia para el ingeniero estructural ya que permite un exitoso método de diseño. El diagrama esfuerzo-deformación posee información valiosa como su límite de proporcionalidad, el cual pauta el punto máximo en donde la deformación es proporcional al esfuerzo; el esfuerzo de fluencia, que nos indica el punto en

donde aparecen deformaciones adicionales sin un aumento de esfuerzo, muy útil para determinar si una estructura está a punto de colapsar gracias a las deformaciones apreciables; los rangos elásticos y plásticos, que nos indican el tipo de deformaciones (no permanentes o permanentes respectivamente) que va a sufrir el acero dependiendo el esfuerzo que se aplique, entre otras características.

En la figura 2.2 podemos apreciar una curva esfuerzo-deformación de aceros dúctiles, que varía dependiendo de la velocidad a la cual se aplica la carga, de la temperatura y de tipo de acero. La punta superior de fluencia indica una carga rápida mientras que la punta inferior una carga lenta. En la figura 2.3, se muestran las curvas para diferentes tipos de acero.

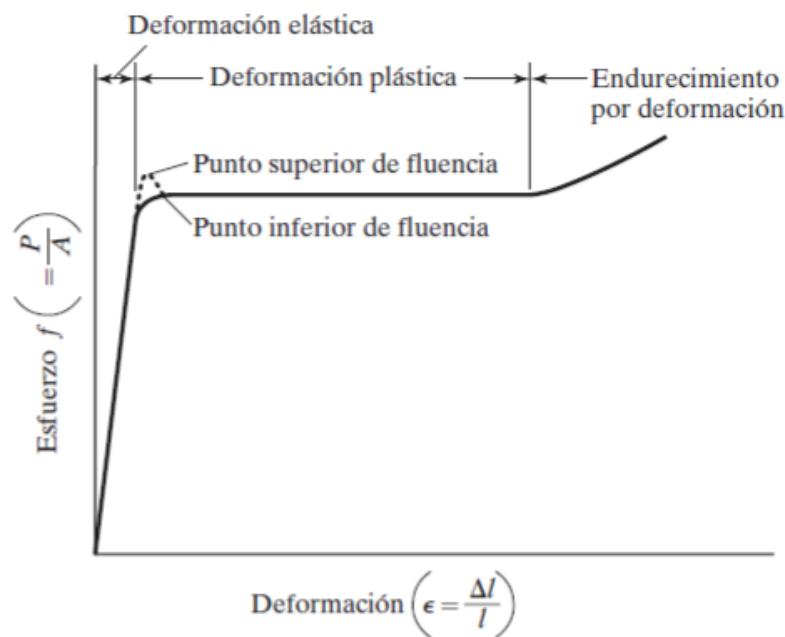


Fig. 2.2 Diagrama esfuerzo-deformación de un acero dulce con bajo contenido de carbón

(McCormack&Csernak, 2012)

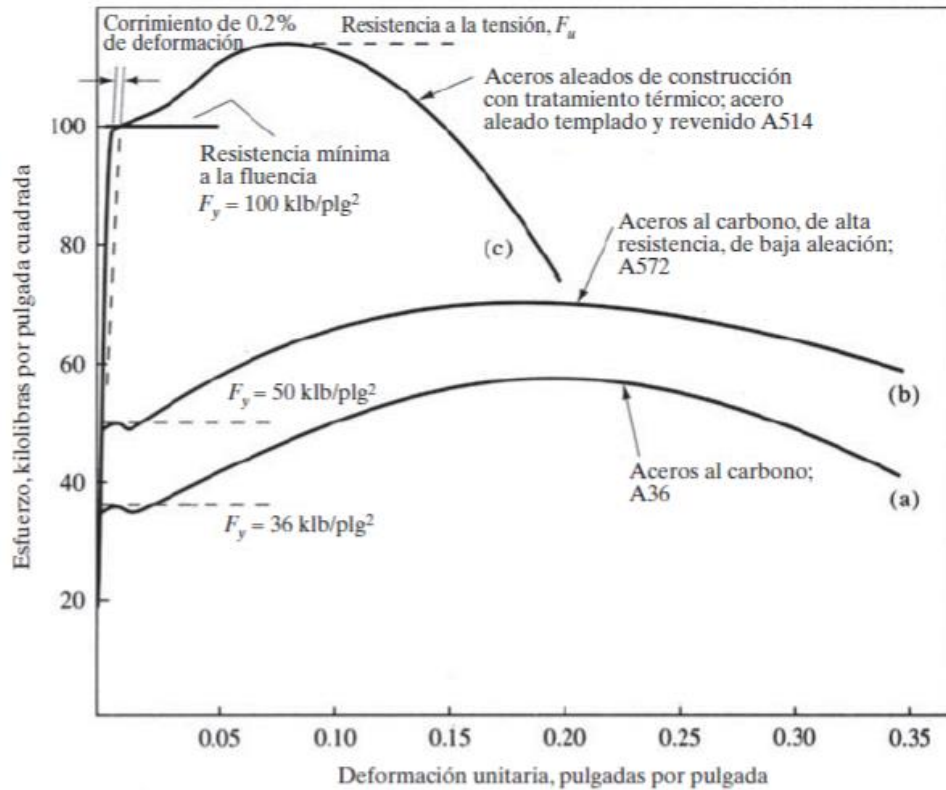


Fig. 2.3 Curvas características de esfuerzo-deformación (McCormack&Csernak, 2012)

Dentro de la composición química del acero, el carbono es el elemento que más influye en la resistencia. Un incremento del 0.01% de carbono produce un incremento de 500 psi en su resistencia a la fluencia, este incremento genera un acero más resistente pero más frágil, por el contrario, una disminución del contenido de carbono generará un acero de menor resistencia, pero más dúctil. El objetivo del diseñador es encontrar un punto medio para el cual el acero es lo suficientemente resistente y dúctil.

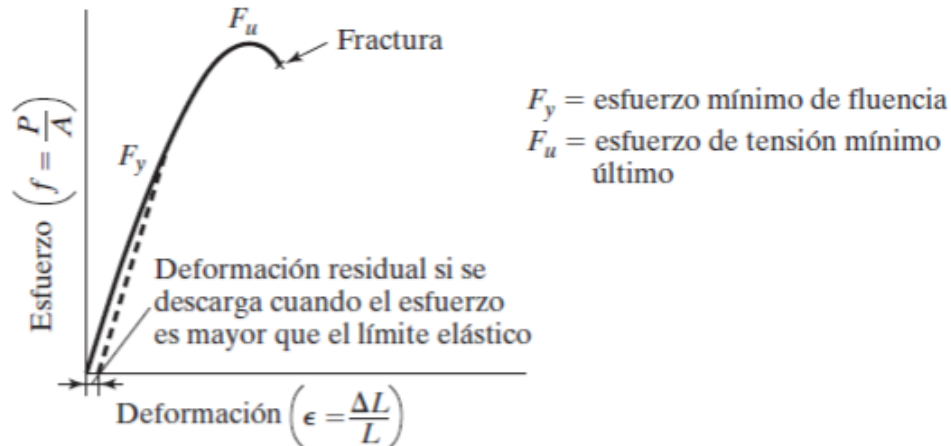


Fig. 2.4 Diagrama *esfuerzo-deformación de un acero frágil* (McCormack&Csernak, 2012)

Una de las principales características de los aceros frágiles es que poseen un rango bastante grande de proporcionalidad, pero no tienen un rango de fluencia bien definido. El problema es que para aplicar muchas de las fórmulas que se presentan en los manuales de diseño, se necesita conocer los valores de fluencia. Para determinar el esfuerzo de fluencia, se escoge una deformación unitaria arbitraria, usualmente del 0,002 y a partir de ese punto, se dibuja una línea paralela a la curva. El punto en donde se corta la línea dibujada paralelamente y la curva de esfuerzo-deformación es el esfuerzo de fluencia F_y .

2.2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO.

Las propiedades de distintos tipos de acero estructural se muestran en las siguientes tablas.
(Chacón, 2016)

Tabla 1. AISC: Laminados en caliente.

Propiedad	ksi	Kg/cm2
E	29000	2043185.9
G	11200	789092.49

Tabla 2. AISC: Laminados en frío.

Propiedad	ksi	Kg/cm2
E	29500	2078413
G	11300	796137

Tabla 3. ASTM A36: Especificación estándar para aceros estructurales al carbono.

Propiedades	ksi	Kg/cm2
Fy	36	2536
Fu	58	4086
Δu	20% en 8PLG	

Tabla 4. ASTM A588: Especificación estándar para aceros de alta resistencia y baja aleación.

Propiedades	ksi	Kg/cm2
Fy	50	3522
Fu	70	4391
Δu	18% en 8PLG	

2.3 PANDEO.

2.3.1 GENERALIDADES.

El pandeo de miembros en compresión en estructuras de acero es uno de los campos con mayor estudio dentro de la Resistencia de Materiales. Hoy en día se continúa haciendo estudios; pese a que se ha realizado grandes avances tras resolver diversas teorías, todavía hace falta exponer muchas de ellas a la práctica y realizar trabajos experimentales. Los problemas que se presentan en las investigaciones tienen dos raíces: por un lado, las características únicas del pandeo en sí, y, por otro lado, el comportamiento singular de las estructuras de acero.

Dentro del análisis de estructuras, es de fundamental interés el equilibrio entre las fuerzas externas aplicadas en un cuerpo, y las fuerzas internas (o deformaciones) en el mismo para conocer qué tan segura es la estructura; sin embargo, el pandeo representa un punto de vista totalmente diferente, el cual es, que con un incremento pequeño en las fuerzas externas, existe un incremento desproporcional dentro de las fuerzas internas, generalmente mucho mayor en relación a la fuerza aplicada, generando de esta manera inestabilidad en la estructura.

Por esta razón, al momento de calificar y cuantificar la capacidad de un miembro sometido a compresión, a pesar de que es un parámetro con un alto grado de importancia dependiendo de las condiciones, no debemos basarnos tanto en evitar que cierto valor de esfuerzo se supere, sino más bien en evitar esta condición de inestabilidad (Bleich, 1952).

2.3.2 HISTORIA.

Desde el inicio del estudio del pandeo hace unos 300 años, se han registrado una gran cantidad de errores y problemas debido a que no se tomó en cuenta que el pandeo es un problema de

estabilidad, los científicos de la época fallaron al tratar de determinar la capacidad de las columnas a través de esfuerzos a flexión bajo una condición de equilibrio estable.

Leonard Euler (1707-1783), matemático y físico suizo, es considerado el pionero del estudio de columnas y su comportamiento.



Fig. 2.5 Leonard Euler (projecteuler.net/, 2015)

Por su parte, Lagrange, años después, alrededor del 1770, presentó varios análisis con mejoras a los trabajos de Euler que ayudarían a confirmar y extender sus conclusiones.

El problema fundamental de Euler por el cual sus fórmulas mostraban discrepancias (motivo por el cual estuvo a punto de abandonar todo su trabajo) fue que ignoraba el hecho de que el límite elástico era excedido antes del pandeo. No fue sino hasta 1845, cuando Lamarle determinó el límite elástico como límite de validez de las fórmulas de Euler; sin embargo, poseía poca certeza sobre el comportamiento de las columnas después del límite elástico y antes de llegar al pandeo. Salmon (citado en Bleich 1952) dijo: “[Lamarle] demostró que, si la columna bajo condiciones ideales llegara a pandear, el material en la fibra donde se produce el mayor esfuerzo inmediatamente sobrepasaría el límite elástico. La carga límite de Euler debe ser vista no solo como la carga correspondiente a la primera deflexión, sino también como la carga de falla del miembro. Además,

si la carga del límite elástico es menor a la carga de Euler, la columna ideal fallara por compresión y no por pandeo. Esta condición determina el valor l/r bajo el cual la fórmula de Euler no es aplicable”.

En el año de 1889, Engesser determinó la validez de la fórmula de Euler en su forma más general; años más tarde, Karman se encargó de realizar trabajos experimentales los cuales demostraron que las suposiciones de Engesser estaban en lo correcto. Los trabajos de Engesser y Karman fueron un éxito ya que encontraron una solución general desde un punto de vista racional.

Finalmente, las teorías de Engesser y Considere, y los experimentos de Karman son piedra fundamental en avances numéricos para la determinación de valores empíricos que conlleven a aplicaciones prácticas (Bleich, 1952).

2.3.3 COMPORTAMIENTO.

El pandeo, pese a no ser un modo de falla relacionado con estados límites de servicio o estados límite de esfuerzos, se caracteriza por la pérdida de equilibrio de un elemento a causa de grandes esfuerzos de compresión. Por lo general, el pandeo se alcanza antes de que se desarrolle la capacidad completa del material.

El pandeo elástico de miembros a compresión se da cuando se logra alcanzar una carga crítica, la cual permite que el elemento se doble. Esta condición desemboca en la desviación del eje del miembro, produciendo de esta manera grandes deformaciones para que finalmente se dé el colapso del miembro.

La carga a la cual el colapso de la estructura se da se llama carga de pandeo y es un criterio de diseño de miembros a compresión.

La característica fundamental del pandeo es que, a pequeños incrementos de fuerza, se producen grandes deformaciones; esta esencia del pandeo es mejor explicada en los caminos de equilibrio de Brush (citado en Matthies, 2012).

Los caminos de equilibrio muestran la relación esfuerzo versus carga aplicada. Cada punto del gráfico representa un estado de equilibrio del elemento bajo condiciones de fuerza. La figura 2.6 representa la gráfica para una columna perfectamente recta (columna ideal teórica), en donde el primer camino no arroja desplazamientos conforme se incrementa la carga, sin embargo, una vez que se alcanza la carga crítica P de Euler, las condiciones siguen el segundo camino que representa el estado de curva de la columna. La carga crítica P es la carga a la cual el elemento conserva el equilibrio antes de llegar a la inestabilidad. Desde luego, ninguna columna es perfectamente recta y su comportamiento se puede entender en la figura 2.7.

Desde un punto de vista real, toda columna presenta una ligera desviación inicial. En este caso, sí existe desplazamientos desde el principio debido a las condiciones iniciales; como se observa en los dos gráficos, los caminos convergen conforme se llega a la carga crítica P de Euler junto con el incremento de desplazamientos (Matthies, 2012).

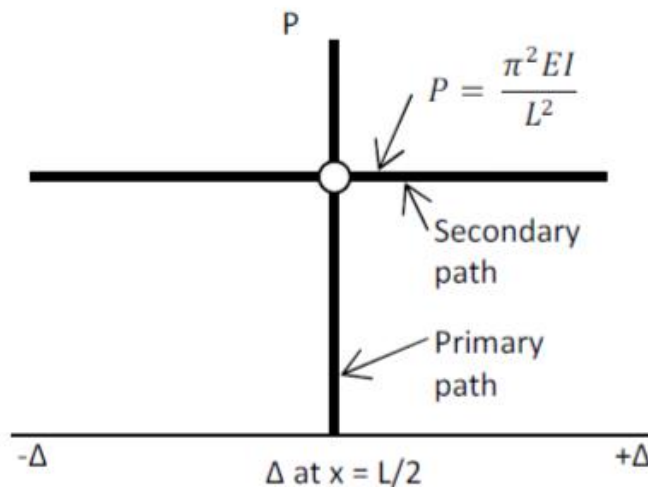


Fig. 2.6. Camino de equilibrio para una columna ideal cargada axialmente (Matthies, 2012)

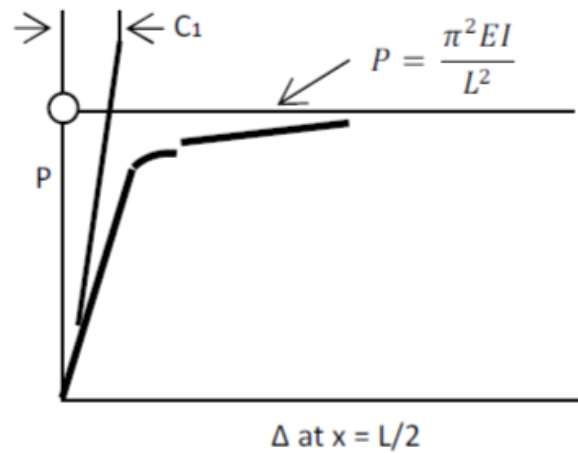


Fig. 2.7 Camino de equilibrio para columnas con desviación ideal (Matthies, 2012)

2.3.5 PANDEO DE EULER.

Consideremos una columna de longitud l con los apoyos como se indica en la fig. 2.8 a la cual se le aplica una carga P axial a compresión bajo las siguientes condiciones:

- El material de la columna es homogéneo y elástico.
- La columna es perfectamente recta.
- La carga no presenta ninguna excentricidad y su punto de acción pasa por el eje de la columna.

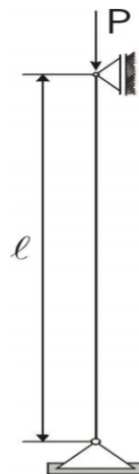


Fig. 2.8. Columna ideal de Euler. (UNNE, 2012)

Para conocer si el elemento es estable, la carga P aplicada es una fuerza horizontal infinitésima, y se supone una condición de equilibrio indiferente.

Para una posición arbitraria de X , la barra presenta un desplazamiento Y , como se indica en la figura 2.9.

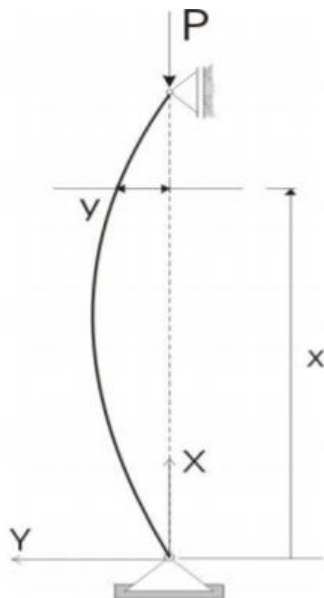


Fig. 2.9 Representación del desplazamiento $y(x)$ de la columna. (UNNE, 2012)

La carga P para la cual pasa el elemento de equilibrio estable a inestable se llama carga crítica de pandeo y se define como la carga máxima interna en compresión que una columna puede soportar antes del pandeo.

La forma de la curvatura se define como $y(x)$, esta curvatura desde la relación momento curvatura y siguiendo el método de la doble integración se describe en la siguiente ecuación (1):

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

Si realizamos un corte en el elemento a una distancia x desde el origen y aplicamos las ecuaciones de equilibrio se obtiene (2):

$$M + P \cdot y(x) = 0$$

Se podría obviar el momento de la ecuación, pero debido a que la deformación es grande el momento se expresa como (3):

$$M = -P \cdot y$$

Reemplazando (3) en (1):

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-Py}{EI}$$

Ordenando se obtiene:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = 0$$

ecuación diferencial ordinaria lineal de segundo orden homogénea

Solución general de la ecuación:

$$y(x) = C_1 \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot x\right) + C_2 \cdot \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot x\right)$$

Para resolver las constantes aplicamos las condiciones de borde:

$$y(0) = 0$$

$$y(L) = 0$$

sustituyendo $y(0)$ se obtiene $C_2 = 0$

sustituyendo $y(L)$ se obtiene:

$$y(L) = C_1 \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot L\right) = 0$$

$$C_1 \neq 0$$

$$\sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot L\right) = 0$$

$$\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot L\right) = n\pi$$

$n = 1, 2, 3 \dots n$ número de modos de pandeo

$$P_{cr} = n^2 \pi^2 \cdot \frac{EI}{L^2}$$

Carga crítica de pandeo

SI reemplazamos la ecuación de radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Y la ecuación de esfuerzo

$$F_e = \frac{P}{A}$$

Se obtiene el esfuerzo de pandeo:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

Esfuerzo de pandeo

El esfuerzo para el cual una columna patea disminuye a mayor longitud de columna. Si la longitud de la columna sobrepasa cierto límite, el esfuerzo de pandeo será igual al esfuerzo proporcional del acero. El pandeo será elástico para dicha longitud en adelante. La fórmula de Euler se limita a columnas largas y esbeltas que tengan un esfuerzo de pandeo menor al esfuerzo en el límite de proporcionalidad (UNNE, 2012).

2.3.6 LONGITUD EFECTIVA.

La longitud efectiva L_e , se define como la longitud entre apoyos en una columna o la longitud entre los puntos de inflexión y es un método de reemplazo de una columna bajo cualquier condición en los extremos por una columna equivalente con extremos articulados. Está en función del coeficiente de longitud efectiva K que depende de la condición de apoyo.

$$L_e = K \cdot L$$

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres 					

Fig. 2.10 Valores aproximados del coeficiente de longitud efectiva K . (Comentario de la Especificación, Apéndice 7- Tabla C-A-7.1, p.16)

Se puede concluir entonces que mientras mayor sea la longitud efectiva de una columna esta será más susceptible al pandeo y tendrá una menor resistencia a la carga (McCormac & Csernak, 2012).

CAPÍTULO III

PUENTES TIPO PONY Y MÉTODOS DE ANÁLISIS DEL CORDÓN SUPERIOR.

3.1 DEFINICIÓN.

Un puente es una estructura en el ámbito de la ingeniería que sirve para superar un obstáculo físico, generalmente ríos, valles u otra vía; permite el paso de personas, vehículos, cargas y maquinaria; requiere de diseño, procesos constructivos y mantenimiento con un alto nivel de calidad, con procedimientos técnicos minuciosos que se traducen en una estructura segura, útil y funcional con la capacidad de soportar las cargas necesarias y los estados límites de servicio. Evidentemente, satisfaciendo de esta manera la necesidad de su construcción (social, técnica y económica).

Un puente tipo media cercha, también conocido como tipo Pony (fig. 3.1), es un puente bajo compuesto de cerchas que permite el tráfico a través de estas, con su parte superior no conectada.



Fig. 3.1 *Puente Wells Street, Chicago. (structurae.net, 2015)*

De manera esencial, la capacidad de estos puentes se da por la fluencia de los miembros a tensión y por el pandeo de los miembros a compresión. Debido a esto y a la falta de arriostramiento lateral, se presenta el problema del pandeo lateral del cordón superior.

El cordón superior es considerado la parte más débil del puente, y su estabilidad lateral depende de su rigidez y de las restricciones que ofrecen los miembros de la cercha. El cordón superior está apoyado por los miembros verticales y diagonales, los cuales forman un marco rígido con las vigas de piso (Lee & Clough, 1958).

3.2 PANDEO DEL CORDÓN SUPERIOR DE UNA CERCHA. (Galambos, 1998)

El cordón superior a compresión de una cercha puede ser analizado como una viga continua sobre soportes elásticos que representan la rigidez de los elementos verticales y diagonales. La forma del pandeo depende de la rigidez de los soportes como se indica a continuación:

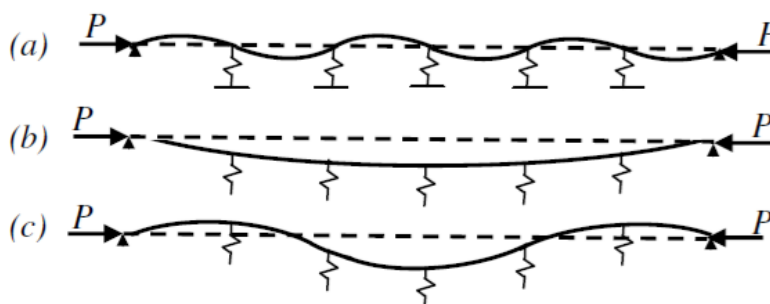


Fig. 3.2 Formas de pandeo de una barra comprimida sobre soportes elásticos. (Matthies, 2012)

- (a) Rigidez en los soportes elásticos grande.
- (b) Rigidez en los soportes elásticos pequeña.
- (c) Rigidez en los soportes elásticos mediana.

3.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DEL CORDÓN SUPERIOR DE UNA CERCHA.

(Galambos, 1998)

3.2.1.1 Análisis según Engesser.

El método de Engesser se puede usar como un método aproximado previo para obtener valores cercanos a los reales al momento de analizar una barra con extremos articulados y con soportes elásticos espaciados en igual medida.

La fórmula de la rigidez necesaria C_{req} de los apoyos elásticos para obtener la carga crítica dado una longitud de pandeo específica se muestra a continuación, asumiendo:

- El eje de la barra es recto.
- El elemento tiene una sección transversal constante.
- Coeficiente de longitud efectiva $K=1.3$
- Extremos articulados y rígidos.
- Los soportes elásticos tienen la misma rigidez y puede ser reemplazado por un medio elástico continuo.
- La carga axial de compresión no varía a lo largo del elemento.

$$C_{req} = \frac{P_{cr}^2(l)}{4EI}$$

Es conveniente usar un factor de seguridad $v=2$ para la carga de diseño.

$$P_{cr} = vP$$

Adicionalmente, una vez que el esfuerzo aplicado supera el límite específico, EI debe ser sustituido por el módulo tangencial $E_t I$; sustituyendo la ecuación de la carga crítica de Euler:

$$C_{req} = \frac{\pi^2 P_{cr}}{4k^2 l} \quad (E1.1)$$

El método de diseño de Engesser se describe en los siguientes pasos:

- Calcular la carga máxima a aplicar en el miembro a compresión.
- Agregar un factor de seguridad igual o mayor a dos para la carga de diseño.
- Calcular la constante elástica C de las restricciones laterales.
- Finalmente, con el valor de k obtenido, determinar la resistencia a compresión según el capítulo E “Diseño de miembros en compresión” del manual AISC 360-10.

3.2.1.2 Análisis Según Bleich (1952).

El análisis de Bleich considera lo siguiente:

- Usa diferenciales finitos para obtener la carga crítica de pandeo.
- Los extremos son articulados.
- Los soportes se encuentran espaciados en igual medida y tienen la misma rigidez.
- El cordón tiene inercia constante.
- La carga axial a compresión es constante y se distribuye en igual cantidad durante todo el elemento.

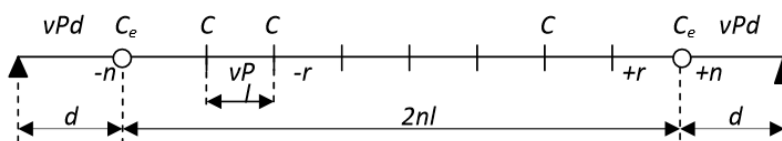


Fig. 3.3 Cordón a compresión con extremos elásticos. (Matthies, 2012)

La solución teórica es la siguiente:

$$C = \frac{2vP}{l} * \frac{\left(1 - \cos \frac{p\pi}{n}\right) a - b}{1 - \frac{b}{1 - \cos \frac{p\pi}{n}}}$$

En donde:

$$vP = P_c$$

$$a = \frac{\phi \phi}{\phi - \sin \phi}$$

$$b = \frac{\phi \phi (1 - \cos \phi)}{\phi - \sin \phi}$$

La rigidez de la barra es

$$\phi = l \sqrt{\frac{P_c}{E_t I}}$$

Sustituyendo la ecuación de Euler se obtiene:

$$\phi = \frac{\pi}{k}$$

Para cerchas con más de 6 paneles:

$$C_{req} = \frac{2P_c}{l} * \frac{\phi(1-\cos\phi)}{(\sqrt{\phi} + \sqrt{\sin\phi})^2} = \frac{2P_c}{l} \phi \quad (E1.2)$$

El valor de Φ se determina mediante la tabla:

1/k	Φ	1/k	Φ	1/k	Φ	1/k	Φ
0.3	0.111	0.5	0.309	0.70	0.614	0.90	1.102
0.32	0.126	0.52	0.335	0.72	0.652	0.91	1.138
0.34	0.142	0.54	0.361	0.74	0.692	0.92	1.177
0.36	0.160	0.56	0.388	0.76	0.734	0.93	1.219
0.38	0.179	0.58	0.417	0.78	0.777	0.94	1.264
0.40	0.198	0.60	0.447	0.80	0.822	0.95	1.316
0.42	0.218	0.62	0.478	0.82	0.870	0.96	1.375
0.44	0.239	0.64	0.510	0.84	0.921	0.97	1.444
0.46	0.261	0.66	0.544	0.86	0.976	0.98	1.530
0.48	0.285	0.68	0.578	0.88	1.036	0.99	1.652
						1.00	2.000

Fig. 3.4 Valores para Φ (Bleich,1952).

Se debe tomar el valor de K que represente el máximo valor de fuerza axial en el centro del elemento, y usar este valor para el diseño del resto de los paneles.

3.2.1.3 Análisis según Holt.

Holt, en los años 50, realizó una serie de experimentos para comparar las cargas reales de pandeo de un miembro a compresión con las ecuaciones de diseño. En su trabajo también incluye factores que no son considerados por otros autores como:

- Rigidez torsional de los elementos y soportes lateral de las diagonales.
- Efecto de los esfuerzos axiales de los miembros del alma en las restricciones que proveen.
- Efecto de cordones no paralelos en cerchas.
- Error al asumir que el cordón y los extremos son un solo miembro recto.

Holt encontró que el error por ignorar los factores mencionados era despreciable, concluyendo que los análisis previos son satisfactorios para la realidad; también determino que el análisis de Bleich es válido para cualquier valor de longitud efectiva, mientras que Timoshenko muestra valores adecuados para k mayor a 2.

La siguiente tabla de Holt (1957) muestra el resumen de sus resultados.

l/k	I/k for Various Values of C/P _c and n						
	n						
	4	6	8	10	12	14	16
1.00	3.686	3.616	3.660	3.714	3.754	3.785	3.809
0.980		3.284	2.944	2.806	2.787	2.771	2.774
0.960		3.000	2.665	2.542	2.456	2.454	2.479
0.950			2.595				
0.940		2.754		2.303	2.252	2.254	2.282
0.920		2.643		2.146	2.094	2.101	2.121
0.900	3.352	2.593	2.263	2.045	1.951	1.968	1.981
0.850		2.460	2.013	1.794	1.709	1.681	1.694
0.800	2.961	2.313	1.889	1.629	1.480	1.456	1.465
0.750		2.147	1.750	1.501	1.344	1.273	1.262
0.700	2.448	1.955	1.595	1.359	1.200	1.111	1.088
0.650		1.739	1.442	1.236	1.087	0.988	0.940
0.600	2.035	1.639	1.338	1.133	0.985	0.878	0.808
0.550		1.517	1.211	1.007	0.860	0.768	0.708
0.500	1.750	1.362	1.047	0.847	0.750	0.668	0.600
0.450		1.158	0.829	0.714	0.624	0.537	0.500
0.400	1.232	0.886	0.627	0.555	0.454	0.428	0.383
0.350		0.530	0.434	0.352	0.323	0.292	0.280
0.300	0.121	0.187	0.249	0.170	0.203	0.183	0.187
0.293	0						
0.259		0					
0.250			0.135	0.107	0.103	0.121	0.112
0.200			0.045	0.068	0.055	0.053	0.070
0.180			0				
0.150				0.017	0.031	0.029	0.025
0.139				0			
0.114					0		
0.100						0.003	0.010
0.097						0	
0.085							0

Fig. 3.5 Valores para C/P y n (Galambos, 1988)

3.2.1.4 Análisis según Timoshenko.

Timoshenko continuó con los trabajos de Engesser para incluir los efectos de las cargas variables a lo largo del cordón superior de una cercha. Supone apoyos articulados y además que la carga a compresión tiene una forma parabólica a lo largo del cordón, siendo la carga máxima en el centro de la viga e igual a cero en los extremos.

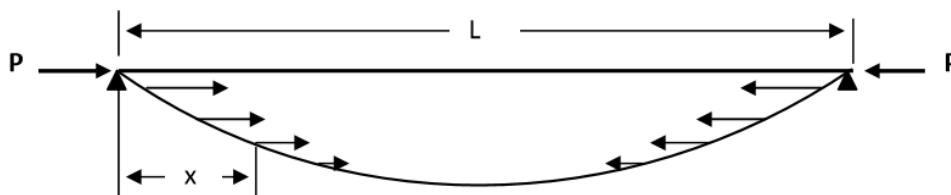


Fig. 3.6 Distribución axial variable (Timoshenko, 1936).

Similar a Engesser, Timoshenko asume un medio elástico equivalente, α , el cual es la relación entre la constante de rigidez lateral C y la longitud l entre paneles:

$$\alpha = \frac{c}{l}$$

la deformación para el cordón se representa por

$$U = \frac{\pi^4 EI}{4l^2} \sum_{n=1}^{n=\infty} n^4 a^2 + \frac{\alpha l}{4} \sum_{n=1}^{n=\infty} a^2$$

En la solución también se establece que, si el puente está cargado uniformemente, las fuerzas a compresión que se transmiten al cordón desde las diagonales son proporcionales a la distancia desde la mitad del puente:

$$q = q_o \left(1 - \frac{2x}{l}\right)$$

En donde x es la distancia desde el soporte izquierdo y q_o es la máxima fuerza axial representada por

$$q_o = \left(\frac{P}{2h}\right)$$

El trabajo externo puede ser calculado dado la información previa:

$$V = -\frac{q_o}{2l} \int_0^l x(l-x) \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx$$

Sustituyendo la relación de energía total potencial, se obtiene:

$$\left(\frac{q_o l}{4}\right)_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Finalmente, ya que los soportes elásticos se toman como si fuera un medio elástico continuo, la ecuación puede ser desarrollada para relacionar la carga de pandeo crítica con el factor de longitud efectiva.

$$\frac{Cl}{P_c} = \frac{\pi^2 L}{32h} \left(\frac{1}{k}\right)^2 \quad (\text{E1.3})$$

3.2.1.5 Análisis por Lutz-Fisher.

Las deformaciones iniciales del cordón a compresión pueden reducir la carga crítica de pandeo determinada por los métodos previos. Estas deformaciones iniciales pueden darse debido a la carga vehicular en las vigas de piso, la cual causa un desplazamiento en el cordón en donde se aplica la carga, creando desplazamientos iniciales laterales en el cordón; el cordón también puede tener ligera desviación y excentricidades por la manufactura. Lutz y Fisher (1985) retomaron este problema en su publicación al Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural. Su trabajo es similar al propuesto por Winter (1960).

Winter (1960) propuso que la rigidez ideal C , necesita arriostrar completamente el miembro a compresión sobre toda su longitud l , igual a $4P_{cr}/l$, en donde la rigidez requerida es usualmente la rigidez ideal $8P_{cr}/l$. Lutz y Fisher usaron la fórmula de Engesser para un cordón perfectamente recto a compresión, y desarrollaron un factor de seguridad que toma en cuenta la rigidez fuera del plano. La ecuación de rigidez de Engesser era

$$C_{req} = 2.5 \frac{P_{cr} l}{Le^2}$$

Para cerchas con una l pequeña con relación a Le , la anterior ecuación provee una solución adecuada. Sin embargo, conforme l incrementa relativamente a Le , la ecuación dará un resultado erróneo. Lutz y Fisher propusieron la siguiente información empírica para determinar la rigidez requerida:

$$C = \left(2.5 + 1.5 \left(\frac{l}{Le} \right)^4 \right) \frac{P_{cr} l}{Le^2} \quad (E1.4)$$

3.2.2 RIGIDEZ DE LOS SOPORTES LATERALES.

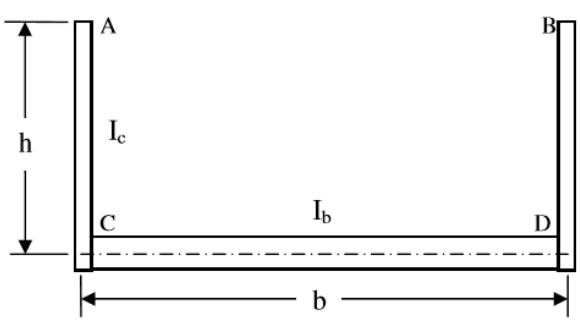


Fig. 3.7 Vista frontal puente pony. (Matthies, 2012)

Para obtener la rigidez que proveen los soportes laterales, ya sean los miembros verticales o diagonales de la cercha, se debe aplicar el método de la energía. Para ello, se calcula la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario lateral. Con la ayuda del trabajo virtual, el desarrollo es el siguiente.

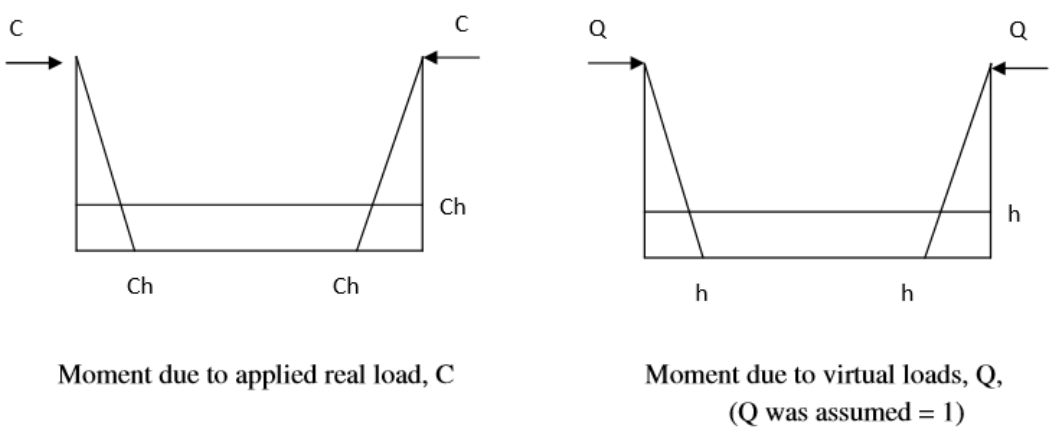


Fig. 3.8 Momentos real y momento por carga virtual. (Matthies, 2012)

$$Q * \Delta = \int \frac{Mm}{EI} dx = \frac{2}{EI_c} \left(\frac{1}{2} Ch * h * \frac{2h}{3} \right) + \frac{1}{EI_b} (Ch * b * h)$$

En donde Q es la carga virtual aplicada in la dirección horizontal en donde el desplazamiento va a ser calculado. Δ es el desplazamiento relativo entre A y B. Para calcular la constante elástica, se debe sustituir el desplazamiento por un valor de dos.

$$1 * 2 = \frac{2 * Ch^3}{3EI_c} + \frac{Ch^2b}{EI_b}$$

Ordenando la ecuación y despejando para C.

$$C = \frac{E}{\left(\frac{h^3}{3I_c} + \frac{h^2b}{2I_b}\right)}$$

Para considerar los efectos de las diagonales sobre la rigidez lateral, la ecuación es:

$$C = \frac{E}{\left(\frac{h^3}{3I_c + 3I_d \left(\frac{h}{L_d}\right)^3} + \frac{h^2b}{2I_b}\right)}$$

Los efectos si los nudos C y D no son rígidos:

$$C = \frac{E}{h^2 \left(\frac{h}{3I_c} + \frac{b}{2I_b} + \frac{E}{k_s}\right)} \quad (E1.5)$$

3.2.3 DISEÑO DE UNA CERCHA TIPO PONY SEGÚN AASHTO.

La sección 6.14.2.9 de la especificación AASHTO hace las siguientes recomendaciones para el diseño de cerchas sin arriostramiento lateral.

“Los miembros verticales y las vigas de piso, así como sus conectores deberán diseñarse para resistir una carga lateral no menor a 0.3 klf aplicada en los puntos de panel del cordón superior de cada cercha, considerada como una carga permanente para la combinación de carga de Fuerza I y factorada acordemente.

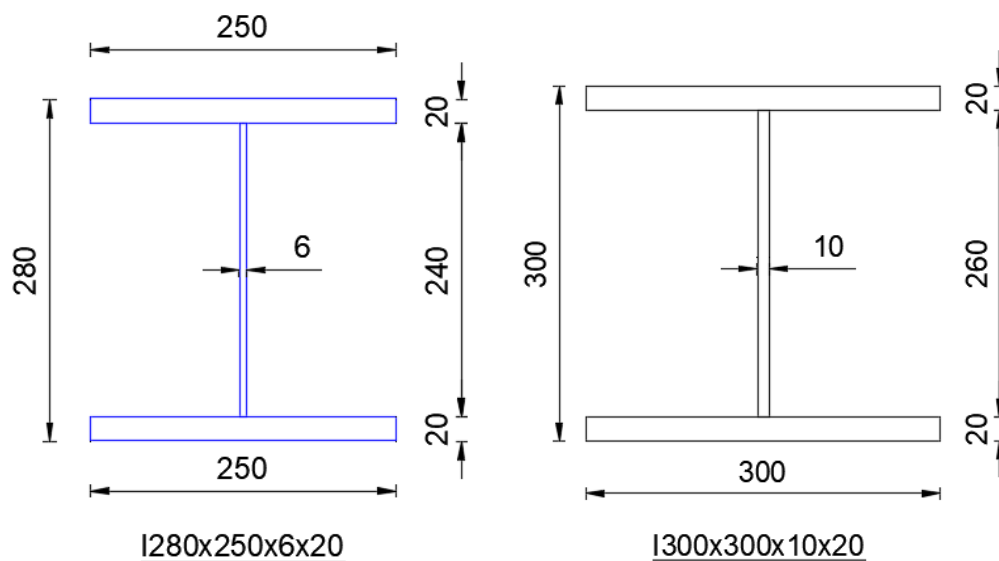
El cordón superior deberá ser considerado como una columna con soportes laterales elásticos en los puntos de panel.”

CAPÍTULO IV

OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE LONGITUD DE PANDEO POR DIFERENTES MÉTODOS TEÓRICOS

4.1. RIGIDEZ LATERAL.

La rigidez que proveen los soportes laterales como los miembros verticales o las diagonales en las cerchas se calcula por el método de la energía expuesto en el capítulo anterior. El puente consta de elementos verticales I280x250x6x20 de 1.5m de alto con una inercia de 0.00017625m⁴, conectados por vigas I300x300x10x20 de 5.64m de longitud y una inercia de 0.00025025m⁴



Physical Properties: 10		Physical Properties: 10	
A	0.01144 m ²	A	0.0146 m ²
I _{xx}	0.00017625 m ⁴	I _{xx}	0.00025025 m ⁴

h=1.65m ; b= 5.3m

Con los datos reemplazamos en la ecuación para calcular la rigidez lateral:

$$C = \frac{E}{\left(\frac{h^3}{3I_c} + \frac{h^2b}{2I_b}\right)} \quad (E1.5)$$

$$C = \frac{2.03890242 \times 10^{11}}{1.65^2 \left(\frac{1.65}{3 * 0.00017625} + \frac{5.3}{2 * 0.00025025} \right)}$$

$$C = 5462504.35 \frac{N}{m} \text{ constante de rigidez lateral.}$$

4.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para poder obtener el valor de k por los métodos vistos, es necesario realizar un análisis estructural para conocer la carga axial a la cual va a estar sometida el elemento.

El resultado del análisis estructural mediante el programa ROBOT muestra que la viga I300x300x10x25 del cordón superior recibe una carga máxima a compresión de 289.85 TON.

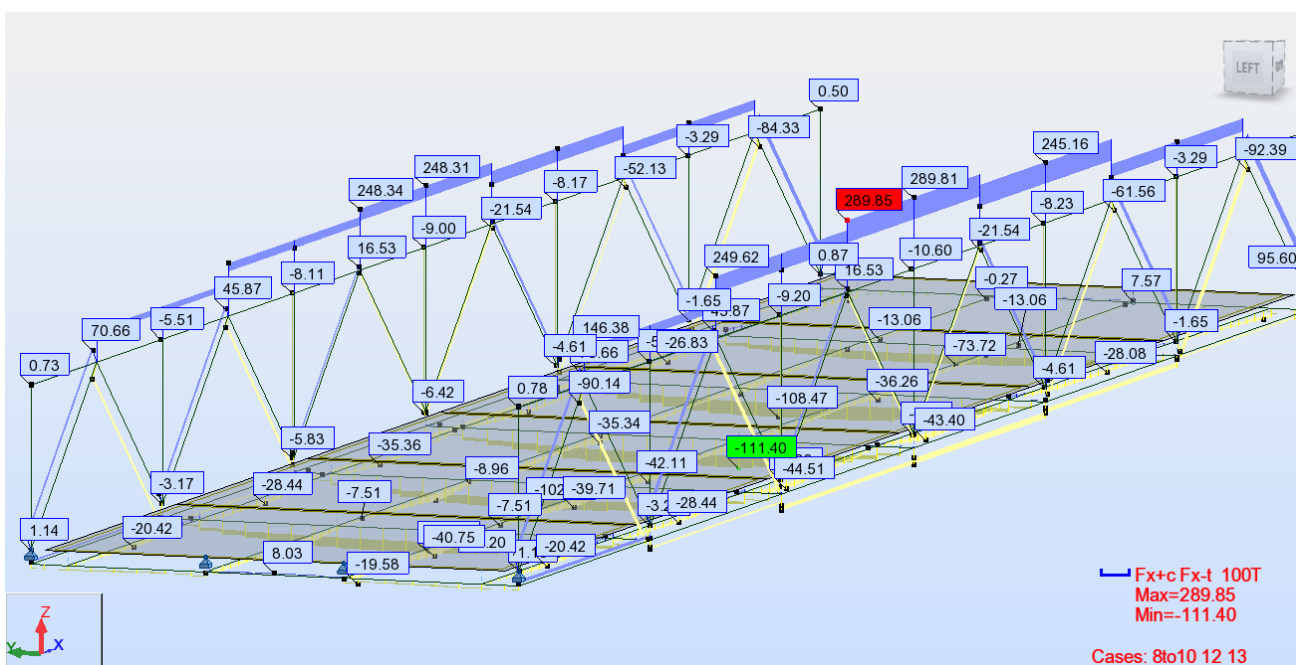


Fig. 4.1 Resultados de carga axial en Robot.

4.3 EJEMPLO DE CÁLCULOS PARA LA CARGA CRÍTICA DE PANDEO.

A continuación, se muestran los resultados del desarrollo de la carga crítica de pandeo de acuerdo con Galambos (1988). Para nuestro modelo el análisis estructural muestra una carga a

compresión de 289.85 TON, a la cual se le debe incluir un factor de seguridad igual a dos según indica la literatura, es decir, $P_{cr} = 2P = 579.7$ TON. La longitud l entre paneles es de 4.064 m y la constante de rigidez previamente calculada es de 5462504.35 N/m. La viga I300x300x10x25 tiene las siguientes propiedades.

Physical Properties: 10	
A	0.0175 m ²
I _{xx}	0.0002974 m ⁴
I _{xy}	0 m ⁴
I _{yy}	0.00011252 m ⁴

El material usado es acero de tipo A 588-50, sus propiedades son:

$$E=2038902.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y=3515.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u= 4921.49 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1 CÁLCULOS POR ENGESSER.

Se despeja k de la ecuación de rigidez lateral C_{req} .

$$C_{req} = \frac{\pi^2 P_{cr}}{4k^2 l} \quad (E1.1)$$

$$5462504.35 = \frac{\pi^2 * 5686857}{4k^2 * 4.064}$$

$$k = 0.8$$

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se calculan los esfuerzos F_e y F_{cr} , y la carga nominal de pandeo P_n .

$F_e =$ tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (E3-4; \text{AISC } 360-10)$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.8 * 4.064}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 40.546$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(40.546)^2} = 12240.53 \frac{kg}{cm^2}$$

F_{cr} = tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{12240.53}}\right) * 3515.35 = 3117.2 \frac{kg}{cm^2}$$

P_n = resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 3117.2 * 175 = 545.5 \text{ TON}$$

ϕP_n = resistencia de diseño en compresión.

$$\phi P_n = 0.9 * 545.5 = 491 \text{ TON}$$

4.3.2 CÁLCULOS POR BLEICH

Se despeja ϕ , de la ecuación de rigidez lateral C_{req} , para obtener el valor de k:

$$C_{req} = \frac{2P_c}{l} \phi \quad (\text{E1.2})$$

$$5462504.35 = \frac{2 * 5686857}{4.064}$$

$$\phi = 1.95$$

$$1/k = 1.0 \text{ (Bleich 1952)}$$

$$k = 1.0$$

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se calculan los esfuerzos F_e y F_{cr} , y la carga nominal de pandeo P_n .

$F_e = \text{tensión de pandeo elástico}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1 * 4.064}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 50.682$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(50.682)^2} = 7833.94 \frac{kg}{cm^2}$$

$F_{cr} = \text{tensión crítica}$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{7833.94}}\right) * 3515.35 = 2913.40 \frac{kg}{cm^2}$$

$P_n = \text{resistencia de compresión nominal.}$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2913.40 * 175 = 510 \text{ TON}$$

$\phi P_n = \text{resistencia de diseño en compresión.}$

$$\phi P_n = 0.9 * 510 = 459 \text{ TON}$$

4.3.3 CÁLCULOS POR TIMOSHENKO

Se despeja k de la ecuación de rigidez lateral C_{req} .

$$\frac{Cl}{P_c} = \frac{\pi^2 L}{32h} \left(\frac{1}{k}\right)^2 \quad (\text{E1.3})$$

$$\frac{5462504.35 * 4.064}{5686857} = \frac{\pi^2 * 24.384}{32 * 1.65} \left(\frac{1}{k}\right)^2$$

$$k = 1.08$$

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se calculan los esfuerzos F_e y F_{cr} , y la carga nominal de pandeo P_n .

$F_e = \text{tensión de pandeo elástico}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1.08 * 4.064}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 54.737$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(54.737)^2} = 6716.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$F_{cr} = \text{tensión crítica}$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{6716.34}}\right) * 3515.35 = 2823.76 \frac{kg}{cm^2}$$

$P_n = \text{resistencia de compresión nominal.}$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2823.76 * 175 = 494 \text{ TON}$$

$\phi P_n = \text{resistencia de diseño en compresión.}$

$$\phi P_n = 0.9 * 494 = 445 \text{ TON}$$

4.3.4 CÁLCULOS POR LUTZ-FISHER.

Se despeja k de la ecuación de rigidez lateral C_{req} .

$$C = \left(2.5 + 1.5 \left(\frac{l}{kl}\right)^4\right) \frac{P_{crl}}{kl^2} \quad (\text{E1.4})$$

$$5462504.35 = \left(2.5 + 1.5 \left(\frac{1}{k} \right)^4 \right) \frac{5686857}{k * 4064}$$

$$k = 1.01$$

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se calculan los esfuerzos F_e y F_{cr} , y la carga nominal de pandeo P_n .

$F_e =$ tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r} \right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1.01 * 4.064}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 51.189$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(51.189)^2} = 7679.68 \frac{kg}{cm^2}$$

$F_{cr} =$ tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{7679.68}} \right) * 3515.35 = 2902.43 \frac{kg}{cm^2}$$

$P_n =$ resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2902.43 * 175 = 508 \text{ TON}$$

$\phi P_n =$ resistencia de diseño en compresión.

$$\phi P_n = 0.9 * 508 = 457 \text{ TON}$$

4.3.5 CÁLCULOS POR HOLT.

Se calcula el radio Cl/P para obtener el valor de k.

$$\frac{Cl}{P} = \frac{5462504.35 * 4.064}{5686857} = 3.9$$

$$1/k = 1.017 \text{ (Galambos, 1988)}$$

$$k = 0.983$$

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se calculan los esfuerzos F_e y F_{cr} , y la carga nominal de pandeo P_n .

$F_e = \text{tensión de pandeo elástico}$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.983 * 4.064}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 49.83$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(49.83)^2} = 8104.29 \frac{kg}{cm^2}$$

$F_{cr} = \text{tensión crítica}$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{8104.29}}\right) * 3515.35 = 2931.71 \frac{kg}{cm^2}$$

$P_n = \text{resistencia de compresión nominal.}$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2931.71 * 175 = 513 \text{ TON}$$

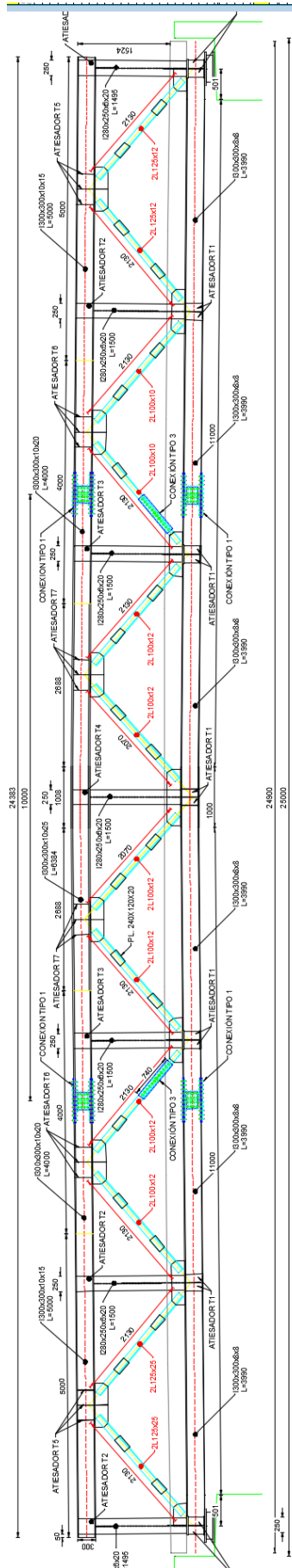
$\phi P_n = \text{resistencia de diseño en compresión.}$

$$\phi P_n = 0.9 * 513 = 462 \text{ TON}$$

4.4 RESUMEN DE RESULTADOS.

Tabla 5. Resumen de resultados de carga crítica de pandeo.

Método	K	$\emptyset P_n$ (ton)	F.S.
Engesser	0.80	491	1.69
Bleich	1.0	459	1.58
Timoshenko	1.08	445	1.53
Lutz-Fisher	1.01	457	1.58
Holt	0.98	462	1.59



SECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE
 ESP: 1:50

!La geometría indicada proporciona una contracción de 16cm

5.1. SISTEMAS EN ANSYS WORKBENCH.

Los sistemas contenidos dentro del programa en la ventana de *Toolbox* son los siguientes:

- **Analysis Systems.** - Sistemas con componentes predeterminados, listos para usar. Por ejemplo, análisis estructural, el cual cuenta con componentes como datos de ingeniería, geometría y modelo.
- **Component Systems.** – Celdas o componentes individuales que representan un proceso dentro de análisis más complejos, por ejemplo, una celda de geometría, la cual puede ser ligada a diferentes análisis.
- **Custom Systems.** – Plantillas predeterminadas para sistemas personalizados, compuestas de varios sistemas de análisis.
- **Design Exploration.** – Permite realizar diversos estudios de exploración de diseño.

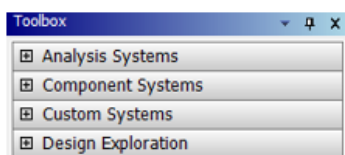


Fig. 5.1 Ventana de Toolbox.

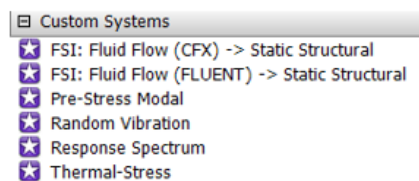


Fig. 5.4 Custom Systems.

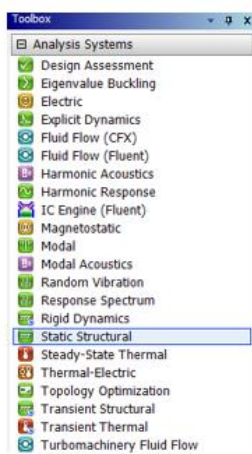


Fig. 5.2 Analysis Systems.

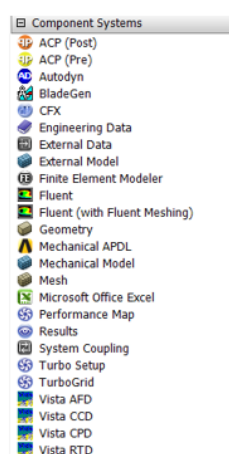


Fig. 5.3 Component Systems.

5.2. ANALYSIS SYSTEMS.

El estudio del pandeo del puente requiere de dos sistemas de análisis: *Static Structural* y *Eigenvalue Buckling* que son arrastrados desde la ventana de *Toolbox* hasta el *Project Schematic* para su uso. Las celdas de *Engineering Data*, *Geometry*, *Model* y *Solution* del sistema *Static Structural* se comparten con el sistema de pandeo.

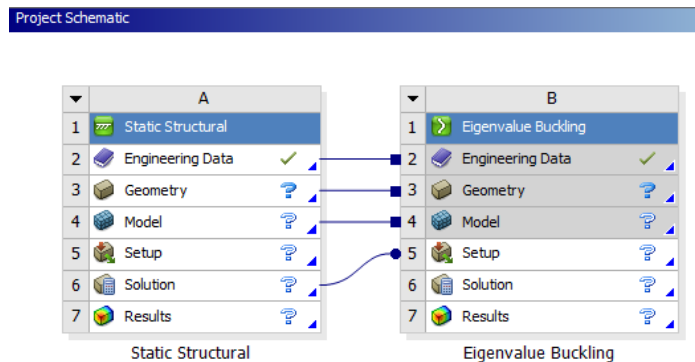


Fig. 5.5 Project Schematic

5.2.1 STATIC STRUCTURAL.

El sistema de análisis estructural estático determina fuerzas, esfuerzos, desplazamientos y deformaciones en estructuras o componentes a causa de cargas que no producen efectos de inercia o amortiguamiento significativos. Las cargas y la respuesta de la estructura varían poco en relación con el tiempo. La configuración del análisis se la realiza dentro de la aplicación de modelo *Mechanical*, y podrá ser ANSYS, ABAQUS o SAMCEF SOLVER.

5.2.1.1 Engineering Data.

La celda de *Engineering Data* contiene toda la información de materiales. Permite su creación, edición o importación.

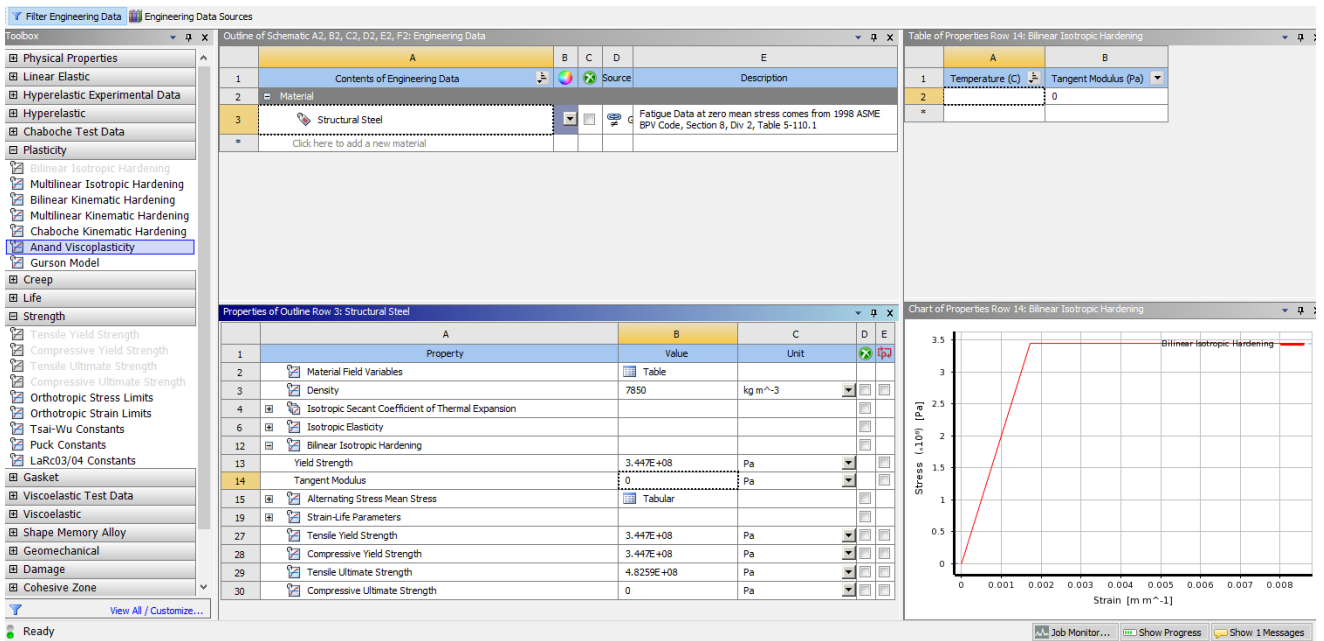


Fig. 5.6 Ventana de Engineering Data

Los elementos del puente son de acero A 588-50. Al acero predeterminado *Structural Steel* se le añade la propiedad de *Bilinear Isotropic Hardening*.

5.2.1.2. Geometry.

La geometría de la cercha de la estructura se detalla a continuación.

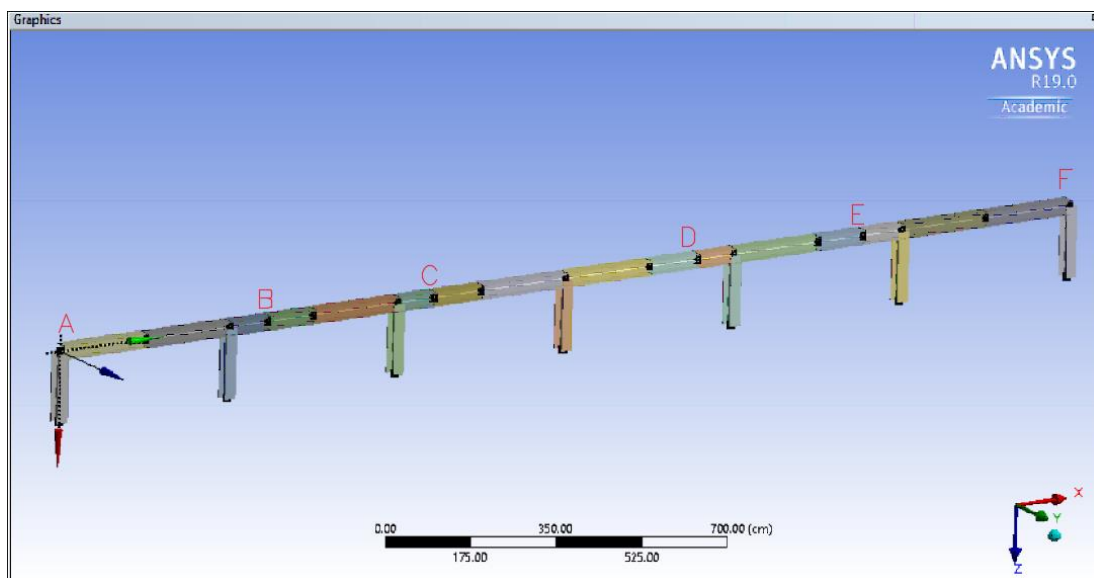


Fig. 5.7 Geometría de la cercha.

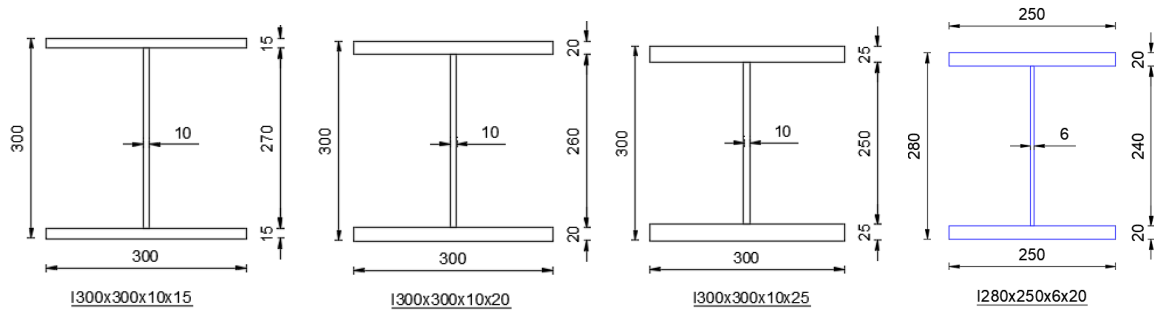
Tabla 6. Detalles de vigas.

Viga	Long. (m)	Sección
AB	5	I300x300x10x15
BC	4	I300x300x10x20
CD	6.384	I300x300x10x25
DE	4	I300x300x10x20
EF	5	I300x300x10x15

Longitud entre columnas: 4.064m

Altura de las columnas: 1.50m

Sección de columna: I280x250x6x20



La geometría se crea mediante la aplicación de *Design Modeler*. La cercha se modela usando *Line Body*, los cuales no contienen área o volumen, y se les puede asignar una sección. Las líneas son creadas con la ayuda de la importación de puntos coordenadas previamente guardados en un *NotePad*.

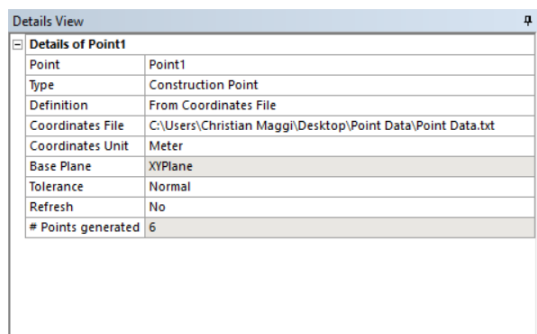


Fig. 5.8 Detalles de punto.

Debido a que el cordón superior es una viga de sección variable, es necesario elegir la opción de *Add Frozen* al momento de generar los *line bodies*. Esto permite asignar una sección diferente a cada elemento.

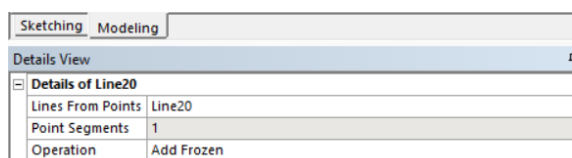


Fig. 5.9 Detalles de línea.

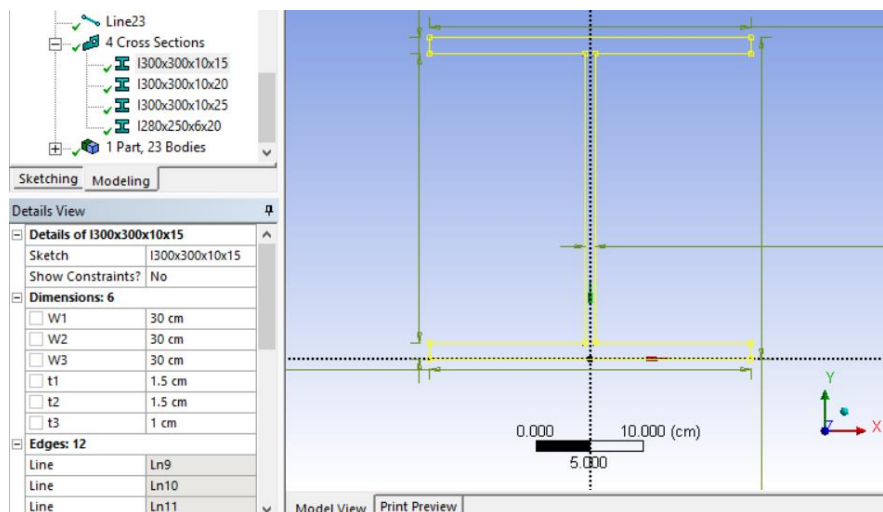


Fig. 5.10 Dimensionamiento de viga I.

Los *líne bodies* creados se deben agrupar como una parte para que exista unión entre los nudos y no se comporten como entidades separadas. Al unirlos, se activa la opción de *Shared Topology Method*, que permite un mallado continuo a través de puntos en común entre los cuerpos.

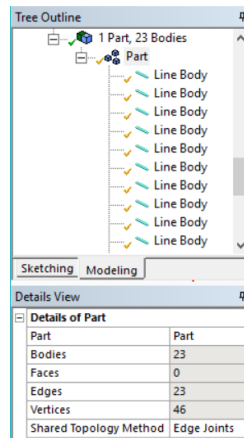


Fig. 5.11 Vista de Tree Outline.

5.2.1.3. Model.

El modelo de la cercha se lo realiza en la aplicación *Mechanical*.

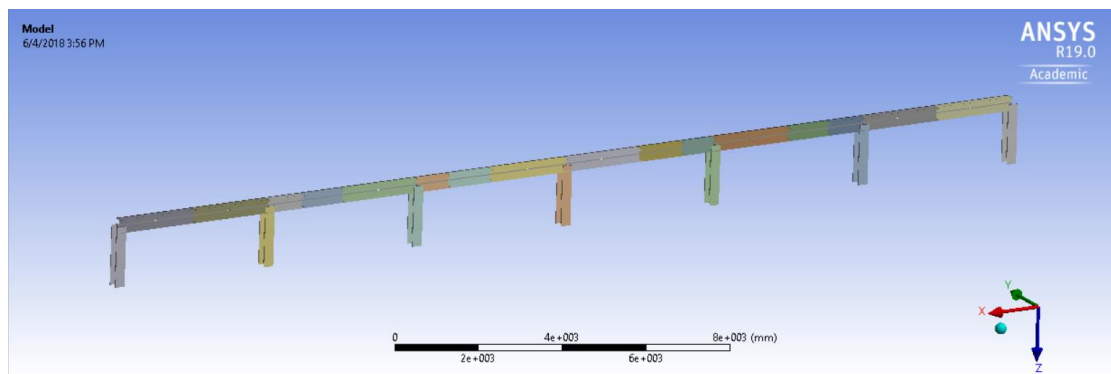


Fig. 5.12 Geometría en Mechanical.

Warping Degree of Freedom.

La cercha tiene longitudes de vigas entre nudos cortas en relación con la sección transversal y debido a la baja rigidez a torsión de las vigas tipo I, es necesario activar un séptimo grado de libertad de alabeo, *Warping Degree of Freedom*, (se lo activa para este modelo en específico, se recomienda que la inclusión o exclusión de *Warping* sea evaluada y estudiada a fondo para otras estructuras, modelos, etc.).

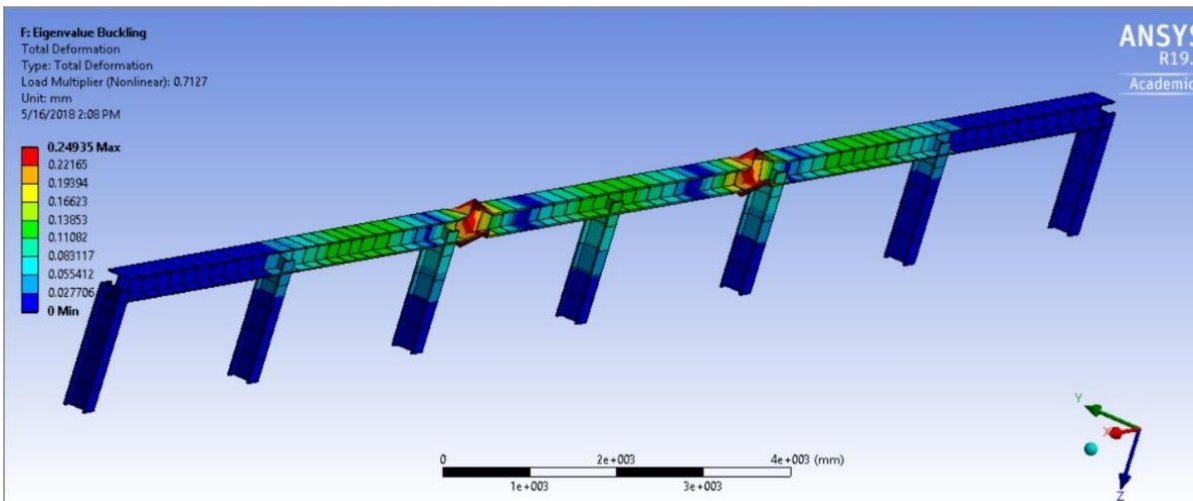


Fig. 5.13 Estructura sin WDOF

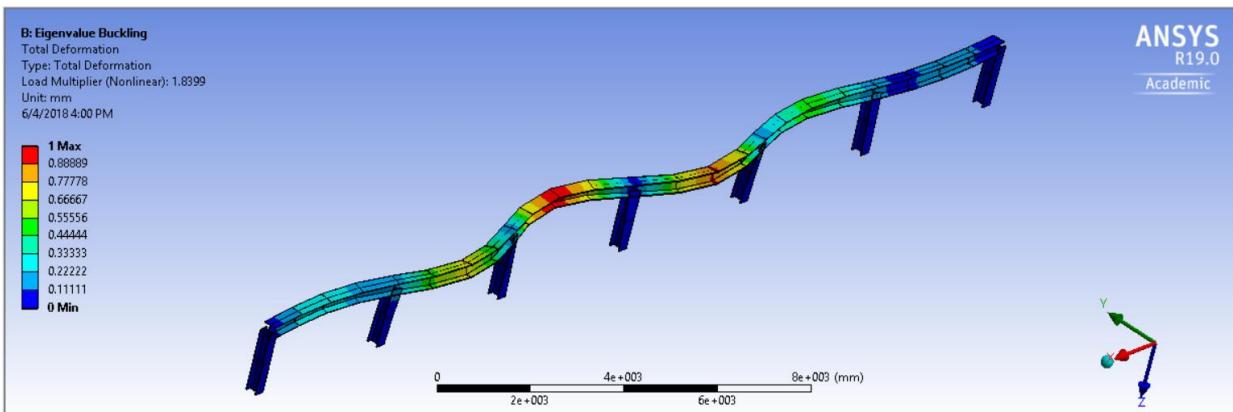


Fig. 5.14 Estructura con WDOF

La opción de *Warping DOF* no está incluida en el programa de manera interactiva, para poder activarla, se ingresan comandos *APDL* debajo de cada elemento: “*keyopt, matid,1,1! warping DOF*”, como se indica en la figura.

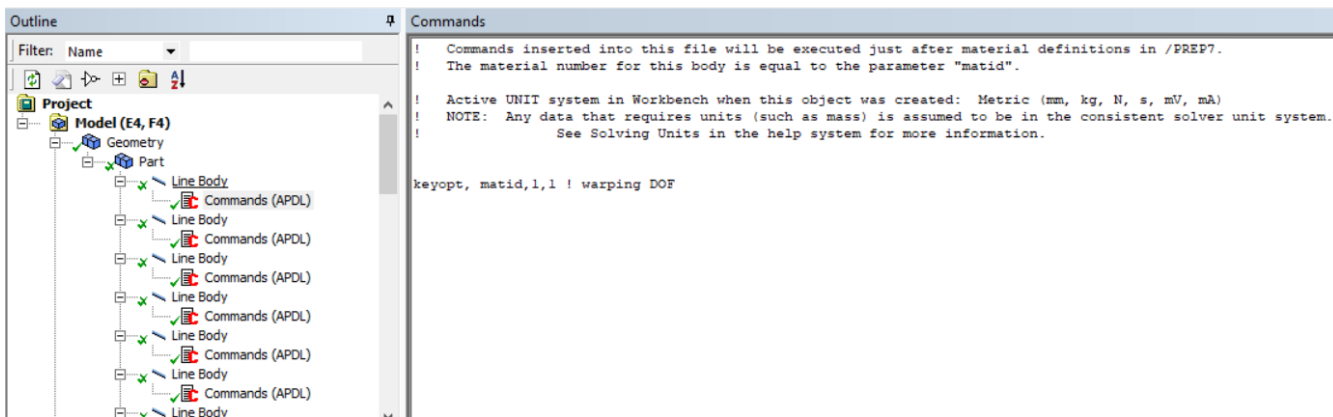


Fig. 5.15 Vista de Comandos.

Analysis Settings.

El análisis estructural previo determinó que la viga central es la que recibe una mayor carga axial.

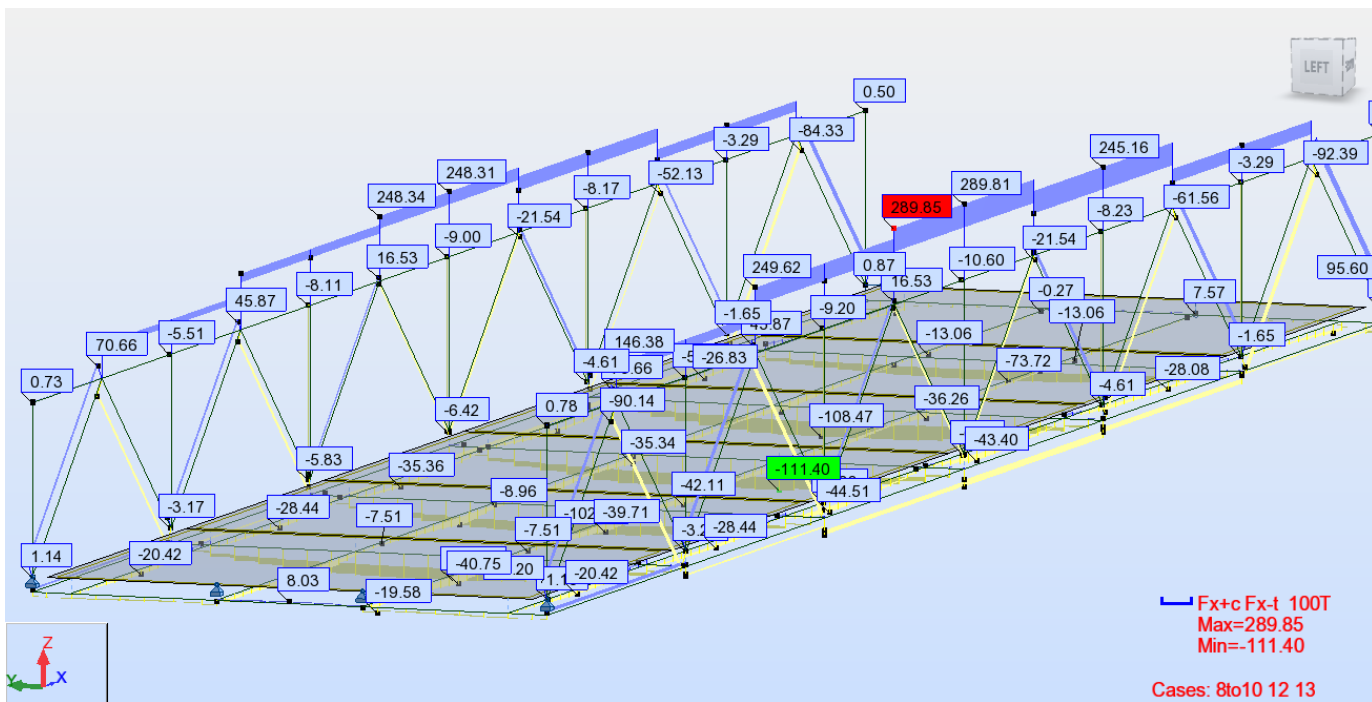


Fig. 5.16 Resultados de carga axial en Robot.

La configuración del análisis es la siguiente.

Details of "Analysis Settings"	
[-] Restart Analysis	
Restart Type	Program Controlled
Status	Done
[-] Step Controls	
Number Of Steps	128.
Current Step Number	1.
Step End Time	1. s
Auto Time Stepping	Program Controlled
[-] Solver Controls	
Solver Type	Program Controlled
Weak Springs	Off
Solver Pivot Checking	Program Controlled
Large Deflection	On
Inertia Relief	Off

Fig. 5.17 Configuración de Análisis.

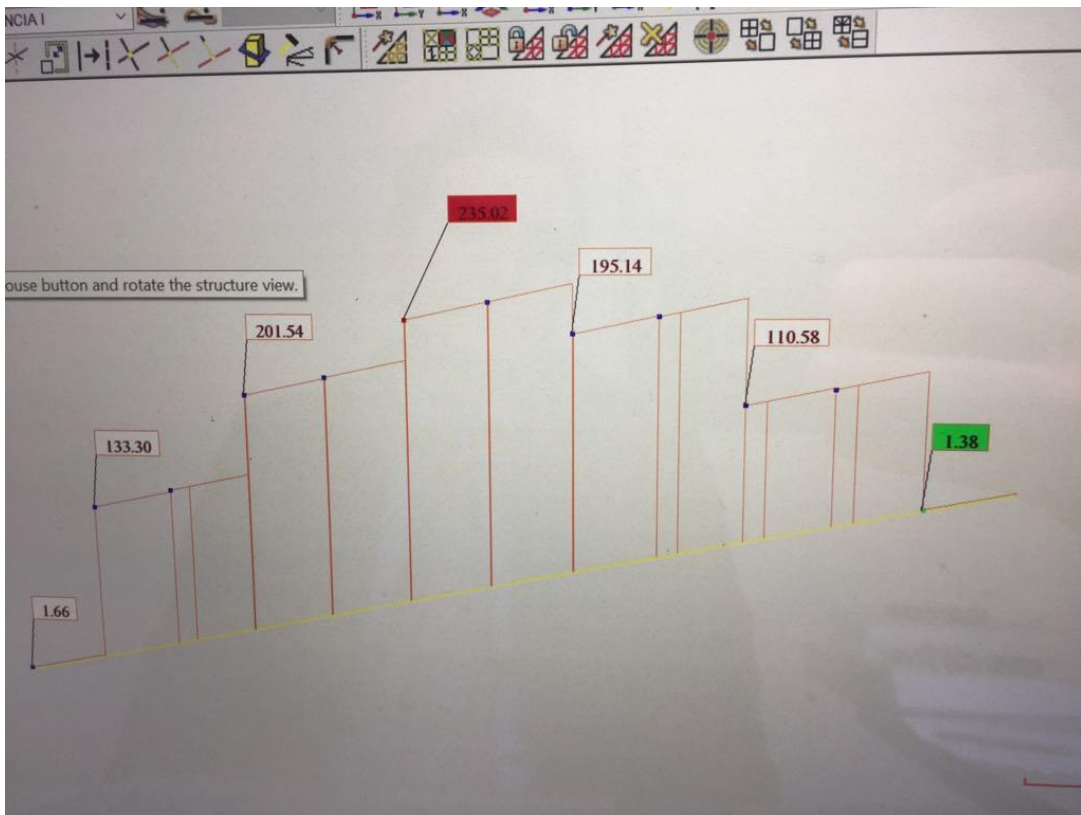
El análisis de pandeo *Eigenvalue Buckling* predice la capacidad teórica de pandeo de una estructura ideal elástica. Este método corresponde a la propuesta de análisis elástico de pandeo, la cual concuerda con la solución de pandeo de Euler. Sin embargo, las imperfecciones y no linealidades de los materiales y elementos previenen que las estructuras reales alcancen su capacidad teórica de pandeo. Por ende, el análisis *Eigenvalue Buckling* predice resultados rápidos, pero poco conservadores. Un enfoque más preciso para predecir la inestabilidad es realizar un análisis de pandeo no lineal. Esto requiere de un análisis estructural estático con la opción de *Large Deflection* activada. Se aplican cargas graduales crecientes para buscar la carga límite a la cual la estructura se vuelve inestable. Usando este método, el modelo puede incluir imperfecciones iniciales, comportamiento plástico, vacíos, y respuesta de grandes deflexiones.

Cargas.

Las cargas consideradas para el análisis serán solo las cargas axiales que produzcan compresión, no se tomarán en cuenta cargas verticales ya que no es de interés la flexión del cordón en el eje fuerte sino solo el pandeo en el eje débil el cual es crítico.

La siguiente figura muestra el diagrama de carga axial para la cercha, los valores son aproximados puesto que la figura es tomada de un análisis previo, solo interesa la forma del

diagrama que indica la manera de carga del cordón superior. Los valores reales son usados en el análisis.



La magnitud y punto de aplicación de las cargas se muestra a continuación; fueron aplicadas de manera ascendente (desde cero hasta la carga máxima, en la tabla por razones de formato no se muestran todas). Adicionalmente, se aplica una carga H en el nudo central en dirección Y (según las coordenadas de nuestro proyecto) igual al $2/1000$ de la carga axial máxima, alrededor de 12000 N, para que acelere el pandeo.

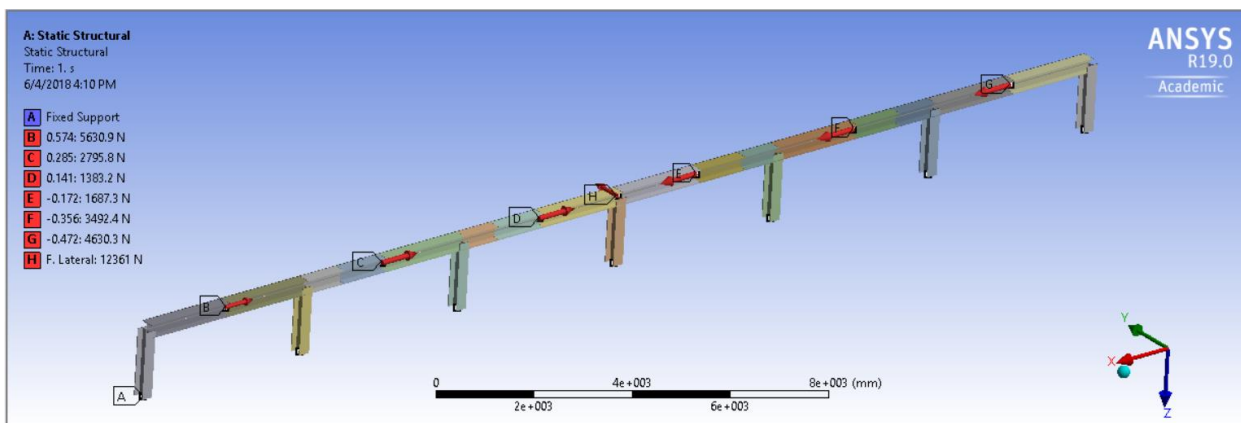


Fig. 5.18 Análisis Estructural.

Load	Cargas a compresión cordón superior													
	B		C		D		E		F		G		H	
ton	ton	N	ton	N	ton	N	ton	N	ton	N	ton	N	ton	N
290.00	166.46	-1632972.60	82.65	-810796.50	40.89	-401130.90	-49.88	489322.80	-103.24	1012784.40	-136.88	1342792.80	0.58	5689.80
295.00	169.33	-1661127.30	84.08	-824775.75	41.60	-408046.95	-50.74	497759.40	-105.02	1030246.20	-139.24	1365944.40	0.59	5787.90
300.00	172.20	-1689282.00	85.50	-838755.00	42.30	-414963.00	-51.60	506196.00	-106.80	1047708.00	-141.60	1389096.00	0.60	5886.00
305.00	175.07	-1717436.70	86.93	-852734.25	43.01	-421879.05	-52.46	514632.60	-108.58	1065169.80	-143.96	1412247.60	0.61	5984.10
310.00	177.94	-1745591.40	88.35	-866713.50	43.71	-428795.10	-53.32	523069.20	-110.36	1082631.60	-146.32	1435399.20	0.62	6082.20
315.00	180.81	-1773746.10	89.78	-880692.75	44.42	-435711.15	-54.18	531505.80	-112.14	1100093.40	-148.68	1458550.80	0.63	6180.30
320.00	183.68	-1801900.80	91.20	-894672.00	45.12	-442627.20	-55.04	539942.40	-113.92	1117555.20	-151.04	1481702.40	0.64	6278.40
325.00	186.55	-1830055.50	92.63	-908651.25	45.83	-449543.25	-55.90	548379.00	-115.70	1135017.00	-153.40	1504854.00	0.65	6376.50
330.00	189.42	-1858210.20	94.05	-922630.50	46.53	-456459.30	-56.76	556815.60	-117.48	1152478.80	-155.76	1528005.60	0.66	6474.60
335.00	192.29	-1886364.90	95.48	-936609.75	47.24	-463375.35	-57.62	565252.20	-119.26	1169940.60	-158.12	1551157.20	0.67	6572.70
340.00	195.16	-1914519.60	96.90	-950589.00	47.94	-470291.40	-58.48	573688.80	-121.04	1187402.40	-160.48	1574308.80	0.68	6670.80
345.00	198.03	-1942674.30	98.33	-964568.25	48.65	-477207.45	-59.34	582125.40	-122.82	1204864.20	-162.84	1597460.40	0.69	6768.90
350.00	200.90	-1970829.00	99.75	-978547.50	49.35	-484123.50	-60.20	590562.00	-124.60	1222326.00	-165.20	1620612.00	0.70	6867.00
355.00	203.77	-1998983.70	101.18	-992526.75	50.06	-491039.55	-61.06	598998.60	-126.38	1239787.80	-167.56	1643763.60	0.71	6965.10
360.00	206.64	-2027138.40	102.60	-1006506.00	50.76	-497955.60	-61.92	607435.20	-128.16	1257249.60	-169.92	1666915.20	0.72	7063.20
365.00	209.51	-2055293.10	104.03	-1020485.25	51.47	-504871.65	-62.78	615871.80	-129.94	1274711.40	-172.28	1690066.80	0.73	7161.30
370.00	212.38	-2083447.80	105.45	-1034464.50	52.17	-511787.70	-63.64	624308.40	-131.72	1292173.20	-174.64	1713218.40	0.74	7259.40
375.00	215.25	-2111602.50	106.88	-1048443.75	52.88	-518703.75	-64.50	632745.00	-133.50	1309635.00	-177.00	1736370.00	0.75	7357.50
380.00	218.12	-2139757.20	108.30	-1062423.00	53.58	-525619.80	-65.36	641181.60	-135.28	1327096.80	-179.36	1759521.60	0.76	7455.60

Fig. 5.19 Cargas a compresión en cordón superior.

Cada una de las fuerzas aplicadas se multiplicaron por un factor que indica el porcentaje de carga obtenido del análisis estructural.

$$0.574B + 0.285C + 0.141D = 1$$

$$-0.172E - 0.356F - 0.472G = -1$$

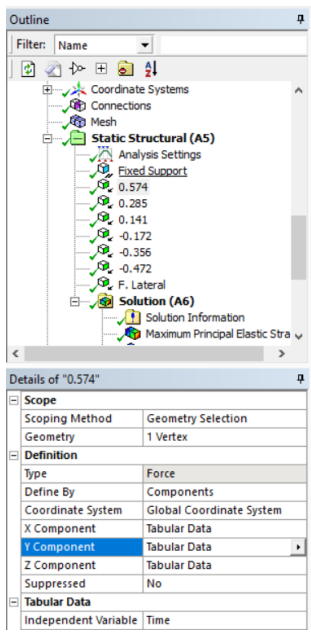


Fig. 5.20 Detalle de fuerzas

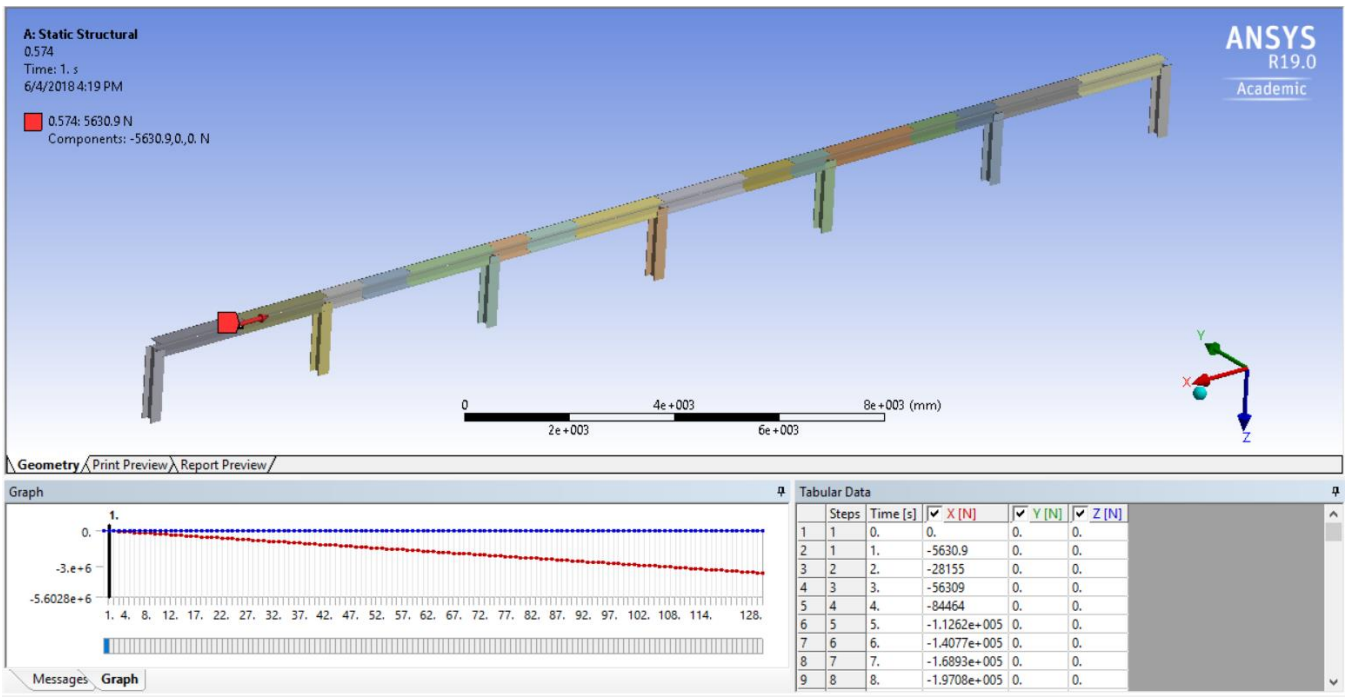


Fig. 5.21 Detalle de fuerza 0.574, punto de aplicación, gráfico y datos tabulares.

Resultados del Análisis Estructural Estático.

Deformación Total Max = 15.509 mm

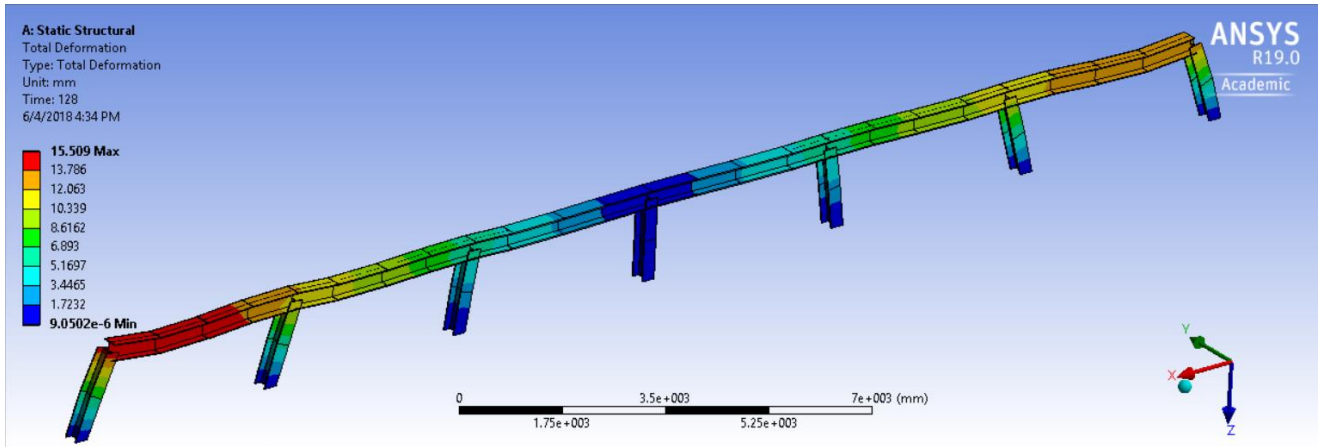


Fig. 5.22 Deformación Total.

Fuerza Axial = 558 TON (compresión).

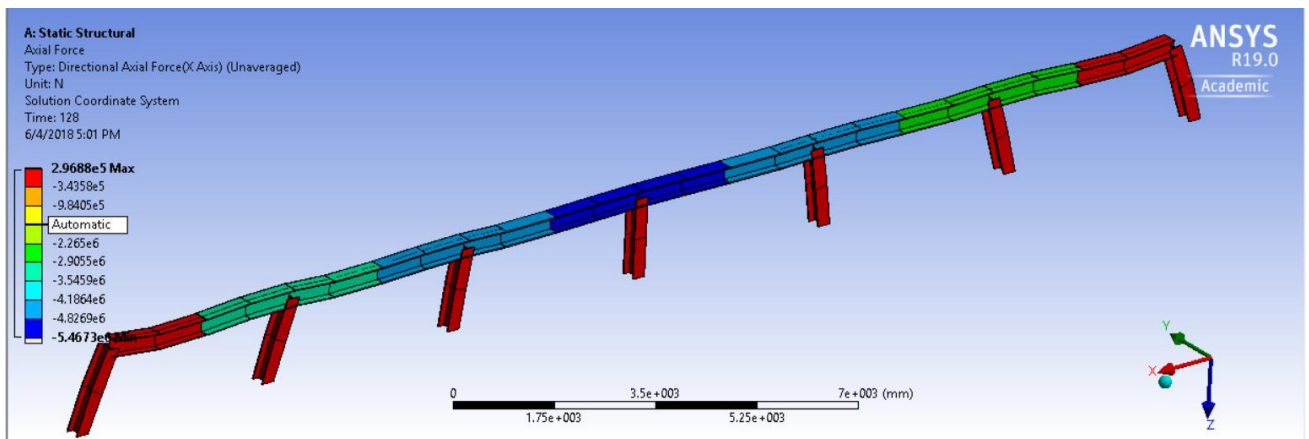


Fig. 5.23 Fuerza Axial.

Esfuerzo Equivalente de Von- Mises= 300 MPa

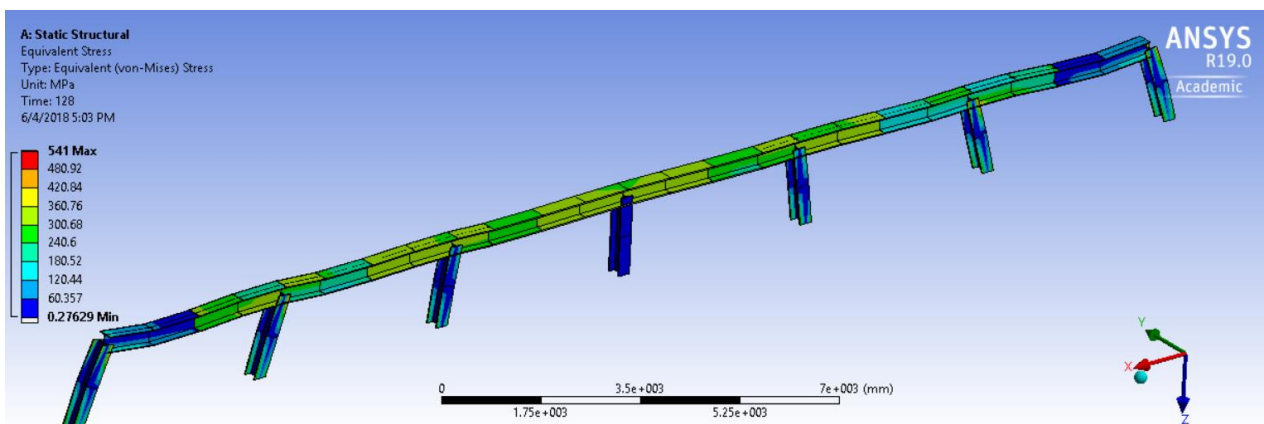


Fig. 5.24 Esfuerzo equivalente.

Generalmente, el esfuerzo de Von Mises es un indicador de si el análisis es satisfactorio o no. En este caso el esfuerzo máximo está alrededor de los 300 Mpa, menor al esfuerzo de fluencia del acero A588, $f_y=350$ MPa. Esto significa que la estructura se comportará en el rango elástico y no entrará al rango plástico.

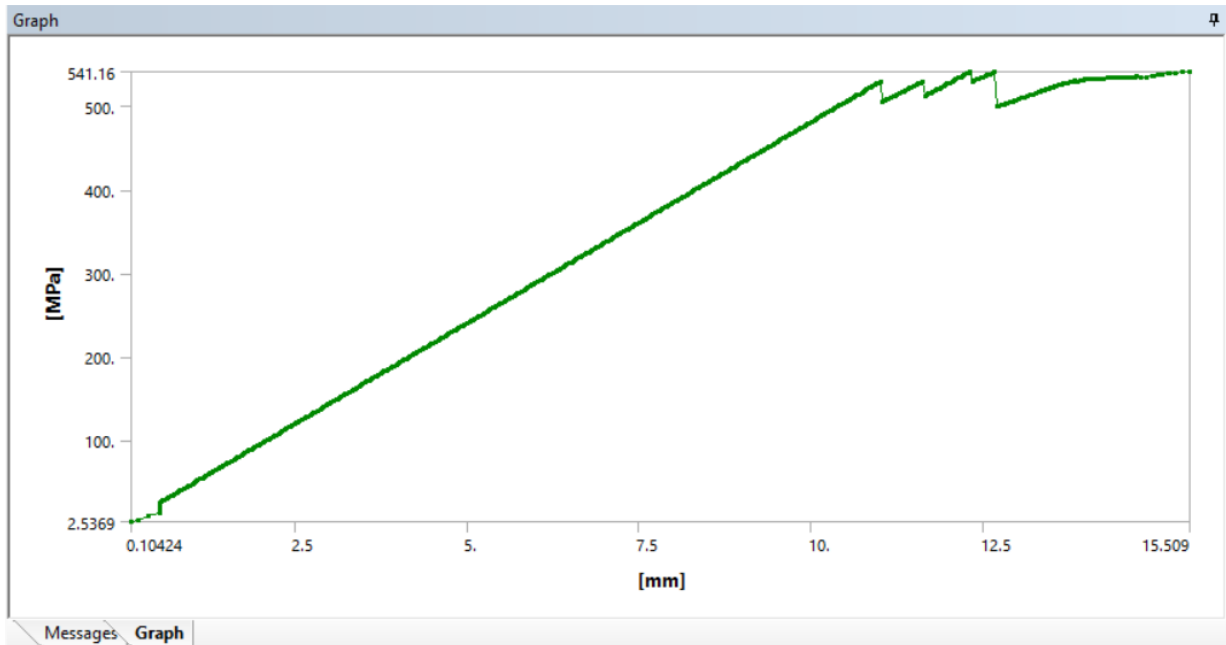


Fig. 5.25 Diagrama Esfuerzo-Deformación.

Resultados de Pandeo

Mode	Load Multiplier
1	1.8399
2	2.7987
3	4.3777
4	4.9724
5	5.6369
6	5.9778
7	6.4612
8	7.0405
9	7.651
10	8.3455

El primer modo de pandeo es el más crítico.

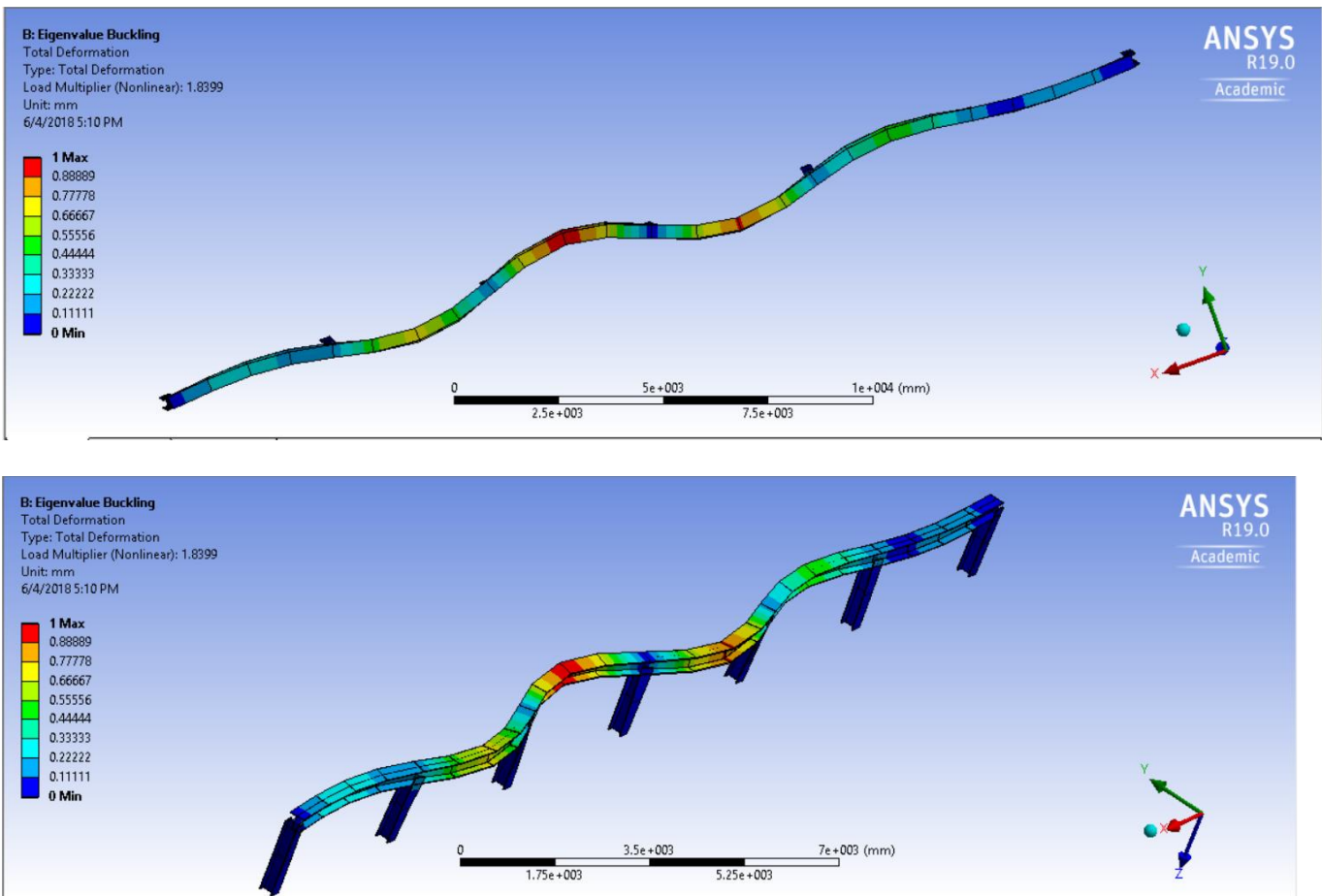


Fig. 5.26 Pandeo.

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se utilizan las siguientes ecuaciones para calcular k y la carga crítica de pandeo.

Multiplicador de Carga: 1.84

$F_e =$ tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{1.84 * 558000 \text{ kg}}{175 \text{ cm}^2} = 5866.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$5866.97 = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{\left(\frac{k * 406.4}{\sqrt{\frac{11252}{175}}}\right)^2}$$

$$k = 1.15$$

F_{cr} = tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{5866.97}}\right) * 3515.35 = 2735.6 \frac{kg}{cm^2}$$

P_n = resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2735.6 * 175 = 478 \text{ TON}$$

ϕP_n = resistencia de diseño en compresión.

$$\phi P_n = 0.9 * 478 = 430 \text{ TON}$$

5.3 OPTIMIZACIÓN DE SECCIONES.

La eficiencia de los elementos se muestra a continuación.

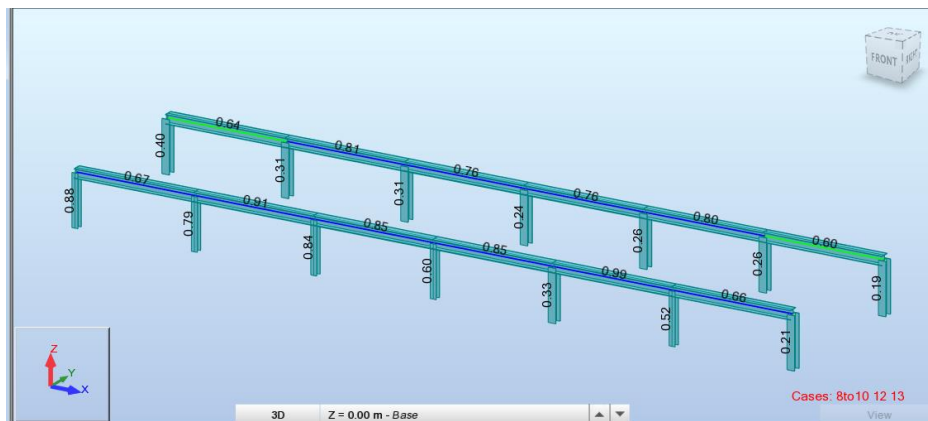


Fig. 5.27 Radios de Utilidad.

Las utilidades de los elementos son muy bajas para el cordón superior y las columnas, por esta razón se debe reducir las secciones hasta encontrar radios de utilidades cercanos a 1 para que el diseño sea más económico y liviano.

Las nuevas secciones son las siguientes:

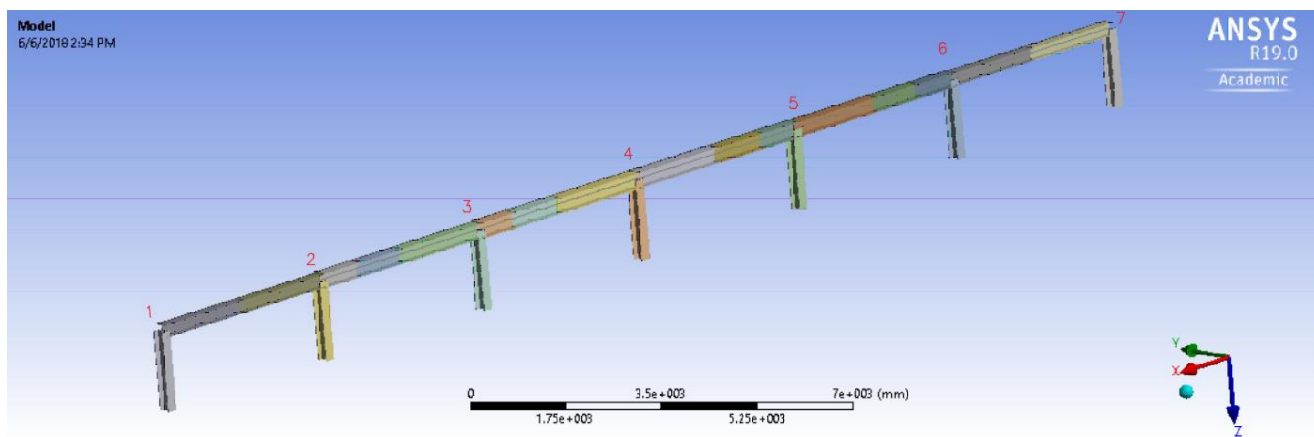


Fig.5.28 Geometría de la nueva cercha.

Tabla 7. Detalles de Vigas

Viga	Long. (m)	Sección
1-2	4.064	I 240x240x10x15
2-3	4.064	I 300x300x10x20
3-4	4.064	I 300x300x10x25
4-5	4.064	I 300x300x10x25
5-6	4.064	I 300x300x10x20
6-7	4.064	I 240x240x10x15
Columnas	1.5	I 200x200x6x10

Los nuevos radios son.

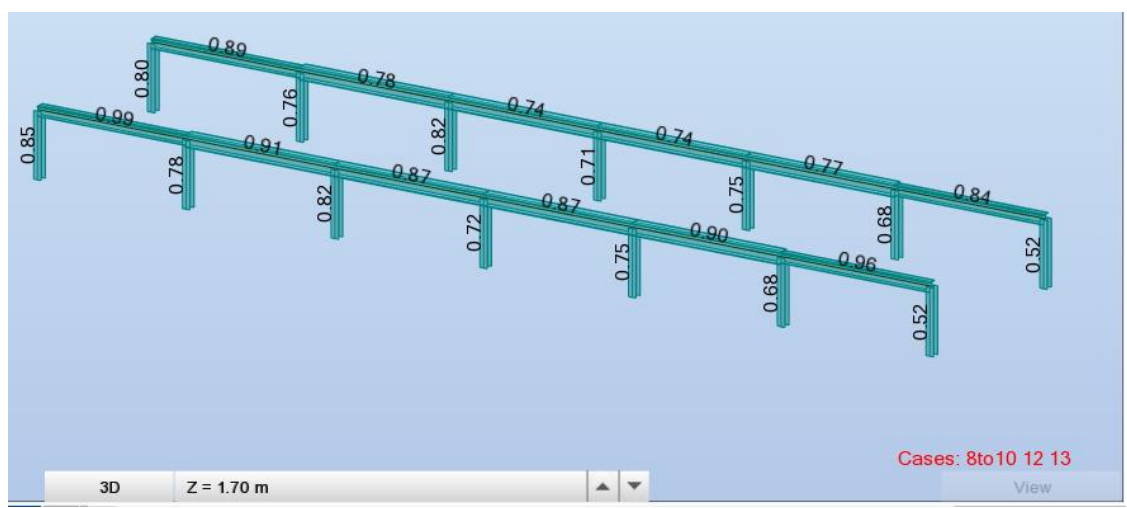


Fig. 5.29 Radios de utilidad en nuevas secciones.

Las nuevas secciones se añadieron en ANSYS para el análisis de pandeo.

Fuerza Axial = 513 TON (compresión)

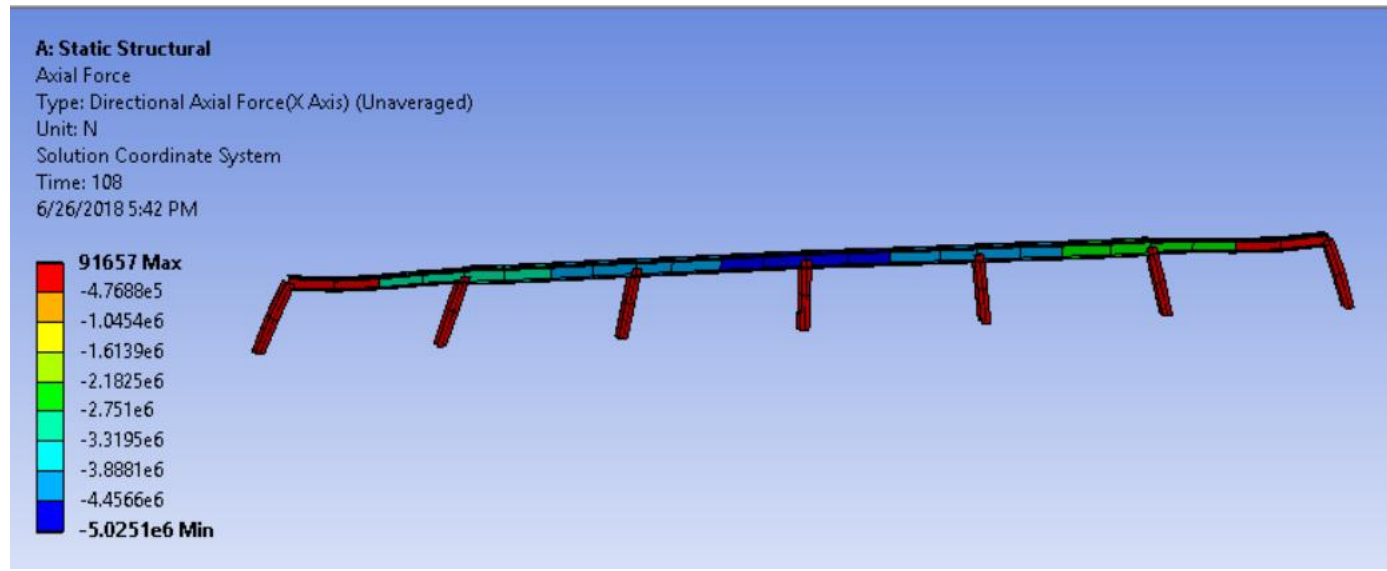


Fig. 5.31 Fuerza Axial.

Pandeo

Tabular Data		
	Mode	Load Multiplier
1	1.	1.5937
2	2.	1.6566
3	3.	2.3609
4	4.	3.3489
5	5.	3.9365
6	6.	4.3538

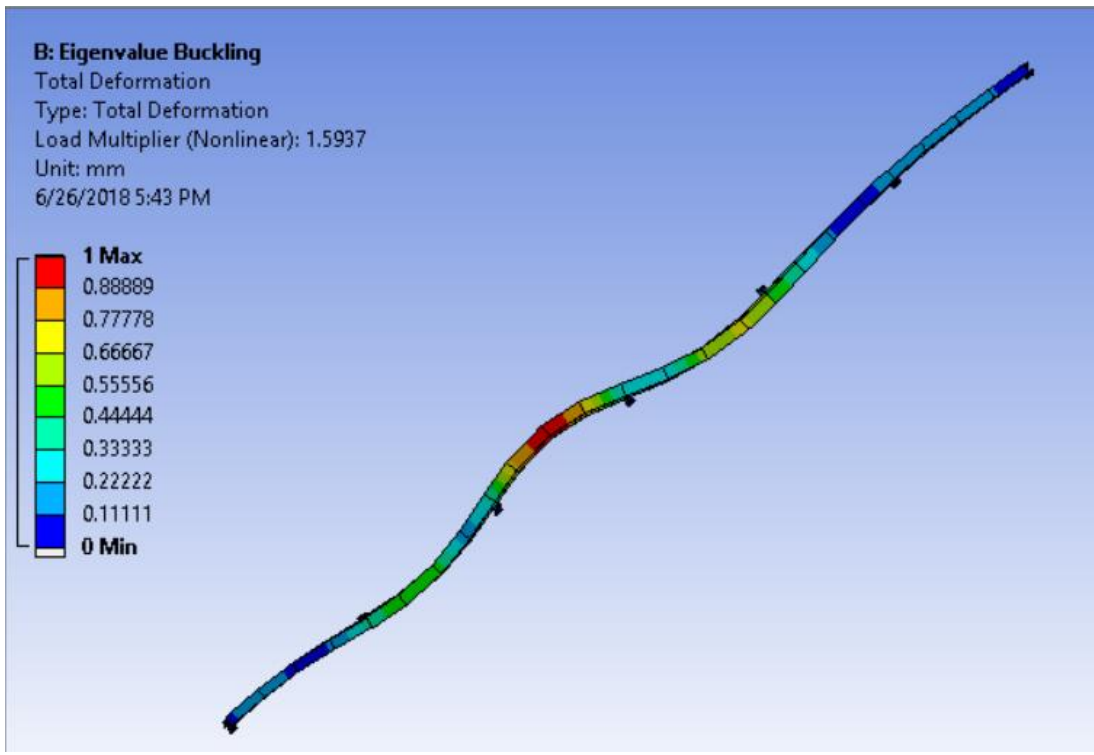


Fig. 5.32 Deformación Total.

De acuerdo con el diseño a compresión del manual de la AISC-360-10 (2010), se utilizan las siguientes ecuaciones para calcular k y la carga crítica de pandeo.

Multiplicador de Carga: 1.5937

$$F_e = \text{tensión de pandeo elástico}$$

$$F_e = \frac{1.5937 * 512765 \text{ kg}}{175 \text{ cm}^2} = 4669.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$4669.68 = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{\left(\frac{k * 406.4}{\sqrt{\frac{11252}{175}}} \right)^2}$$

$$k = 1.29$$

F_{cr} = tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{4669.68}} \right) * 3515.35 = 2565.24 \frac{kg}{cm^2}$$

P_n = resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

$$P_n = 2565.24 * 175 = 449 \text{ TON}$$

ϕP_n = resistencia de diseño en compresión.

$$\phi P_n = 0.9 * 449 = 404 \text{ TON}$$

5.3.1 OPTIMIZACIÓN DE MATERIALES.

Las diferencias en el diseño son nuevas longitudes de viga igual a 4.064m cada una. Los cambios de secciones se pueden apreciar en las siguientes tablas.

Tabla 8. Diseño original

Material	Perfil	Categoría	Área (cm ²)	Longitud (m)	Peso (kg)
A 588-50	I 300x300x10x25	Viga central	175	12.768	1754.0
A 588-50	I 300x300x10x20	Viga intermedia	146	16	1833.8
A 588-50	I 300x300x10x15	Viga exterior	117	20	1836.9
A 588-50	I 280x250x6x20	Columna	114	21	1885.9
					7310.5

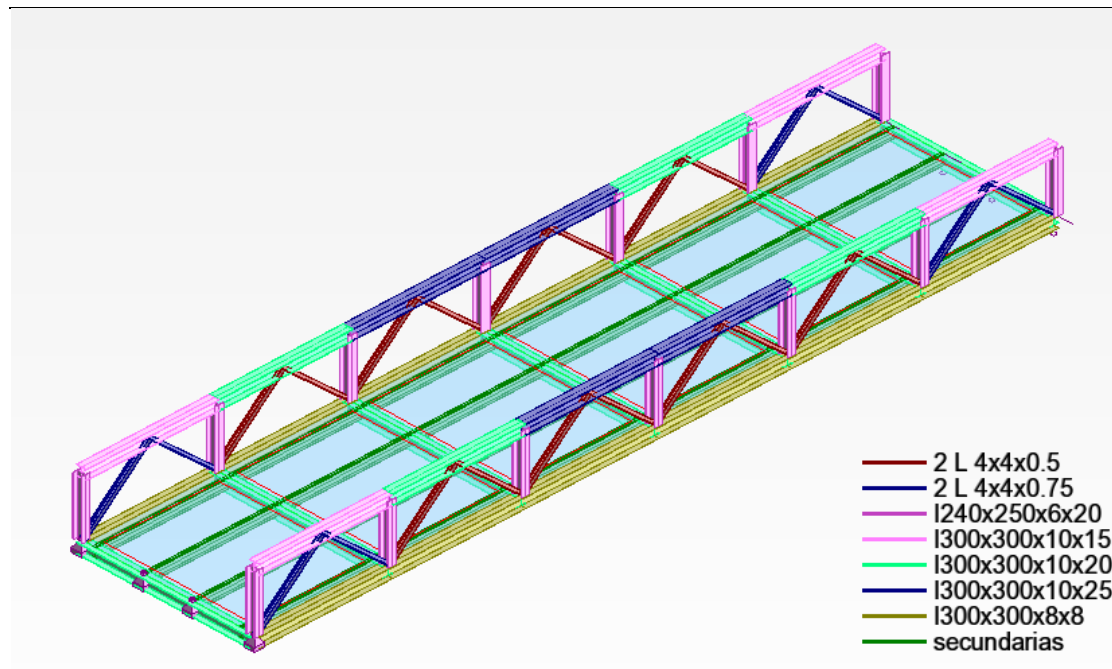
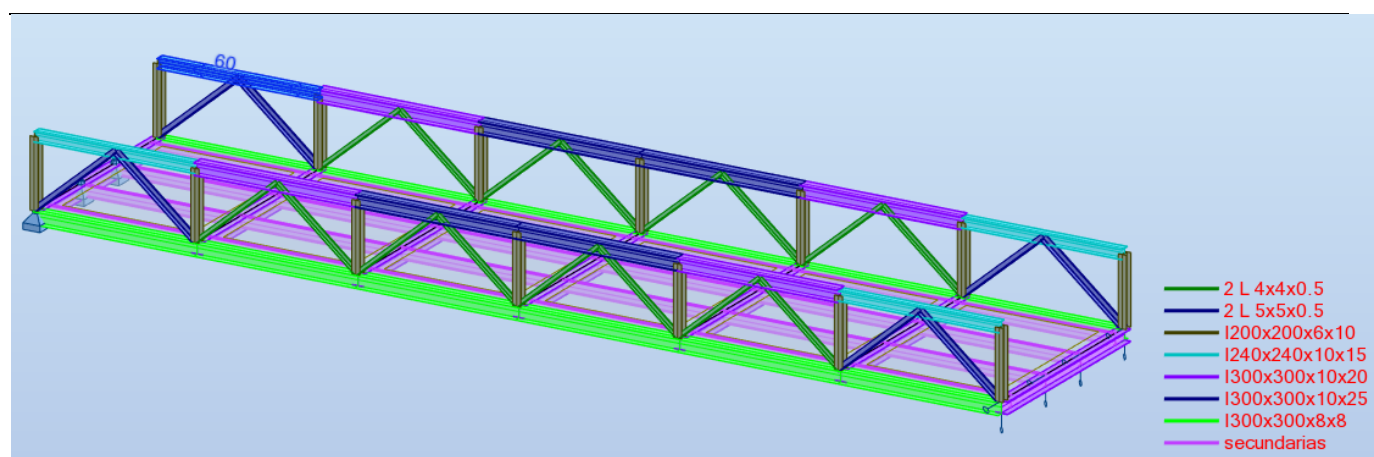


Tabla 9. Diseño optimizado.

Material	Perfil	Categoría	Área (cm ²)	Longitud (m)	Peso (kg)
A 588-50	I 300x300x10x25	Viga central	175	16.256	2233.2
A 588-50	I 300x300x10x20	Viga intermedia	146	16.256	1863.1
A 588-50	I 240x240x10x15	Viga exterior	93	16.256	1186.8
A 588-50	I 200x200x6x10	Columna	51	21	837.4
					6120.5



Se realizó una reducción de **1190 kg** correspondiente a **USD \$2737**. Es de recomendación del autor no disminuir las secciones y trabajar con las secciones originales debido a que el ahorro de dinero no es comparativo frente a la pérdida de resistencia de la estructura.

CAPÍTULO VI

DISEÑO DEL PUENTE SUBESTACIÓN CATARAMA

El alcance de este capítulo es el análisis, cálculo y diseño del puente de acceso a la subestación Catarama, abarca el diseño del tablero en hormigón armado (anexos) de la superestructura mediante el método de la franja equivalente de la norma AASHTO LRFD 2007. Incluye también el diseño de la estructura del puente en acero mediante un modelo por computadora que incluye las combinaciones de carga especificadas en la norma AASHTO LRFD 2012.

6.1 NORMAS Y ESTÁNDARES.

Para la ejecución de la Ingeniería, se ha recurrido a las siguientes normas nacionales:

- ACI 318-08 American Concrete Institute
- MOP-001-F 2002 Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes
- ASSHTO LRFD 2007 SI Bridge Design Especifications, unidades sistema internacional
- ASSHTO LRFD 2012 Bridge Design Especifications
- AISC 360-10 American Institute of Steel Constructions

6.2 INFORMACIÓN GENERAL.

La infraestructura considera elementos de hormigón armado de 280 kg/cm² mientras que la superestructura define la utilización de una sección compuesta, formada por vigas metálicas y tablero de hormigón. La longitud total del puente se estima en 25.00 m.

El hormigón de los tableros es 280 kg/cm². El acero de refuerzo para el tablero son varillas corrugadas con una resistencia de 4200 kg/cm². Las vigas son de acero estructural A-588 con una fluencia de 3500 kg/cm² y los apoyos de neopreno tendrán una dureza shore de grado 60.

El diseño definitivo comprobará la estructura para el sistema de carga viva HL-93, además de un sistema de carga tipo MOP que se modifica para representar la sobrecarga del transformador, en este sentido se considera que el eje frontal pesa 6 toneladas y los ejes posteriores pesan 25 toneladas.

Los estribos se cimentarán sobre pilotes de hormigón armado, con una resistencia del hormigón a los 28 días de $f'c = 350$ kg/cm² y refuerzo de varillas corrugadas con una resistencia $f_y = 4200$ kg/cm². El espesor de la zapata del estribo es de 1.20 m, el espesor de la pantalla es 1.20 m y los espesores de los muros de ala son 0.40 m. Se modelaron pilotes de 15m como se recomienda en el estudio de suelo.

6.3 SOFTWARE UTILIZADO.

El tablero del puente se diseña mediante una hoja electrónica basada en la norma AASHTO 2007.

El software utilizado para la estructura de acero es el programa de computadora ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2015 de la compañía AUTODESK.

6.4 COMBINACIONES DE CARGA.

La tabla a continuación muestra las combinaciones de carga AASHTO 2012 para el análisis en computadora. La misma tabla se usa para el diseño de los estribos.

Cargas y sobrecargas:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

EQ = sismo

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva en el relleno

	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MIN	MAX	NA
Combinaciones de carga	DC		DW		EH		EV		LL		LS		EQ
RESISTENCIA I	1.25	0.90	1.50	0.65	1.50	0.90	1.35	1.00	1.75	1.75	1.75	1.75	
EVENTO EXTREMO I (sismo)	1.25	0.90	1.50	0.65	1.50	0.90	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento

**EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.*

6.5 DISEÑO DEL TABLERO DEL PUENTE (ANEXOS).

6.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEL PUENTE.

6.6.1 MODELO ESTRUTURAL.

La fig. 6.2 Muestra las secciones del puente modeladas.

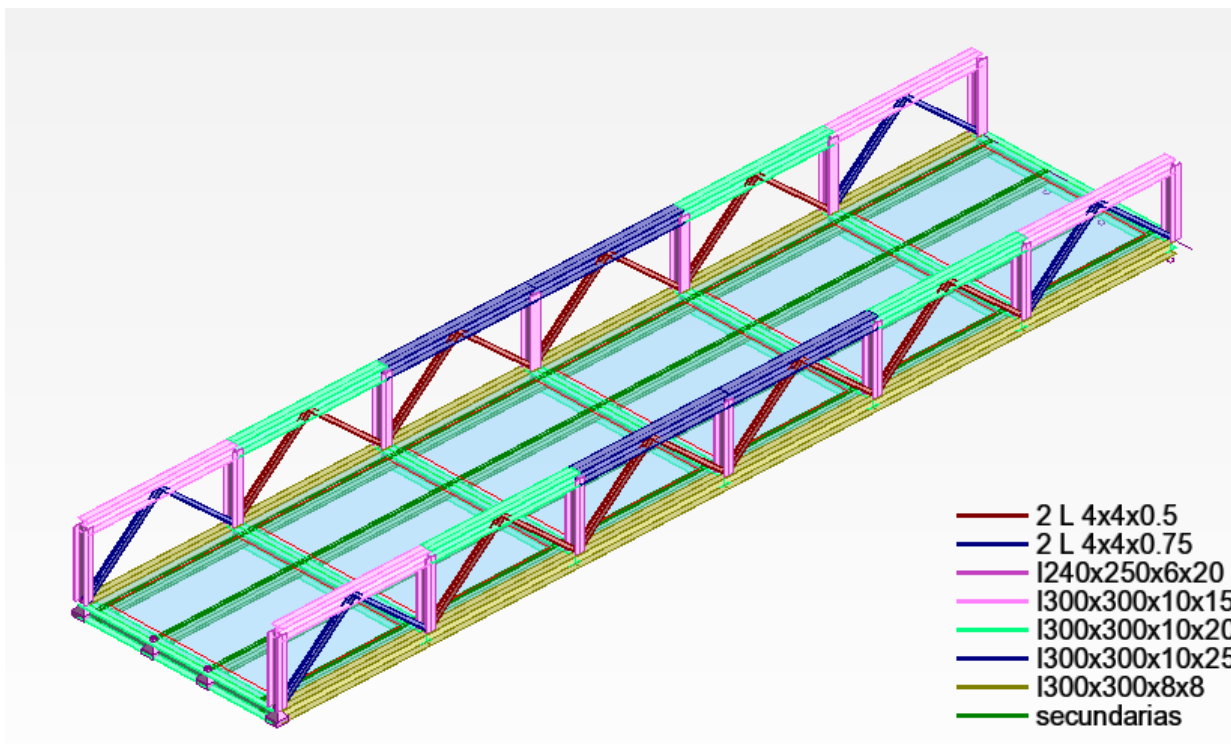


Fig. 6.2 Secciones del puente.

El peso propio de la estructura se modela mediante los pesos específicos de cada uno de los materiales. El modelo incluye la losa de 20 cm de hormigón armado.

6.6.2 SOBRECARGA VEHICULAR.

Considerando las líneas de influencia a corte y momento para las sobrecargas vehiculares HL-93 y el tipo MOP MODIFICADA se determinan 5 posiciones críticas para encontrar las fuerzas máximas en la estructura de acero. Estas posiciones y los valores de las cargas se muestran en las figuras a continuación.

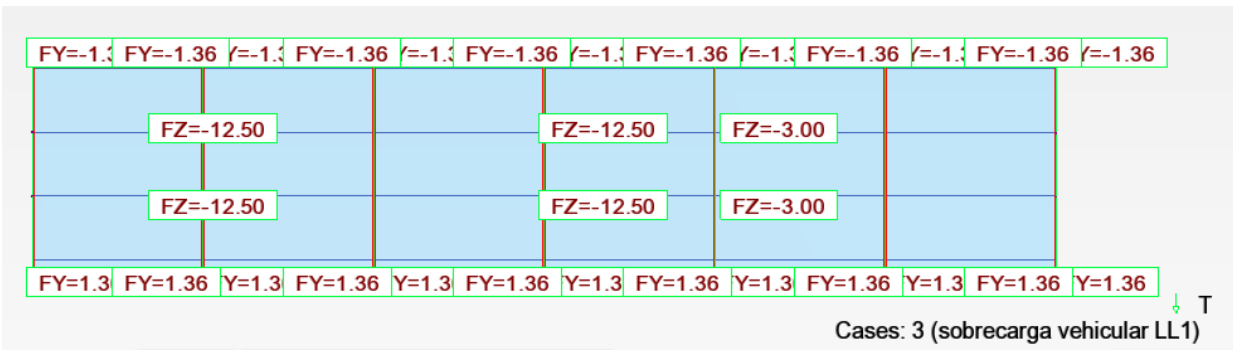


Fig. 6.3 Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA

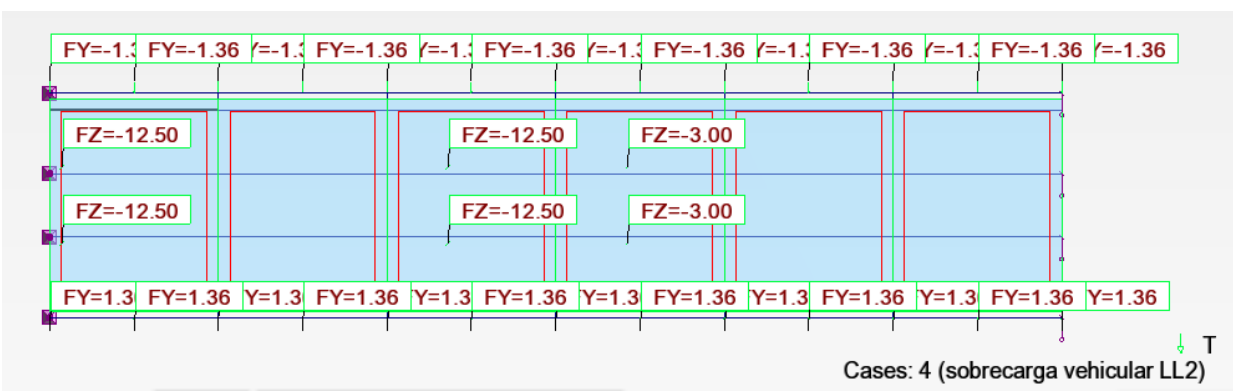


Fig. 6.4 Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA

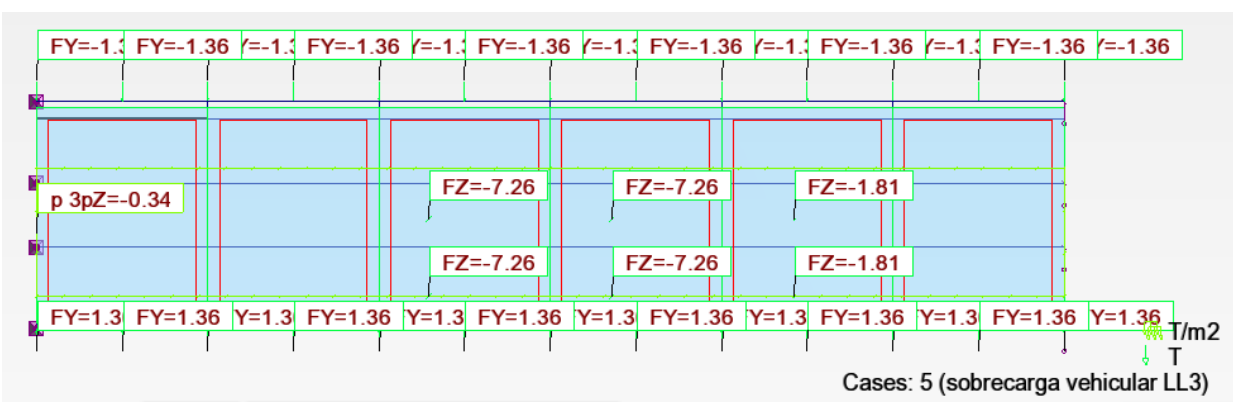


Fig. 6.5 Vista en planta - Carga tipo HL-93

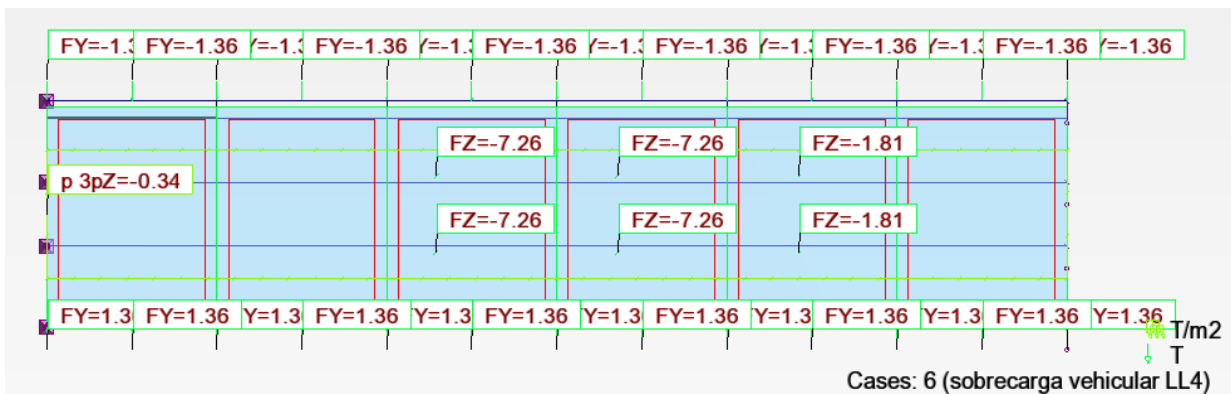


Fig. 6.6 Vista en planta - Carga tipo HL-93

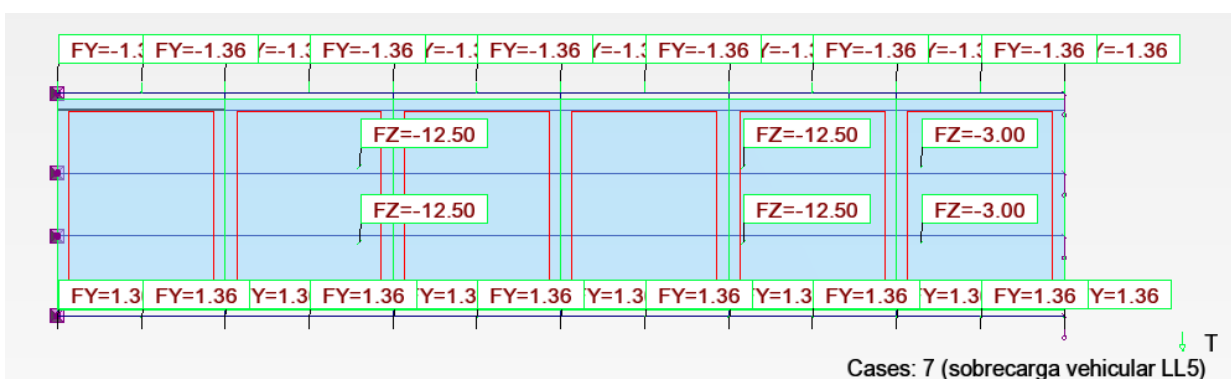


Fig. 6.7 Vista en planta - Carga tipo MOP MODIFICADA

6.6.3 PESO DE LAS SUPERFICIES DE RODAMIENTO DW.

La superficie de rodamiento incluye el peso de los cm de capa de hormigón para desgaste más el peso de hormigón para inclinar la superficie 2% y más el peso de la capa asfáltica de una pulgada. El peso de las superficies de rodamiento se muestra en la fig. 6.8

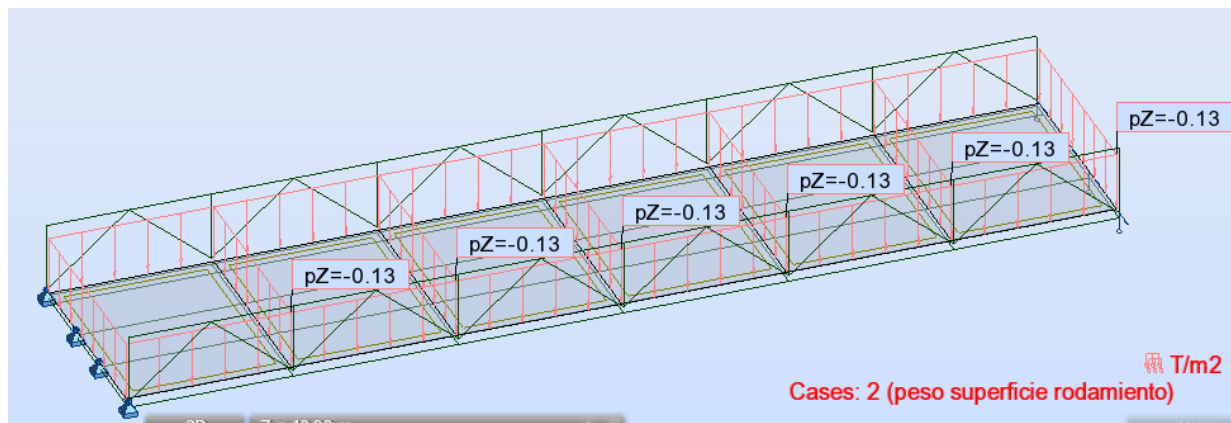


Fig. 6.8 Peso de las superficies de rodamiento

6.6.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El puente es una estructura tipo armadura (celosía) por lo que sus elementos estructurales trabajan a tracción y compresión primordialmente. Por esta razón la fig. 6.9 muestra las fuerzas axiales máximas en los elementos estructurales. Las fuerzas axiales en las figuras representan el máximo de todas las combinaciones de carga en las 5 posiciones críticas que se han expuesto previamente.

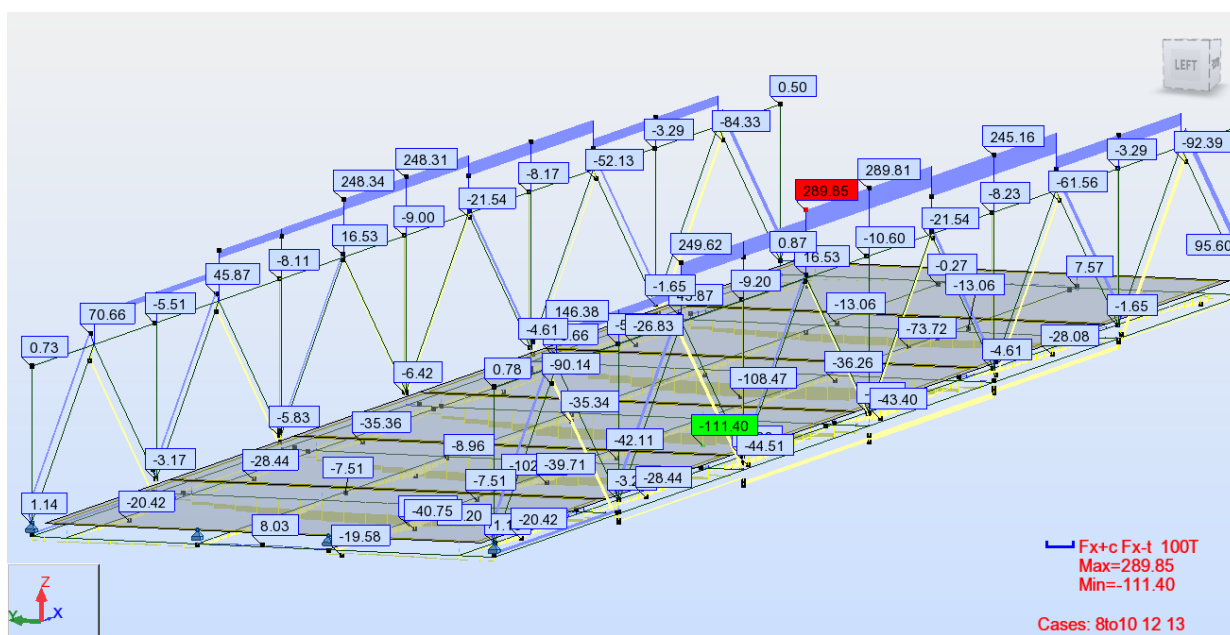


Fig. 6.9 Tensión o compresión máxima del análisis

La fig. 6.10 muestra los resultados del análisis, los valores representan el valor de eficiencia (utilidad) de los elementos estructural. Siendo los valores de eficiencia permitidos menor a 1, ya que la eficiencia es la relación entre la carga de respuesta y la resistencia de los elementos.

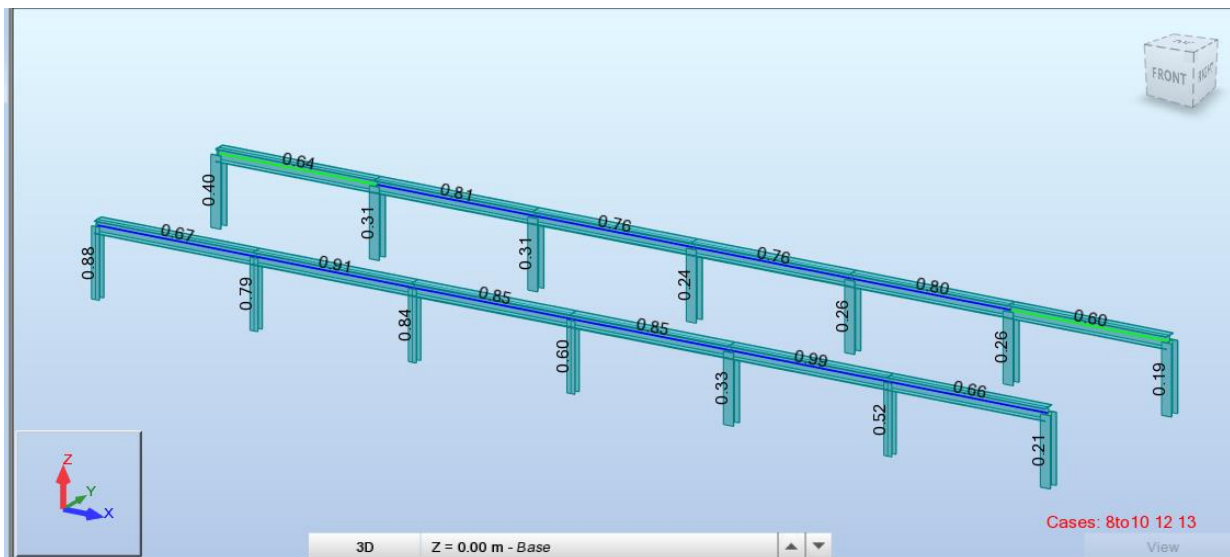


Fig. 6.10 Eficiencias (Utility Ratios)

A continuación, se muestra el análisis completo del elemento a compresión más cargado. Corresponde a la viga I300x300x10x25 del cordón superior de la estructura.

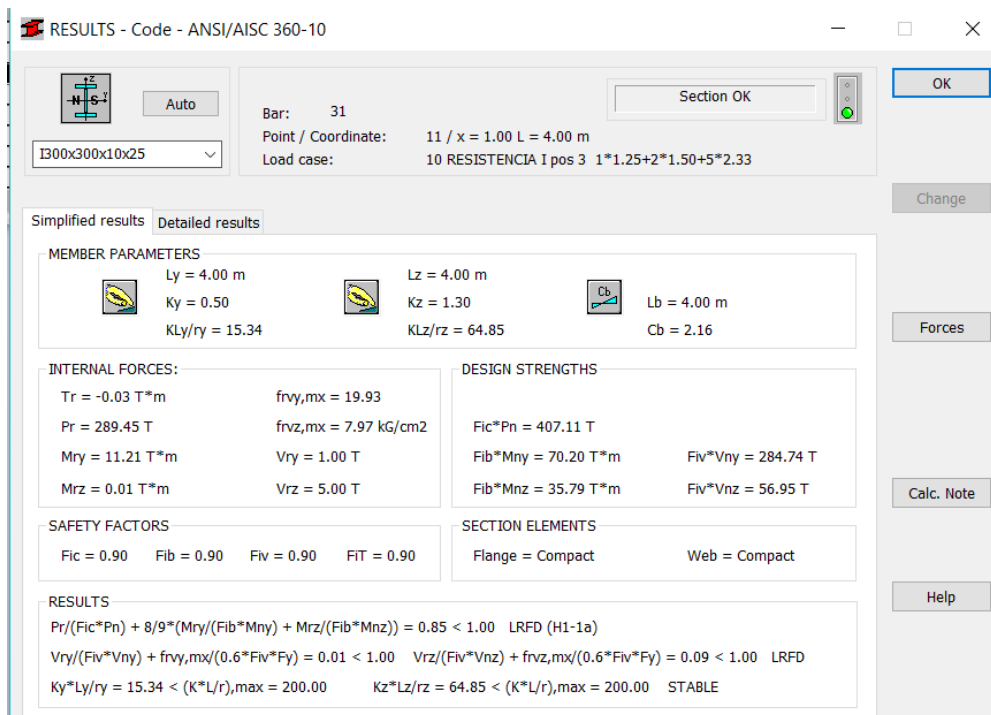


Fig. 6.11 Resultados de ROBOT para el elemento más cargado.

6.6.5 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.

Cálculo de Esbeltez.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para las alas de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_y (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

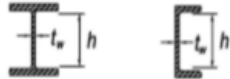
$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.48 \text{ límite}$$

$6 < 13.48$ alas no esbeltas.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para el alma de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.9 \text{ límite}$$

$25 < 35.9$ alma no esbelta.

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).

$F_e =$ tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1.3 * 4}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 64.85$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(64.85)^2} = 4785 \frac{kg}{cm^2}$$

$F_{cr} = \text{tensión crítica}$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{4785}}\right) * 3515.35 = 2584.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$P_n = \text{resistencia de compresión nominal.}$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$


$$P_n = 2584.8 * 175 = 452 \text{ TON}$$

$\phi P_n = \text{resistencia de diseño en compresión.}$

$$\phi P_n = 0.9 * 452 = 407.11 \text{ TON}$$

Determinación compacto - no compacto.

Determinación compacto-no compacto para las alas, según la tabla F1.1

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacto-no compacto)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

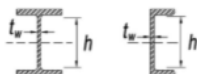
$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15 \text{ límite}$$

$$6 < 9.15 \text{ alas compactas}$$

Determinación compacto-no compacto para el alma, según la tabla F1.1

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacto-no compacto)	λ_r (esbelto-no esbelto)	

15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----	----------------------------------------	---------	-----------------------------	-----------------------------	------------------------------------------------------------------------------------

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55 \text{ límite}$$

$$25 < 90.55 \text{ alma compacta}$$

Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).

$M_n =$ resistencia nominal de flexión

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (\text{F2-1})$$

$$M_n = 3515.35 * 2218.75 = 77.99 \text{ TON} * m$$

$\phi M_n =$ resistencia de diseño en flexión

$$\phi M_n = 70.2 \text{ TON} * m$$

Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).

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

$$\frac{289.45}{407.11} + \frac{8}{9} \left(\frac{11.21}{70.20} \right) \leq 1$$

$$0.85 \leq 1$$

VERIFICATION FORMULAS:

$$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.85 < 1.00 \text{ LRFD (H1-1a) Verified}$$

Los cálculos manuales son iguales a los del programa ROBOT.

6.7 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE CON COEFICIENTE DE LONGITUD EFECTIVA K OBTENIDO DE ANSYS.

El diseño del puente de la sección anterior se lo realizó con un coeficiente de longitud efectiva $k=1,3$ asumido, sin un análisis de pandeo previo. Tras el análisis de pandeo en ANSYS realizado en el Capítulo V, el k calculado en el programa es igual a 1,15. A continuación se realiza diseño del puente con $k=1.15$

6.7.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

La fig. 6.12 muestra los resultados del análisis, lo valores representan el valor de eficiencia (utilidad) de los elementos estructural. Siendo los valores de eficiencia permitidos menor a 1, ya que la eficiencia es la relación entre la carga de respuesta y la resistencia de los elementos.

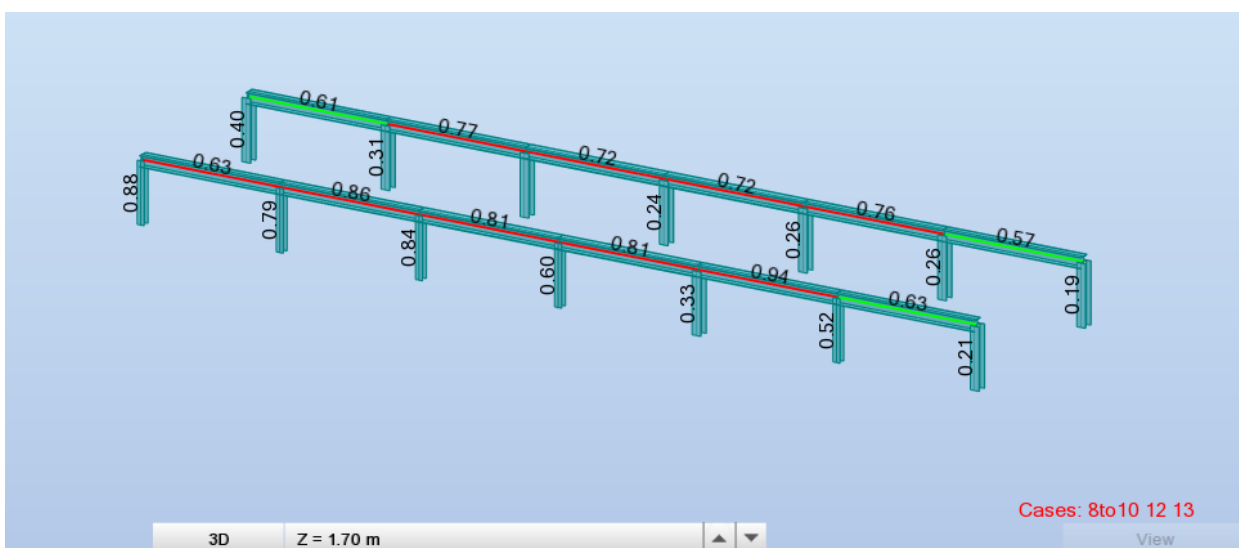


Fig. 6.12 Eficiencias (Utility Ratios)

A continuación, se muestra el análisis completo del elemento a compresión más cargado. Corresponde a la viga I300x300x10x25 del cordón superior de la estructura.

CODE: [ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010](#)
 ANALYSIS TYPE: [Member Verification](#)

CODE GROUP:

MEMBER: 31

POINT: 11

COORDINATE: $x = 1.00$ $L = 4.00$ m

LOADS:

Governing Load Case: 10 RESISTENCIA I pos 3 $1*1.25+2*1.50+5*2.33$

MATERIAL:

STEEL A588-50 $F_y = 3515.35$ kG/cm² $F_u = 4921.49$ kG/cm² $E = 2038902.42$ kG/cm²



SECTION PARAMETERS: I300x300x10x25

$d=30.00$ cm	$A_y=150.000$ cm ²	$A_z=30.000$ cm ²	$A_x=175.000$ cm ²
$b_f=30.00$ cm	$I_y=29739.583$ cm ⁴	$I_z=11252.083$ cm ⁴	$J=304.211$ cm ⁴
$t_w=1.00$ cm	$S_y=1982.639$ cm ³	$S_z=750.139$ cm ³	
$t_f=2.50$ cm	$Z_y=2218.750$ cm ³	$Z_z=1131.250$ cm ³	

MEMBER PARAMETERS:

 $L_y = 4.00$ m $K_y = 0.50$ $KL_y/r_y = 15.34$  $L_z = 4.00$ m $K_z = 1.15$ $KL_z/r_z = 57.37$  $L_b = 4.00$ m $C_b = 2.16$

INTERNAL FORCES:

 $T_r = -0.03$ T*m $f_{vy, mx} = 19.93$ kG/cm² $f_{vz, mx} = 7.97$ kG/cm² $P_r = 289.45$ T $M_{ry} = 11.21$ T*m $M_{rz} = 0.01$ T*m $V_{ry} = 1.00$ T $V_{rz} = 5.00$ T

DESIGN STRENGTHS

 $F_{ic} * P_n = 435.26$ T $F_{ib} * M_{ny} = 70.20$ T*m $F_{ib} * M_{nz} = 35.79$ T*m $F_{iv} * V_{ny} = 284.74$ T $F_{iv} * V_{nz} = 56.95$ T

SAFETY FACTORS

 $F_{ib} = 0.90$ $F_{ic} = 0.90$ $F_{iv} = 0.90$

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact

Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$$P_r / (F_{ic} * P_n) + 8/9 * (M_{ry} / (F_{ib} * M_{ny}) + M_{rz} / (F_{ib} * M_{nz})) = 0.81 < 1.00$$
 LRFD (H1-1a) Verified

$$V_{ry} / (F_{iv} * V_{ny}) + f_{vy, mx} / (0.6 * F_{iv} * F_y) = 0.01 < 1.00$$
 LRFD (G2-1) Verified

$$V_{rz} / (F_{iv} * V_{nz}) + f_{vz, mx} / (0.6 * F_{iv} * F_y) = 0.09 < 1.00$$
 LRFD (G2-1) Verified

$$K_y * L_y / r_y = 15.34 < (K * L / r)_{max} = 200.00$$

$$K_z * L_z / r_z = 57.37 < (K * L / r)_{max} = 200.00$$
 STABLE

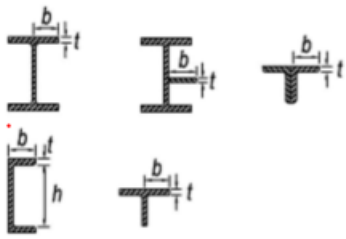
Section OK !!!

6.7.2 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.

Cálculo de Esbeltez.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para las alas de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_y (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

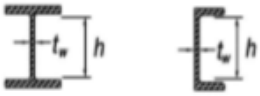
$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.48 \text{ límite}$$

$6 < 13.48$ alas no esbeltas.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para el alma de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_y (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.9 \text{ límite}$$

25 < 35.9 *alma no esbelta.*

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).

F_e = *tensión de pandeo elástico*

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1.15 * 4}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 57.367$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(57.367)^2} = 6114.656 \frac{kg}{cm^2}$$

F_{cr} = *tensión crítica*

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{6114.656}}\right) * 3515.35 = 2763.54 \frac{kg}{cm^2}$$

P_n = *resistencia de compresión nominal.*

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$

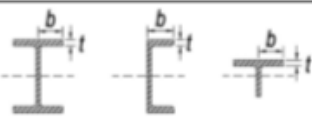
$$P_n = 2584.8 * 175 = 483.6 \text{ TON}$$

ϕP_n = *resistencia de diseño en compresión.*

$$\phi P_n = 0.9 * 452 = 435.26 \text{ TON}$$

Determinación compacto - no compacto.

Determinación compacto-no compacto para las alas, según la tabla F1.1

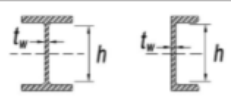
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_y (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15 \text{ límite}$$

$$6 < 9.15 \text{ alas compactas}$$

Determinación compacto-no compacto para el alma, según la tabla F1.1

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_y (esbelto-no esbelto)	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55 \text{ límite}$$

$$25 < 90.55 \text{ alma compacta}$$

Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).

M_n = resistencia nominal de flexión

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (\text{F2-1})$$

$$M_n = 3515.35 * 2218.75 = 77.99 \text{ TON} * m$$

$\phi M_n = \text{resistencia de diseño en flexión}$

$$\phi M_n = 70.2 \text{ TON} * m$$

Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).

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

$$\frac{289.45}{435.26} + \frac{8}{9} \left(\frac{11.21}{70.20} \right) \leq 1$$

$$0.81 \leq 1$$

VERIFICATION FORMULAS:

$$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.81 < 1.00 \quad \text{LRFD (H1-1a) Verified}$$

Los cálculos manuales son iguales a los del programa ROBOT.

6.8 DISEÑO CON SECCIONES OPTIMIZADAS.

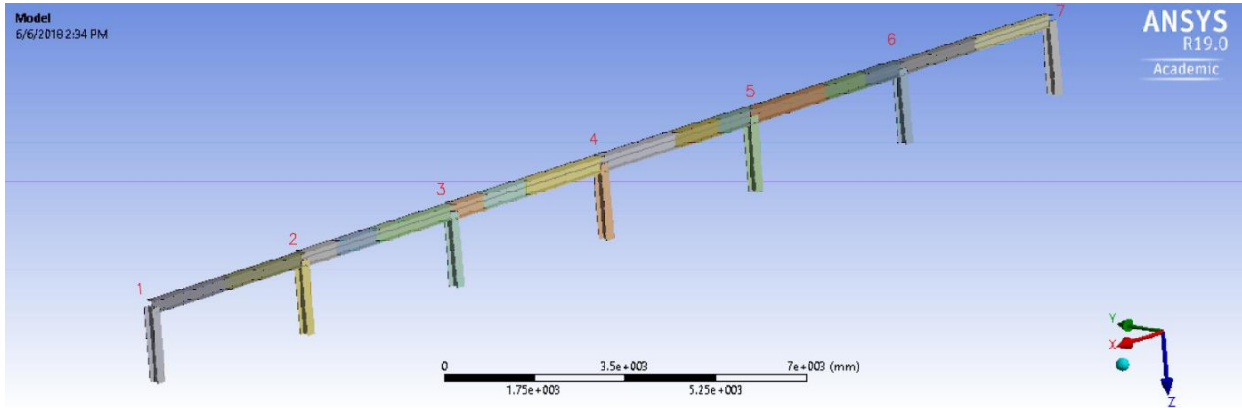


Fig. 6.13 Geometría en ANSYS.

Tabla 7. Detalles de Vigas.

Viga	Long. (m)	Sección
1-2	4.064	I 240x240x10x15
2-3	4.064	I 300x300x10x20
3-4	4.064	I 300x300x10x25
4-5	4.064	I 300x300x10x25
5-6	4.064	I 300x300x10x20
6-7	4.064	I 240x240x10x15
Columnas	1.5	I 200x200x6x10

Para las nuevas secciones se calculó un coeficiente de longitud de pandeo $k=1.29$. A continuación se muestra el diseño del puente con las secciones optimizadas.

6.8.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

La fig. 6.14 muestra los resultados del análisis, los valores representan el valor de eficiencia (utilidad) de los elementos estructural. Siendo los valores de eficiencia permitidos menor a 1, ya que la eficiencia es la relación entre la carga de respuesta y la resistencia de los elementos.

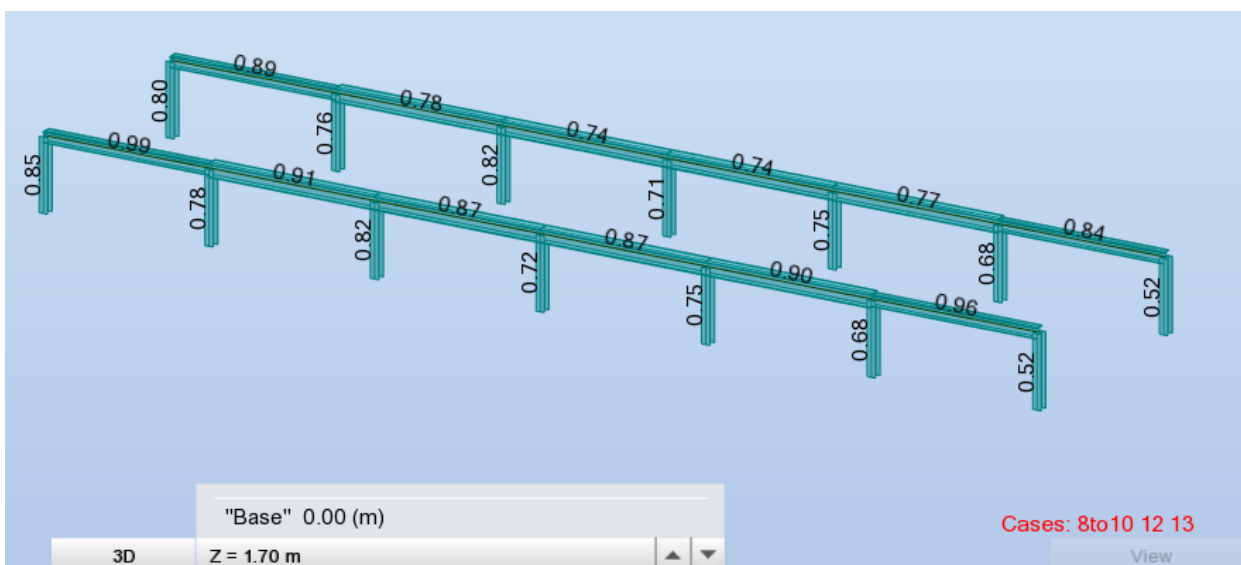


Fig. 6.14 Eficiencias (Utility Ratios)

A continuación, se muestra el análisis completo del elemento a compresión más cargado. Corresponde a la viga I300x300x10x25 del cordón superior de la estructura.

CODE: ANSI/AISC 360-10 An American National Standard, June 22, 2010
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:**MEMBER:** 31**POINT:** 11**COORDINATE:** x = 1.00 L = 4.00 m**LOADS:**

Governing Load Case: 10 RESISTENCIA I pos 3 1*1.25+2*1.50+5*2.33

MATERIAL:STEEL A588-50 $F_y = 3515.35 \text{ kG/cm}^2$ $F_u = 4921.49 \text{ kG/cm}^2$ $E = 2038902.42 \text{ kG/cm}^2$ **SECTION PARAMETERS: I300x300x10x25**

d=30.00 cm	$A_y=150.000 \text{ cm}^2$	$A_z=30.000 \text{ cm}^2$	$A_x=175.000 \text{ cm}^2$
bf=30.00 cm	$I_y=29739.583 \text{ cm}^4$	$I_z=11252.083 \text{ cm}^4$	$J=304.211 \text{ cm}^4$
tw=1.00 cm	$S_y=1982.639 \text{ cm}^3$	$S_z=750.139 \text{ cm}^3$	
tf=2.50 cm	$Z_y=2218.750 \text{ cm}^3$	$Z_z=1131.250 \text{ cm}^3$	

MEMBER PARAMETERS:

$L_y = 4.00 \text{ m}$
 $K_y = 0.50$
 $KL_y/ry = 15.34$



$L_z = 4.00 \text{ m}$
 $K_z = 1.29$
 $KL_z/rz = 64.35$



$L_b = 4.00 \text{ m}$
 $C_b = 2.15$

INTERNAL FORCES:

$Tr = -0.01 \text{ T}\cdot\text{m}$
 $Pr = 288.65 \text{ T}$
 $M_{ry} = 11.09 \text{ T}\cdot\text{m}$
 $M_{rz} = -0.91 \text{ T}\cdot\text{m}$

$fr_{vy,mx} = 6.24 \text{ kG/cm}^2$
 $fr_{vz,mx} = 2.49 \text{ kG/cm}^2$

$V_{ry} = 1.11 \text{ T}$
 $V_{rz} = 4.94 \text{ T}$

DESIGN STRENGTHS

$Fic\cdot P_n = 409.03 \text{ T}$
 $Fib\cdot M_{ny} = 70.20 \text{ T}\cdot\text{m}$
 $Fib\cdot M_{nz} = 35.79 \text{ T}\cdot\text{m}$

$Fiv\cdot V_{ny} = 284.74 \text{ T}$
 $Fiv\cdot V_{nz} = 56.95 \text{ T}$

SAFETY FACTORS

$Fib = 0.90$ $Fic = 0.90$ $Fiv = 0.90$

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

$Pr/(Fic\cdot P_n) + 8/9\cdot(M_{ry}/(Fib\cdot M_{ny}) + M_{rz}/(Fib\cdot M_{nz})) = 0.87 < 1.00$ LRFD (H1-1a) Verified
 $V_{ry}/(Fiv\cdot V_{ny}) + fr_{vy,mx}/(0.6\cdot Fiv\cdot F_y) = 0.01 < 1.00$ LRFD (G2-1) Verified
 $V_{rz}/(Fiv\cdot V_{nz}) + fr_{vz,mx}/(0.6\cdot Fiv\cdot F_y) = 0.09 < 1.00$ LRFD (G2-1) Verified
 $K_y\cdot L_y/ry = 15.34 < (K\cdot L/r)_{max} = 200.00$ $K_z\cdot L_z/rz = 64.35 < (K\cdot L/r)_{max} = 200.00$ STABLE

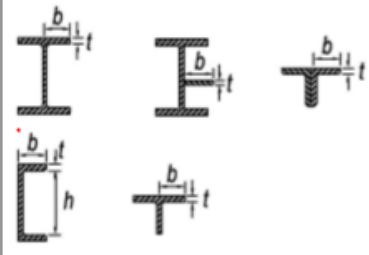
Section OK !!!

6.8.2 COMPROBACIÓN CON CÁLCULOS MANUALES USANDO EL CÓDIGO DE DISEÑO AISC 360-10.

Cálculo de Esbeltez.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para las alas de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_y (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

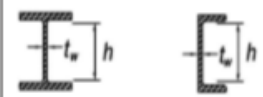
$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.48 \text{ límite}$$

$6 < 13.48$ alas no esbeltas.

Determinación de la esbeltez y del límite de esbeltez para el alma de la viga según la tabla B4.

1a.

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_y (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.9 \text{ límite}$$

25 < 35.9 *alma no esbelta.*

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (Sección E3).

F_e = tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4; AISC 360-10})$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{1.29 * 4}{\sqrt{\frac{0.00011252}{0.0175}}} = 64.35$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2038902.42}{(57.367)^2} = 4859.46 \frac{kg}{cm^2}$$

F_{cr} = tensión crítica

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y \quad (\text{E3-2; AISC 360-10})$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515.35}{4859.46}}\right) * 3515.35 = 2597 \frac{kg}{cm^2}$$

P_n = resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{E4-1; AISC 360-10})$$


$$P_n = 2597 * 175 = 454.5 \text{ TON}$$

ΦP_n = resistencia de diseño en compresión.

$$\Phi P_n = 0.9 * 452 = 409 \text{ TON}$$

Determinación compacto - no compacto.

Determinación compacto-no compacto para las alas, según la tabla F1.1

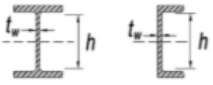
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacto-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15 \text{ límite}$$

$$6 < 9.15 \text{ alas compactas}$$

Determinación compacto-no compacto para el alma, según la tabla F1.1

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacto-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{h}{t_w} = \frac{250}{10} = 25$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55 \text{ límite}$$

$$25 < 90.55 \text{ alma compacta}$$

Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (sección F2).

$M_n =$ resistencia nominal de flexión

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (\text{F2-1})$$

$$M_n = 3515.35 * 2218.75 = 77.99 \text{ TON} * m$$

$\phi M_n = \text{resistencia de diseño en flexión}$

$$\phi M_n = 70.2 \text{ TON} * m$$

Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y carga axial (sección H1).

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

$$\frac{288.65}{409.03} + \frac{8}{9} \left(\frac{11.09}{70.20} + \frac{0.91}{35.79} \right) \leq 1$$

$$0.87 \leq 1$$

VERIFICATION FORMULAS:

$$Pr/(Fic*Pn) + 8/9*(Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz)) = 0.87 < 1.00 \quad \text{LRFD (H1-1a) Verified}$$

Los cálculos manuales son iguales a los del programa ROBOT.

CAPÍTULO VII

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

7.1 RESUMEN DE RESULTADOS.

Los resultados obtenidos en los capítulos anteriores se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 10. Resultados de Carga Crítica

Método	k	ϕP_n (ton)	F.S.
Engesser	0.80	491	1.69
Bleich	1.0	459	1.58
Timoshenko	1.08	445	1.54
Lutz-Fisher	1.01	457	1.58
Holt	0.98	462	1.59
Ansys	1.15	430	1.48
Ansys secciones opt.	1.29	404	1.39

7.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los resultados obtenidos de los métodos teóricos y de la modelación son satisfactorios y cumplen con las solicitaciones requeridas.
- El resultado obtenido por Engesser es alto comparado con el resto, uno puede argumentar que se debe a que su análisis es simple y rápido; asume una carga axial constante a través del cordón, la cual produciría una mejor distribución de esfuerzos en el cordón, siendo todo

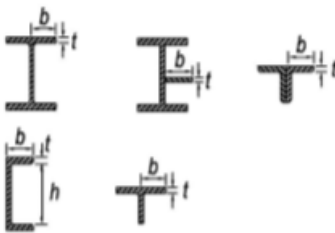
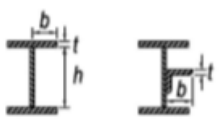
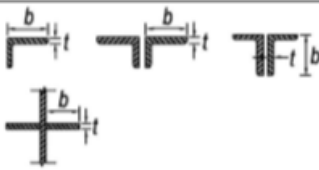

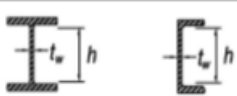

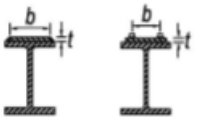

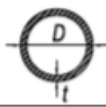
el elemento solicitado a lo largo casi en su total capacidad, permitiendo una mayor carga crítica de pandeo. Se recomienda usarlo como método preliminar y realizar un análisis más extenso para mejores resultados.

- El resultado de Bleich se obtiene asumiendo una carga axial constante y una sección transversal del cordón constante, además de extremos rígidos en el cordón, lo cual no lo hace un análisis similar al del modelo en Ansys.
- Por su parte Holt sí toma en cuenta factores secundarios en cuenta, como la rigidez torsional del cordón, pero al igual que Bleich, su análisis se obtiene en base a una carga axial constante.
- El análisis de Lutz y Fisher considera las deflexiones iniciales por imperfecciones o excentricidades iniciales del material por procesos de manufacturado.
- El resultado del análisis de Timoshenko es el que más se acerca al resultado real obtenido por Ansys; Timoshenko es una extensión del análisis propuesto por Engesser y considera que la carga axial varía parabólicamente a lo largo del cordón siendo la carga igual a cero en los extremos y máxima en la mitad, similar al análisis estructural realizado en ROBOT; no toma en cuenta efectos como imperfecciones geométricas iniciales o excentricidades por manufactura.
- Los resultados en Ansys son menores a los teóricos por las siguientes razones: 1) La carga axial no es constante a lo largo del elemento. 2) La sección transversal del elemento es variable. 3) El análisis en Ansys considera efectos no lineales.
- Los métodos teóricos son útiles como herramientas preliminares y se recomienda la inclusión de un análisis de modelación de elementos finitos en programas estructurales como Ansys.

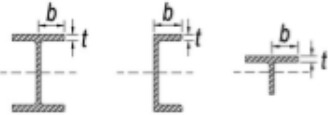
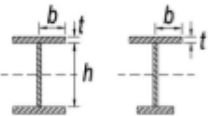
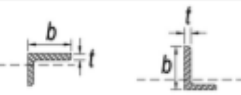
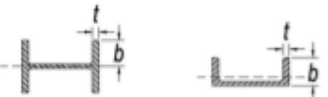

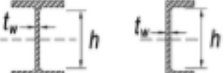
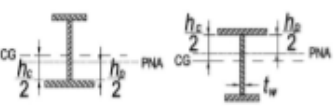
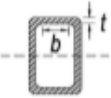
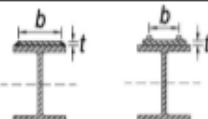

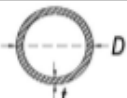
- El pandeo presenta un modo de falla debido a esfuerzos de compresión altos que provocan que el elemento deje de estar en equilibrio; no es considerado un estado límite. Además, el pandeo generalmente se alcanza antes de llegar a la capacidad completa del material. La carga a la cual ocurre el colapso del miembro se llama carga crítica de pandeo y es un criterio de diseño de elementos a compresión.
- Las deformaciones iniciales del cordón a compresión pueden reducir la carga crítica de pandeo; se debe tomar en cuenta las cargas vehiculares las cuales producen desplazamientos en el cordón, así como también las imperfecciones en el material y excentricidades por manufactura para un análisis más exacto.
- Se recomienda no usar puentes tipo pony para longitudes grandes y limitar su uso para estructuras pequeñas de construcción rápida y económica.
- En Ecuador, al ser un país sísmico, se recomienda no usar los puentes tipo pony por su falta de arriostramiento lateral que produce una pobre tolerancia a fuerzas sísmicas laterales.
- El diseño de un puente pony está determinado por el pandeo del cordón superior, siendo esta la parte más crítica de la estructura; la resistencia del puente está dado por la rigidez del cordón superior y por la rigidez que aportan los elementos verticales y diagonales de la cercha.
- La carga y forma de pandeo del cordón superior de una cercha están en función de la rigidez que provee los elementos diagonales y verticales de la cercha; el diseño de los elementos transversales (que conforman la cercha) y las vigas de piso impactarán en la carga crítica de pandeo.

ANEXOS.

Anexo 1. Tabla B4. 1a AISC 360-10

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

Anexo 2. Tabla B4. 1b AISC 360-10

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión						
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h _c /t _w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ [c] $(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09)$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

Anexo 3. Diseño del tablero del puente.

En esta sección se muestra el diseño de la armadura del tablero, el tablero es de 20 cm de espesor al cual se aumenta su espesor en 2 cm como superficie para desgaste. Además de este se deberá proporcionar al tablero una inclinación del 2 %. La inclinación y la superficie de desgaste son de hormigón y se funden monolíticamente con la losa de hormigón. El recubrimiento mínimo inferior es igual a 2.5 cm y el superior 5 cm. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** s e muestra la sección transversal del tablero. Todas las fórmulas que se muestran son de la norma AASHTO LRFD 2007. Todos los momentos de la Tabla 4.1-1 se mayoran un 60% (factor de contingencia de 1.6) debido a la sobrecarga del transformador.

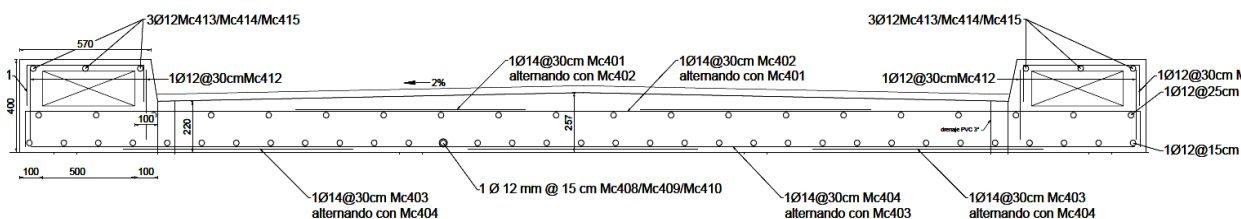


Fig. 6.1 Vista transversal del tablero.

BASES DEL DISEÑO.

Ancho de la losa:	$w_{\text{losa}} := 4900\text{-mm}$	
Espaciamiento entre vigas longitudinales:	$l_{\text{vigas}} := 1500\text{-mm}$	
Ancho de la vía:	$w_{\text{vía}} := 3700\text{-mm} = 3700\text{-mm}$	
Largo del puente:	$L_{\text{puente}} := 25000\text{-mm}$	
Recubrimiento mínimo en la parte superior de la losa:	$\text{recub}_{\text{sup}} := 50\text{-mm}$	STable 5.12.3-1
Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa:	$\text{recub}_{\text{inf}} := 25\text{-mm}$	mínimo 5.12.3-1
Número de vigas longitudinales:	$n_g := 4$ 6 en total con las de la armadura de acero	
Densidad del hormigón:	$W_c := 2400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	STable 3.5.1-1
Densidad de acero:	$W_s := 7850 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	STable 3.5.1-1
Resistencia a la compresión del hormigón:	$f'_c := 280 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	S 5.4.2.1
Resistencia del refuerzo:	$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	S 5.4.3 & S 6.10.3.7
Resistencia de perfiles de acero:		
$f_{y,\text{perfil}} := 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ resistencia a la fluencia	$f_{u,\text{perfil}} := 4500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
		resistencia última a la tensión
Espesor de la losa:	$t_s := 200\text{-mm}$	> mínimo 175mm S 9.7.1.1
Espesor de la losa en voladizo:	$t_o := 200\text{-mm}$	> mínimo 200mm S 13.7.3.1.2
ton := 1000-kg unidades		

DISEÑO DEL TABLERO DE HORMIGÓN CON EL MÉTODO DE LA FRANJA EQUIVALENTE.

Bases del diseño del tablero

S 4.6.2

Los momentos son calculados asumiendo que las vigas son soportes rígidos en sus ejes longitudinales. el refuerzo es el mismo en todas las luces. La sección de losa en cantiléver se diseña para las Cargas Muertas y Vivas además de la carga de Colisión.

Factores de carga para losa y barreras:

$$\gamma_{pDCmin} := 0.9 \quad \text{mínimo} \quad \text{S 3.4.1}$$

$$\gamma_{pDCmax} := 1.2 \quad \text{máximo} \quad \text{S 3.4.1}$$

Peso de la losa por metro cuadrado: $w := W_c \cdot (t_o + 50 \text{ mm}) = 0.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Momento negativo y positivo mayorado de Carga Muerta (DC) de la losa:

$$M_{u_{posmuerta}} := \gamma_{pDCmax} \cdot \frac{w \cdot l_{vigas}^2}{9} = 0.19 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad M_{u_{negmuerta}} := M_{u_{posmuerta}} \text{ para los vanos interiores}$$

Nota: Momento aproximado, se asume que es válido ya que el peso propio de la losa se considera pequeño comparado con las cargas de vehículos. El valor 8 es un valor de apoyo simple para el cálculo de momentos.

Distancia desde el eje longitudinal hasta la sección de diseño

S 4.6.2.1.6

Ancho del ala superior de las vigas longitudinales:

$$b_{ala} := 250 \text{ mm}$$

Distancia a la sección de diseño:

$$x_2 := \frac{b_{ala}}{4} = 62.50 \text{ mm}$$

medido desde el eje longitudinal de las vigas

Cálculo de momentos positivos por en la losa

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1 en Apéndice A4 para encontrar los valores de los momentos positivos y negativos en la losa por los efectos de Carga Viga (LL). Se consideran estos valores apropiados para el diseño puesto que la losa cumple todos los requisitos especificados en el Apéndice A4.

Espaciamiento entre vigas:

$$l_{vigas} = 1.50 \text{ m}$$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I:

$$\gamma_{LL} := 1.75 \quad \text{Tabla 3.4.1-1}$$

$$M_{u_{posviva}} := \gamma_{LL} \cdot 2.15 \cdot 1.6 \text{ ton} = 6 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Tabla A.4.1-1, 1.6 factor de contingencia por sobrecarga del transformador

$$M_{u_{\text{postotal}}} := M_{u_{\text{posmuerta}}} + M_{u_{\text{posviva}}} = 6.2 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento positivo total de diseño para vanos interiores}$$

Cálculo de momentos negativos en la losa

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1. Ídem momentos positivos

Espaciamiento entre vigas $l_{\text{vigas}} = 1.50 \text{ m}$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I: $\gamma_{\text{LL}} := 1.75$ Tabla 3.4.1-1

$M_{u_{\text{negviva}}} := -\gamma_{\text{LL}} \cdot 1.67 \cdot 1.6 \text{ ton} = -4.68 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ Tabla A.4.1-1, 1.6 factor de contingencia por sobrecarga del transformador

$M_{u_{\text{negtotal}}} := -M_{u_{\text{negmuerta}}} + M_{u_{\text{negviva}}} = -4.9 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ Momento negativo total de diseño para vanos interiores

Diseño del refuerzo positivo transversal en la losa:

$\text{bar_diam} := 14 \text{ mm}$ se escogen varillas ϕ 14mm para el diseño

$\text{bar_area} := 1.5394 \text{ cm}^2$ área de la varilla de 14

$d_e := t_s - \text{recub}_{\text{inf}} - \frac{\text{bar_diam}}{2} = 168.00 \text{ mm}$ distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

Factor de resistencia en tensión: $\phi_f := 0.9$ S 5.5.4.2.1

$R_n := \frac{M_{u_{\text{postotal}}}}{\phi_f \cdot d_e^2} = 24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal

$\rho := 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 f_c}} \right) = 0.00615$ cuantía de refuerzo

$A_s := \rho \cdot d_e = 10.336 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ área de acero requerida por unidad de longitud (m)

Espaciamiento_requerido $:= \frac{\text{bar_area}}{A_s} = 149 \text{ mm}$ espaciamento requerido de refuerzo positivo

Espaciamiento_diseño $\text{pos} := 150 \text{ mm}$ se escoge un espaciamento de 150mm en las áreas de momento positivo

Evaluación del agrietamiento por refuerzo positivo para Cargas de Servicio

S 5.7.3.4

$$M_{s_{\text{postotal}}} := \frac{M_{u_{\text{posmuerta}}}}{\gamma_{\text{pDCmax}}} + \frac{M_{u_{\text{posviva}}}}{\gamma_{\text{LL}}} = 3.6 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{momento positivo no mayorado}$$

$$A_s := \frac{\text{bar_area}}{\text{Espaciamiento_diseño}_{\text{pos}}} = 1.03 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{refuerzo por unidad de longitud}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.00611 \quad \text{cuantía de refuerzo por unidad de longitud}$$

$$n := 8 \quad \text{razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón}$$

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 121.80 \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

$$k := \frac{\sqrt{2 \cdot B \cdot d_e + 1} - 1}{(B \cdot d_e)} = 0.27$$

$$k \cdot d_e = 44.95 \text{ mm} \quad \text{altura de la sección rectangular a compresión del hormigón}$$

$$I_t := \frac{1}{3} \cdot (k \cdot d_e)^3 + n \cdot A_s \cdot (d_e - k \cdot d_e)^2 = 154586 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}} \quad \text{Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro}$$

$$y := d_e - k \cdot d_e = 123 \text{ mm} \quad \text{distancia desde el eje neutro al acero en tensión}$$

$$f_{ss} := \frac{n \cdot M_{s_{\text{postotal}}} \cdot y}{I_t} = 2286 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Espaciamiento mínimo para el control de agrietamiento:

$$\beta_s := 1 + \frac{\text{recub}_{\text{inf}}}{0.7 \cdot (t_s - \text{recub}_{\text{inf}})} = 1.20 \quad \text{S 5.7.3.4}$$

$$\gamma_e := 0.75 \quad \text{factor de intemperie} \quad \text{S 5.7.3.4}$$

$$s_{\text{min}} := \frac{12.6 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{mm}} \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot \text{recub}_{\text{inf}} = 293 \text{ mm} \quad \text{Ec. (5.7.3.4-1)}$$

$$\text{Espaciamiento_diseño}_{\text{pos}} = 150.00 \text{ mm} \quad \text{Espaciamiento en la zona del momento positivo máximo}$$

$$\text{Evaluación} := \begin{cases} \text{"Satisfactoria"} & \text{if } s_{\text{min}} > \text{Espaciamiento_diseño}_{\text{pos}} \\ \text{"No_cumple"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Evaluación} = \text{"Satisfactoria"}$$

Diseño del refuerzo negativo transversal en la losa

Figura. Detalle del refuerzo en la losa.

$\text{bar_diam} := 14\text{-mm}$ se escogen varillas ϕ 12mm para el diseño

$$\text{bar_area} := \frac{\text{bar_diam}^2 \cdot \pi}{4} = 1.54\text{cm}^2 \quad \text{área de la varilla de 12}$$

$$d_e := t_s - \text{recub}_{\text{sup}} - \frac{\text{bar_diam}}{2} = 143.00\text{mm} \quad \text{distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla}$$

Factor de resistencia en tensión: $\phi_f := 0.9$ S 5.5.4.2.1

$$R_n := \frac{-M_{u_{\text{negtotal}}}}{\phi_f \cdot d_e^2} = 26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal}$$

$$\rho := 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 f_c}} \right) = 0.00669 \quad \text{cuantía de refuerzo}$$

$$A_s := \rho \cdot d_e = 0.956 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{área de acero requerida por unidad de longitud (mm)}$$

$$\text{Espaciamiento_requerido} := \frac{\text{bar_area}}{A_s} = 161\text{mm} \quad \text{espaciamiento requerido de refuerzo positivo}$$

Espaciamiento_diseño_{neg} := 150·mm se escoge un espaciamento de 150mm en las áreas de momento positivo

Evaluación del agrietamiento por refuerzo negativo para Cargas de Servicio S 5.7.3.4

$$M_{s_{\text{negtotal}}} := \frac{M_{u_{\text{negmuerta}}}}{\gamma_{\text{pDCmax}}} + \frac{M_{u_{\text{negviva}}}}{\gamma_{\text{LL}}} = -2.5\text{ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento positivo no mayorado}$$

$$A_s := \frac{\text{bar_area}}{\text{Espaciamiento_diseño}_{\text{neg}}} = 1.03 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{refuerzo por unidad de longitud}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d_e} = 0.00718 \quad \text{cuantía de refuerzo por unidad de longitud}$$

$n := 8$ razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón

$$B := \frac{1}{n \cdot A_s} = 121.80 \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

$$k := \frac{\sqrt{2 \cdot B \cdot d_e + 1} - 1}{(B \cdot d_e)} = 0.29$$

$k \cdot d_e = 40.94 \text{ mm}$ altura de la sección rectangular a compresión del hormigón

$$I_t := \frac{1}{3} \cdot (k \cdot d_e)^3 + n \cdot A_s \cdot (d_e - k \cdot d_e)^2 = 108391 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro

$y := d_e - k \cdot d_e = 102.06 \text{ mm}$ distancia desde el eje neutro al acero en tensión

$$f_{ss} := \frac{n \cdot (-M_{s_{\text{negtotal}}}) \cdot y}{I_t} = 1900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Espaciamiento mínimo para el control de agrietamiento:

$$\beta_s := 1 + \frac{\text{recub}_{\text{sup}}}{0.7(t_s - \text{recub}_{\text{sup}})} = 1.48 \quad \text{S 5.7.3.4}$$

$\gamma_e := 0.75$ factor de intemperie S 5.7.3.4

$$s_{\text{min}} := \frac{12.6 \frac{\text{ton}}{\text{mm}} \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot \text{recub}_{\text{inf}} = 287 \cdot \text{mm}$$

Espaciamiento_diseño_{neg} = 150.00 mm Espaciamiento en la zona del momento negativo máximo

Evaluación := $\begin{cases} \text{"Satisfactoria"} & \text{if } \text{Espaciamiento_diseño}_{\text{neg}} < s_{\text{min}} \\ \text{"No_cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Evaluación = "Satisfactoria"

Longitud de corte para el acero de refuerzo transversal

$\text{bar_diam} = 14.00 \text{ mm}$ diámetro de las varillas

$\text{bar_area} = 1.54 \text{ cm}^2$ área de las varillas

Espaciamiento_diseño_{neg} = 150.00 mm espaciamento entre varillas en zonas de momento negativo máximo

$A_s := \frac{\text{bar_area}}{2 \cdot \text{Espaciamiento_diseño}_{\text{neg}}} = 5.13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ cuantía de acero para determinar el lugar de corte de las varillas de refuerzo negativo

$\phi_f = 0.90$ factor de carga para flexión

$$T := A_s \cdot f_y = 22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$a := \frac{T}{0.85 f_c} = 9.1 \text{ mm}$$

$$d_e = 143.00 \text{ mm}$$

$$M_n := T \cdot \left(d_e - \frac{a}{2} \right) = 2.98 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento nominal con varillas espaciadas 300mm}$$

$$M_r := \phi_f \cdot M_n = 2.69 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento resistente con varillas espaciadas 300mm}$$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I: $\gamma_{LL} := 1.75$ Tabla 3.4.1-1

Momentos factorados Tabla A4-1 para espaciamiento de 1.5m, momentos negativos a 300mm respectivamente:

$$8240 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mmg}} = 0.84 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \text{con el factor de contingencia} \quad 1.68240 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mmg}} = 1.34 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Comparando el valor del momento resistente encontramos que el momento de diseño a 300mm es un lugar apropiado para el corte. En consecuencia, se escoge una longitud de corte a 600mm desde el apoyo con respecto a momentos negativos en los vanos interiores, la longitud adicional se escoge de forma conservadora. En el mismo sentido el momento positivo se deja una longitud de 600mm a cada lado desde la mitad del vano, es decir una varilla de 1.2 m para los momentos positivos.

Diseño del refuerzo longitudinal de la losa

Refuerzo inferior:

$$S_e := 1_{\text{vigas}} - 2 \cdot x_1 = 1375 \text{ mm} \quad \text{longitud efectiva entre vigas} \quad \text{S 9.7.2.3}$$

El refuerzo longitudinal se calcula como un porcentaje del acero de refuerzo principal, referencia S 9.7.3.2

$$A_{s,\text{inf,porcen}} := \min \left(\frac{3840}{\sqrt{\frac{S_e}{\text{mm}}}}, 67\% \right) = 0.67 \quad \text{S 9.7.3.2}$$

bar_diam := 12mm acero de refuerzo positivo

Espaciamiento_pos := 150mm

Espaciamiento_secun.inf := $\frac{\text{Espaciamiento_pos} \cdot 1.1310}{A_{s,\text{inf},\text{porcen}} \cdot 1.5394} = 164\text{-mm}$ espaciamiento con varillas de 12mm

Espaciamiento_secun.inf := 150·mm varillas de ϕ 12mm @ 150mm

Refuerzo superior:

$t_s = 200.00\text{mm}$ ancho de la losa

$A_g := t_s = 200.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$ área de hormigón por unidad de longitud

$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ fluencia del acero de refuerzo

$A_s := \frac{0.75}{2 \cdot f_y} \cdot (t_s + 50\text{mm}) \cdot \frac{9.81\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2.19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ S 5.10.8 incluye 50mm por el espesor medio de la capa de rodadura

El área de refuerzo para temperatura y contracción se distribuye en partes iguales en la parte inferior y la en la parte superior.

$A_{s,\text{req}} := \max(A_s, 0.233\text{mm}) = 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ S 5.10.8

$\text{bar_area} := \frac{\text{bar_diam}^2 \cdot \pi}{4} = 1.13\text{cm}^2$ área de varilla de 12mm

$A_{s,\text{sup}} := \frac{\text{bar_area}}{250\text{mm}} = 4.52 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ acero superior se escoge un espaciamiento de 200mm entre varilla superiores, cumpliendo con el espaciamiento máximo de 450mm especificado por el código

$A_{s,\text{inf}} := \frac{\text{bar_area}}{150\text{mm}} = 7.54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ acero inferior, cumple con la cuantía mínima y máxima de refuerzo

Anexo 4. Impacto de las diagonales en la rigidez lateral del cordón superior para el puente Catarama aplicando una fuerza lateral de 12361 N.

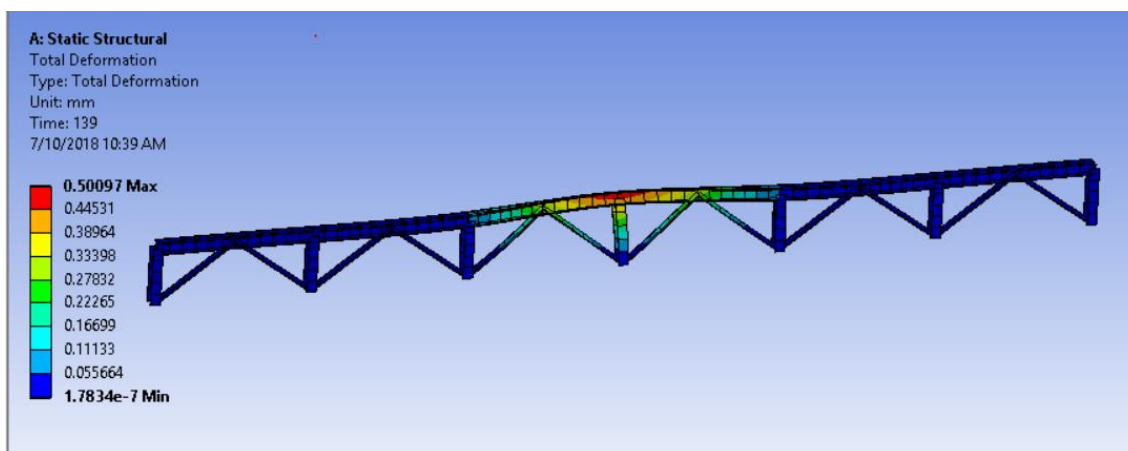


Fig. 1 Deformación total con diagonales.

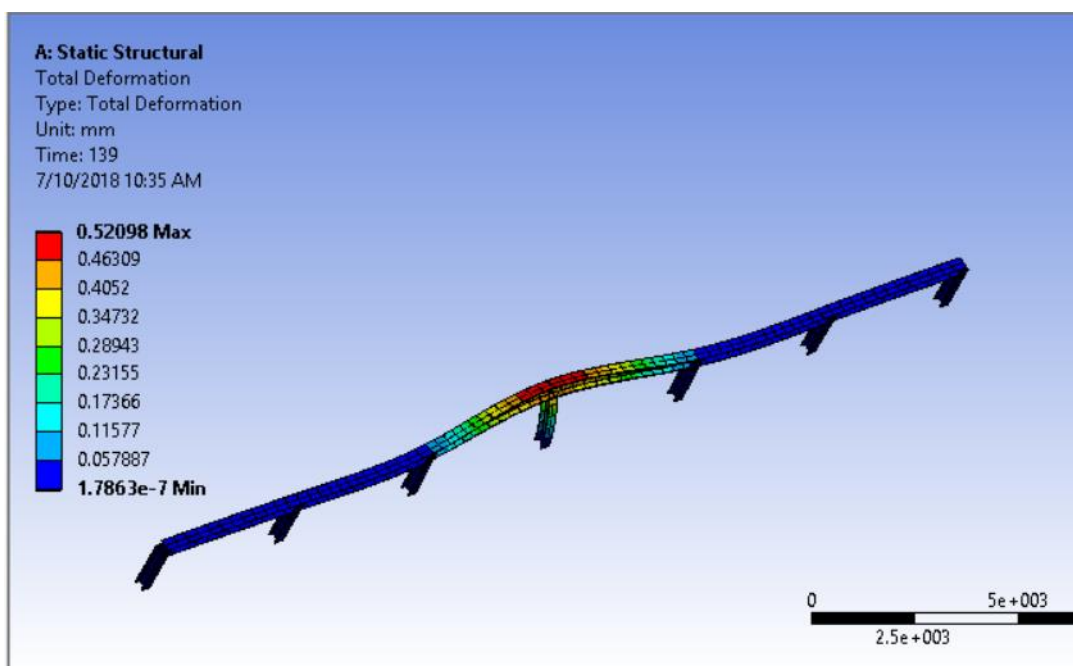


Fig. 2 Deformación total sin diagonales.

Porcentaje de Error.

$$\frac{0.52098 - 0.50097}{0.50097} \times 100 = 4\%$$

BIBLIOGRAFÍA

- (AASHTO), A. A. (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, D.C.: AASHTO.
- Bleich, F. (1952). *Buckling Strength Of Metal Structures*. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Chacón, P. (2016). *Propiedades mecánicas de los aceros estructurales*. Quito.
- Coruña, U. d. (Diciembre de 2016). *Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*. Obtenido de caminos.udc.es
- Csagoly, P., & Bakht, B. (1969). *Lateral buckling of pony truss bridges*. Ontario: Ontario Ministry of Transportation and Communications.
- Galambos, T. (1998). *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Hibbeler, R. (2011). *Mecánica de Materiales*. Mexico D.F.: Pearson Education, Inc.
- Huyett, G. (2000). *Engineering handbook*. Minneapolis. Obtenido de huyett.com
- Lee, S., & Clough, R. (1958). Stability of pony-truss bridges. *IABSE Publications*, 2.
- Matthies, D. (2012). *Lateral buckling analysis of a steel pony truss*. Ames: Iowa State University of Science and Technology.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Structural Steel Design*. New Jersey: Pearson Education.
- McRobie, A. (2008). *Engineering Tripos Part IIA: Handout 3*.
- UNNE. (2012). *Universidad Nacional del Nordeste*. Obtenido de ing.unne.edu.ar