

DISEÑO DE SÚPER ESTRUCTURA DE PUENTES ISÓSTATICOS METÁLICOS FERROVIARIOS EN EL ECUADOR. CASO VIGAS TIPO I DE ALMA LLENA.

Resumen.

En el siguiente artículo se presenta dos ejemplos de cálculo de súper estructuras de puentes ferroviarios en acero. El primer diseño se la hace de forma manual en una hoja electrónica de Excel en la tipología de súper estructura de tablero superior con vigas I de alma llena para una luz de 22.00 metros; y el segundo ejemplo práctico es una aplicación del programa comercial SAP2000 con una aplicación para el mismo puente diseñado de forma manual con la hoja electrónica en Excel, esto con la finalidad de comparar resultados y comprobar los dos métodos.

1. Introducción.

En el Ecuador la mayor parte de puentes ferroviarios se encuentran en la línea de 466 km, Durán – Quito, con 90 puentes considerados obras de arte mayor, dentro de estos 90 puentes 85 son de Acero; y dentro de de los de Acero la tipología estructural más utilizada en la superestructura es la de vigas tipo I de alma llena con tablero superior e inferior.



Figura 1. Puente ferroviario con vigas de alma llena y tablero superior ubicado en el tramo Sibambe Alausí.

1.1 Acero Estructural para puentes ferroviarios.

El desarrollo del acero como material ha sido muy grande a finales del siglo XX. Los procesos metalúrgicos químicos y físicos han desarrollado importantes avances y mejoras en varias de las propiedades del acero. Los aceros de calidad estructural de alta resistencia y baja aleación HSLA, por sus siglas en inglés (high-strength low-alloy) han sido usados por muchos años en el diseño y construcción de puentes ferroviarios. Recientes investigaciones y progresos relacionados con el alto desenvolvimiento del acero HPS (high performance steel) han provisto a este material de importantes mejoras.

Entre las mejoras de las propiedades del acero están:

- Resistencia.
- Ductilidad.
- Resistencia a la fractura.
- Resistencia a la corrosión.
- Soldabilidad.

Los requerimientos de diseño con respecto al acero; contenidos en este apartado están basados conforme a los presentes requerimientos de las especificaciones del código ASTM:

Tabla 1 Tipos de acero estructural según código ASTM.

ACEROS ESTRUCTURALES CÓDIGO ASTM							
DESIGNACION ASTM	Fy- Límite de fluencia Mínimo		Fu- Límite Elástico Mínimo		Rangos de Espesor.		Aplicable a Perfiles Laminados
	psi	kg/cm2	psi	kg/cm2	Para planchas y barras (in)	Para planchas y barras (cm)	
A36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A709, Grado 36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2) A709, Grado 50W (Nota2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	46000	3233.8	67000	4710.1	desde 4 hasta 5	desde 10.16 hasta 12.70	Ninguno
A588 (Nota 2)	42000	2952.6	63000	4428.9	desde 5 hasta 8	desde 12.70 hasta 20.32	Ninguno
A572, Grado 50 A709, Grado 50	50000	3515	65000	4569.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A572, Grado 42	42000	2952.6	60000	4218	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A852 (Nota 2)	70000	4921	90000	6327	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno
A709, Grado HPS70W (Nota 2)	70000	4921	85000	5975.5	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno
Nota1: Estos datos fueron actualizados en Enero 2000							
Nota 2: A588 o A709, Grado 50W, A852 y A709, Grado HPS 70 W poseen una resistencia a la corrosión atmosférica en todos los ambientes substancialmente mejor que los aceros de carbón con o sin cobre. En muchas aplicaciones estos aceros pueden mantenerse sin pintar.							

El tipo de acero que escogerá el diseñador se basará principalmente en las condiciones ambientales y climatológicas a las que estará sometida la estructura de acero.

En el Ecuador particularmente los puentes de estructura metálica se encuentran sometidos a agentes externos adversos; que los afectan con problemas de corrosión y oxidación; por lo que la tipología de acero más conveniente es el acero ASTM A588 grado 50W; y es el que se utiliza para el ejemplo práctico que se presenta en el presente trabajo.

Tabla 2. Composición química del acero A588.

COMPOSICIÓN QUIMICA DEL ACERO A588	
Carbono (C)	0,20% max
Manganeso (Mn)	0,75 – 1,35%
Silicio (Si)	0,15 – 0,50%
Fósforo (P)	0,04% max
Azufre (S)	0,05% max
Cobre (Cu)	0,20 - 0,40%
Niquel (Ni)	0,50% max
Cromo (Cr)	0,40 – 0,70%
Vanadio	0,01 – 0,10%

Se muestra a continuación en la tabla 3.3 los requerimientos mecánicos que deben cumplir el Acero ASTM A588-50W.

Tabla 3 Requerimientos mecánicos de diseño del Acero A588-50W.

REQUERIMIENTOS MECANICOS ACERO A588-50W			
REQUERIMIENTO MECÁNICO	ksi	Mpa	kg/cm²
Esfuerzo de tracción mínimo	70	485	4921
Esfuerzo de Fluencia mínimo	50	345	3515
Elongación en 8 in(200 mm)	18%		
Elongación en 2 in (50 mm)	21%		

1.2 Gálibo de Obras.

El gálibo de obras en ingeniería ferroviaria representa el perfil transversal libre necesario y reglamentado que se debe dejar al proyectar las obras superiores a la vía como la súper estructura de un puente, o un túnel. Estos gálibos vienen reglamentados por los diferentes códigos de diseño de cada país.

1.3 Gálibo AREMA.

El gálibo para tramos rectos de vía no deberá ser menor al mostrado en la figura 3.10. En tramos de vía en curva; el galibo se incrementará las distancias al eje central en una pulgada y media lo que equivale a 3.81 cm, por cada grado de curvatura.

Cuando la sección de galibo se encuentre sobre un tramo de tangente; pero el tramo en curva se encuentre a una distancia de 24.38 metros (80 pies) o menos entonces se deberá incrementar la distancia a cada lado del eje central según lo indica la tabla 3.5.

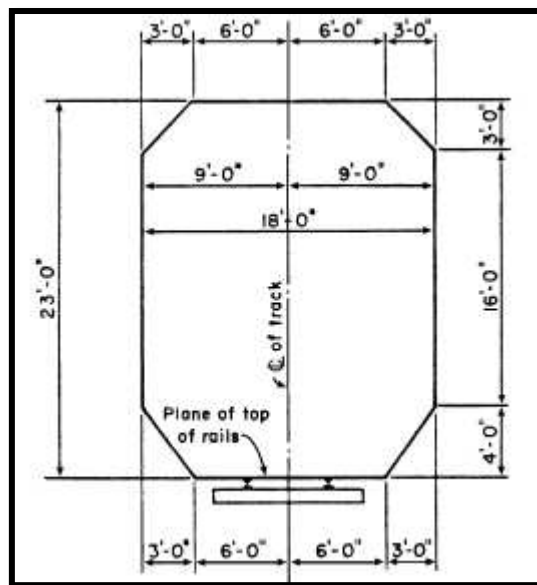


Figura 2. Gálibo según norma AREMA.

Tabla 4. Incrementos de gálibos en curvas.

Distancia desde galibo hasta tramo curvo		Incremento por grado de curvatura	
pies	Metros	pulgadas	Centímetros.
0-21	0 - 6.40	1 1/2	3.81
21-40	6.40 - 12.20	1 1/8	2.86
41-60	12.50 - 18.30	3/4	1.91
61-80	18.60 - 24.40	3/8	0.95

1.4. Pre dimensionamiento en base a fuente bibliográfica.

Se presenta a continuación en la siguiente tabla algunos datos sobre el pre dimensionamiento de vigas de puentes ferroviarios metálicos ferroviarios:

Tabla 5. Pre dimensionamiento de vigas.

ELEMENTO	h/L
Vigas maestras de alma llena, sobre dos apoyos.	1/10
Vigas maestras de alma llena en casos especiales con contraflecha	1/16
Vigas Gerber (cantilliver) de alma llena.	1/10
Vigas maestras continuas, de alma llena.	1/12
Largueros del tablero (vigas portarrieles).	1/8-1/10
Viguetas transversales en puentes sin arriostamiento superior(vía sencilla).	1/7
Viguetas transversales en puentes sin arriostamiento superior(vía doble).	1/7

1.5.- Carga Viva.

Carga Viva según normas Americanas.

Los puentes de ferrocarril son comúnmente analizados por una serie de cargas ideadas por Theodore Cooper. Estas cargas se nombran por E seguido del valor de la carga. Estas cargas puntuales idealizan dos locomotoras seguidas por una carga uniforme repartida que representa los vagones.

Cooper introdujo su tren de cargas en el año 1894; que fue llamado carga E-40; representada en la figura 3.16.

Se asume que el tren tiene una carga 40 000 libras (18.18 Ton) en el eje motor de la máquina.

Desde que este sistema fue introducido; los pesos de los ferrocarriles se han incrementado notoriamente, hasta la actualidad que los puentes son diseñados en base a cargas E-72; E-80 y E-90; aunque las E-90 no son usuales.

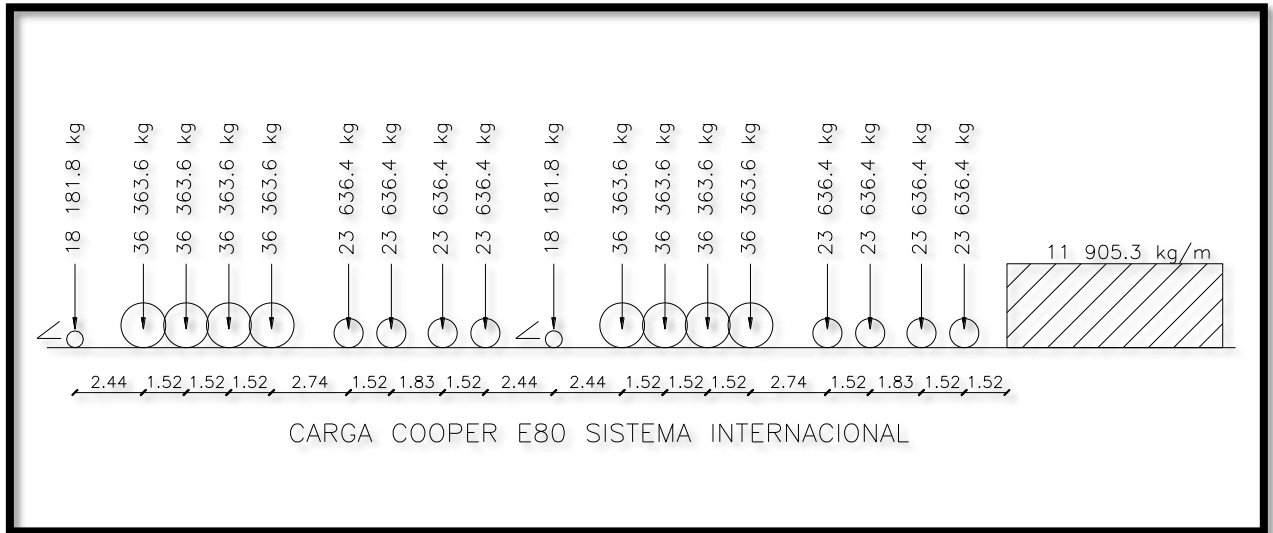


Figura 3. Tren de Cargas Cooper E-80 en unidades del sistema internacional.

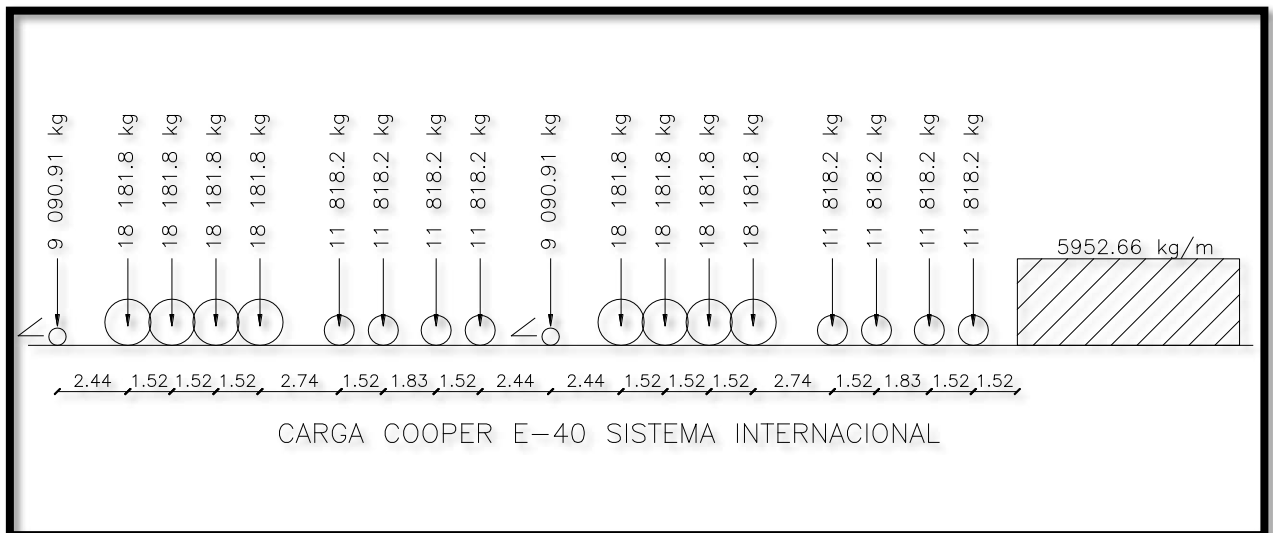


Figura 4. .Tren de Cargas Cooper E-40 en unidades del sistema internacional.

2. Cálculo mediante una hoja electrónica para un Puente metálico ferroviario de Tablero Superior.

Se desarrolla en este apartado el diseño íntegro, de forma manual, detallado y sin ayuda de programas computacionales de la súper estructura metálica de un puente ferroviario en acero de vigas I de alma llena con tablero superior. El proceso completo se desarrolló en una hoja electrónica de Excel. En primera instancia se efectúa el pre dimensionamiento de los elementos estructurales en base a las relaciones proporcionales que deben tener estos entre sí para conformar la estabilidad global de la estructura. Luego se estiman todas las fuerzas que actúan en la súper estructura. Al conocer las fuerzas actuantes, se analiza los máximos esfuerzos que generan y en base a estos esfuerzos se procede al diseño según lo estipulado en el código AREMA. El diseño abarca los elementos principales de la estructura como las vigas maestras, los arriostramientos laterales y horizontales, así como los elementos secundarios como rigidizadores transversales, rigidizadores de apoyo, platabandas. A continuación se presentan fotografías de la tipología estructural de la que se va efectuar el diseño en el ejemplo.



Figura 5. Detalle de sección transversal de súper estructura con Diafragmas, arriostramientos horizontales y Rigidizadores.

El pre dimensionamiento se lo hace en base a relaciones geométricas y proporciones adecuadas que deben tener los de los elementos estructurales para que la estructura sea estable. Además se basa en la experiencia de puentes existentes. A continuación se muestra el proceso:

2.1 Pre dimensionamiento.

El pre dimensionamiento se lo hace en base a relaciones geométricas y proporciones adecuadas que deben tener los de los elementos estructurales para que la estructura sea estable. Además se basa en la experiencia de puentes existentes. A continuación se muestra el proceso:

DATOS	
LUZ DEL PUENTE	22.00 metros
ANCHO DEL TABLERO	3 metros

PREDIMENSIONAMIENTO	
<u>VIGA MAESTRA</u>	
<u>ALTURA h</u>	
$H = \frac{L}{10} \quad \text{a} \quad \frac{L}{12}$	$H = 2 \text{ m}$
	$H \text{ asumido} = 2 \text{ m}$
<u>ESPESOR ALMA tw</u>	
$tw = \frac{H}{200}$	$tw = 10 \text{ mm}$
	$tw \text{ asumido} = 10 \text{ mm}$
<u>BASE DE LA VIGA</u>	
$b = \frac{H}{5}$	$b = 0.40 \text{ m}$
	$b \text{ asumido} = 0.4 \text{ m}$

ESPESOR ALAS

$$t_f = \frac{H}{150} \rightarrow \begin{matrix} t_f = 13 \text{ mm} \\ t_f \text{ asumido} = 15 \text{ mm} \end{matrix}$$

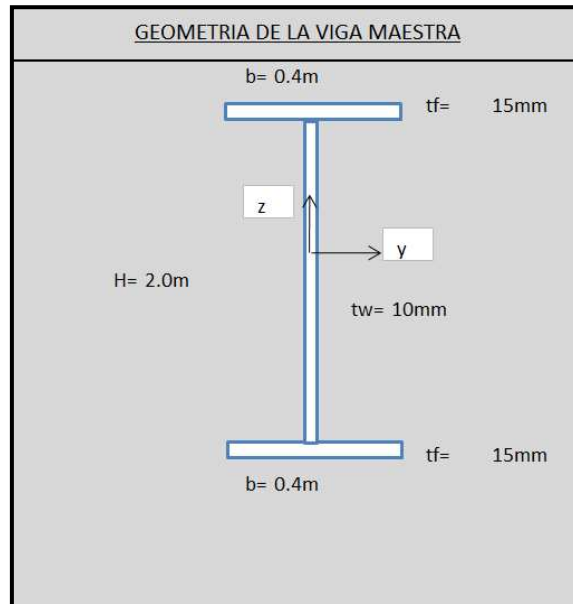


Figura 6. Geometría de la sección transversal de la viga principal, luego de pre dimensionamiento. Tomado de la hoja de cálculo.

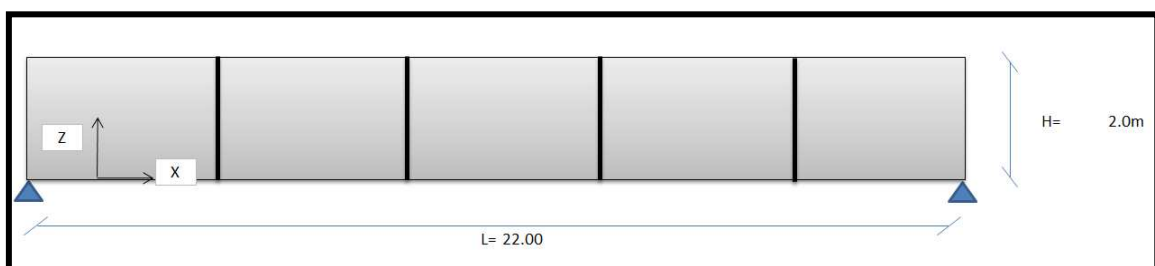


Figura 7. Geometría longitudinal de la viga principal, luego de pre dimensionamiento.

La separación entre las vigas principales no debe ser menor a $L/12$ para que la súper estructura no sea inestable. Además se indica el pre dimensionamiento de los diafragmas (arriostramientos laterales), arriostramiento horizontal y rigidizadores. Se debe tomar en cuenta los perfiles comerciales con que se dispone en el mercado, por lo que se adjunta una tabla con los ángulos comerciales de Acero ASTM- A588 grado 50.

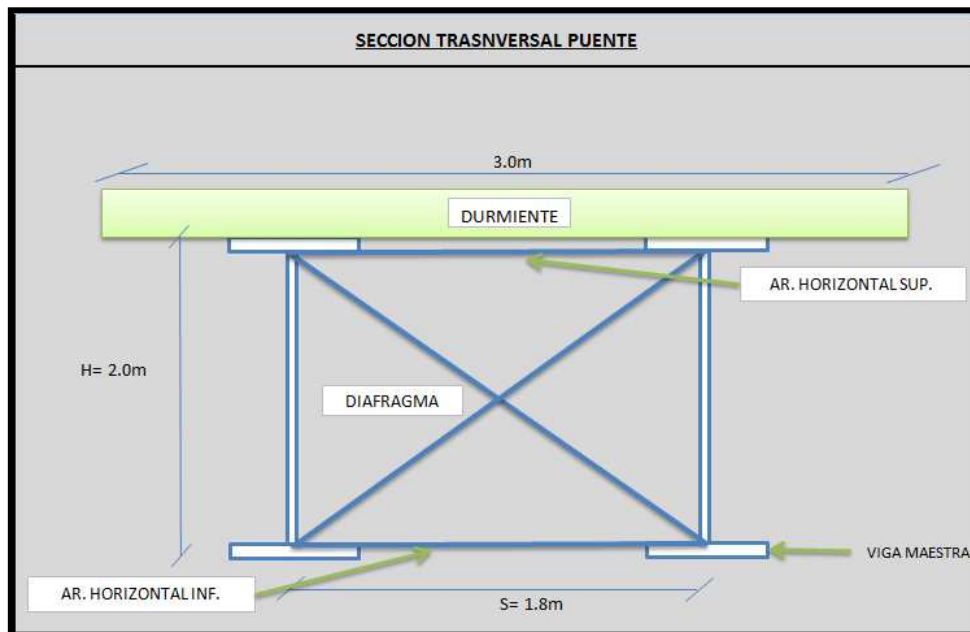
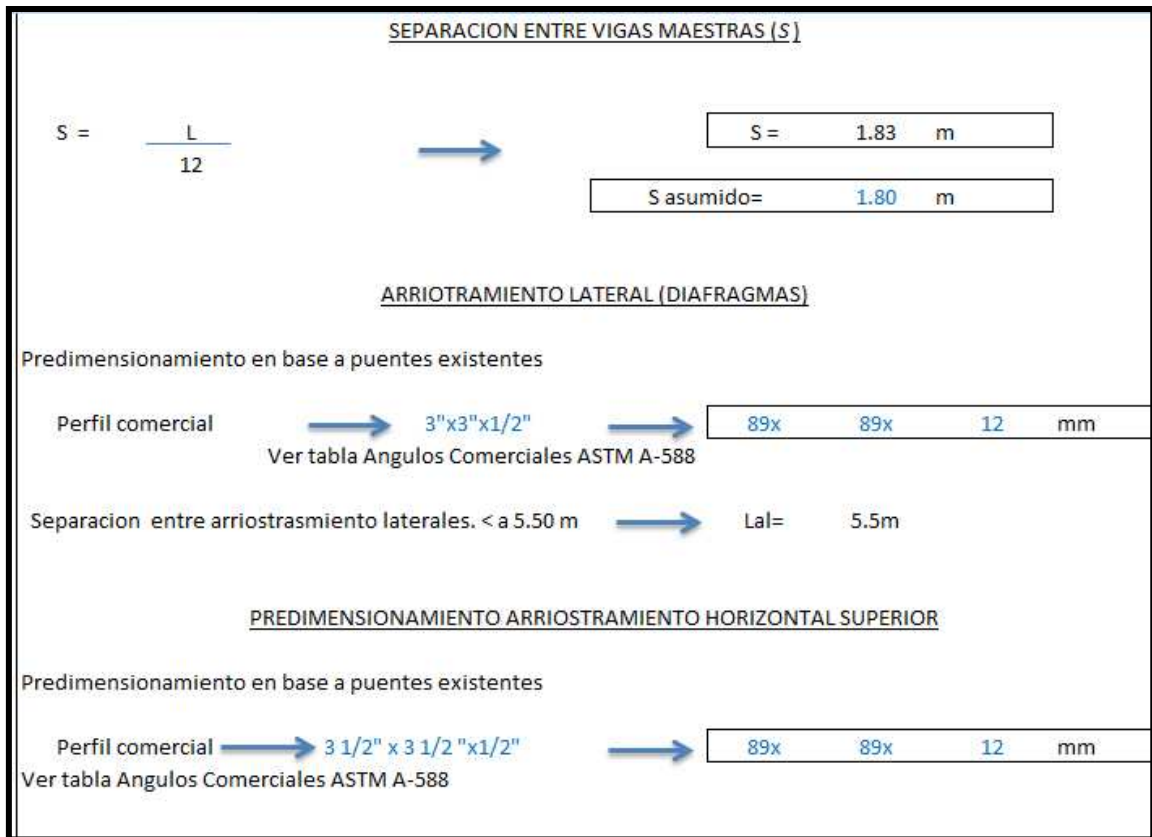


Figura 8. Sección Transversal de puente con medidas principales establecidas en el pre dimensionamiento.

2.2 Datos de la locomotora requeridos para el diseño y Estimación de fuerzas Actuantes.

En este apartado se muestra la estimación de todas las acciones que actúan sobre la súper estructura, como carga muerta, carga viva, fuerzas laterales, acciones dinámicas.

2.3 Estimación Fuerzas y Esfuerzos por Carga Muerta.

A partir de los datos obtenidos de la fase de pre dimensionamiento, se procede a realizar la estimación de carga muerta que actuará sobre un riel de la vía. Es decir se asume que cada viga principal soporta la carga de un eje de la locomotora y la mitad del peso propio de la súper estructura.

Tabla 6. Estimación de carga muerta proveniente de un eje de la vía.

<u>CARGA MUERTA</u>	Cálculo para un eje.
Vía Férrea. (Código Arema)	300.00 kg/m
Vigas Maestras.	
Alas	94.20 kg/m
Alma	157.0 kg/m
Arriostramiento Lateral	+ 12.30 kg/m
Arriostramiento Horizontal Sup e inf.	50.30 kg/m
Rigidizadores	14.71 kg/m
Platabandas.	51.81 kg/m
Accesorios uniones	30 kg/m
	<hr/>
TOTAL.	710.33 kg/m

Se muestra en los siguientes gráficos la carga distribuida por el peso propio de la estructura, y los diagramas de corte y flexión que esta carga genera.

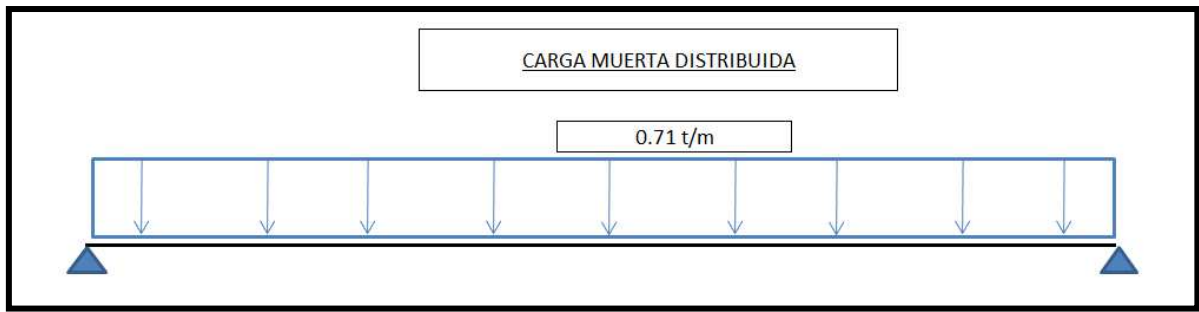


Figura 9. Carga distribuida aplicada a una de las dos vigas principales.

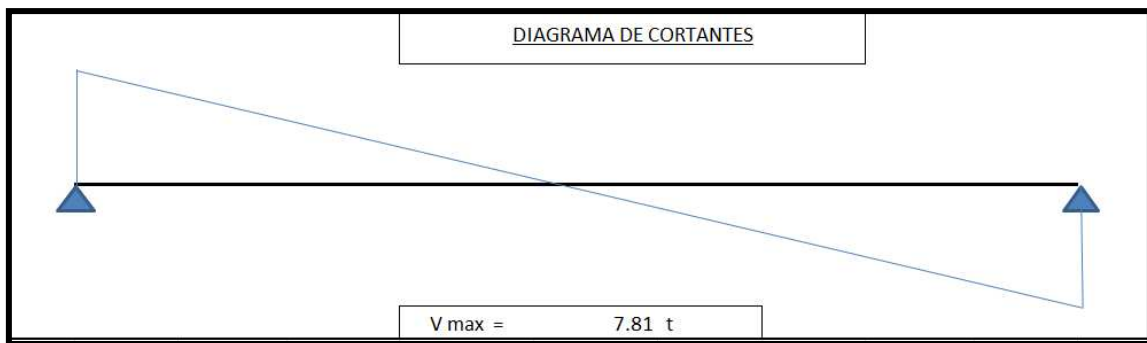


Figura 10. Diagrama de fuerzas de corte debido a carga muerta de la súper estructura aplicado a una de las dos vigas principales.

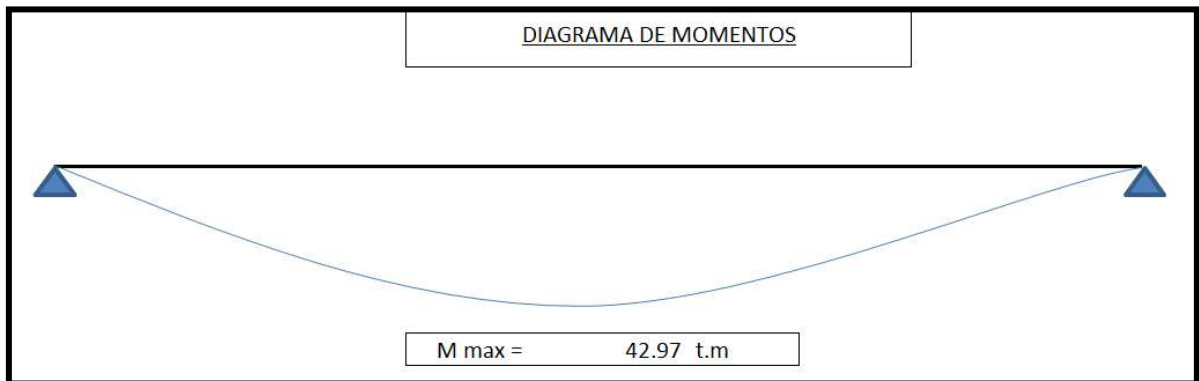


Figura 11. Diagrama de momentos debido a carga muerta de la súper estructura aplicado a una de las dos vigas principales.

2.4 Estimación de Fuerzas y Esfuerzos por Carga Viva.

La carga viva se aplica, como ya se mencionó en el capítulo anterior por medio del tren de cargas Cooper E40 para el caso de Ecuador que soporta locomotoras del siglo pasado y el cual va estar funcionando para fines turísticos.

En la actualidad las vías de ferrocarril en el país son utilizadas con fines turísticos y los vagones transportados por la locomotora son carros de pasajeros por lo que la bastaría con utilizar la carga Cooper E-35 como establece la EFE (Empresa de ferrocarriles ecuatorianos). Sin embargo la recomendación del presente trabajo es utilizar la carga Cooper E-40 ya que durante la vida útil de la estructura puede proyectarse en un futuro la utilización de la vía para propósitos de transporte de carga como ha ocurrido en otros países como Colombia en la rehabilitación de sus vías férreas.

Por medio de la carga Cooper E-40 se encuentra el cortante máximo generado el cual se presenta a continuación:

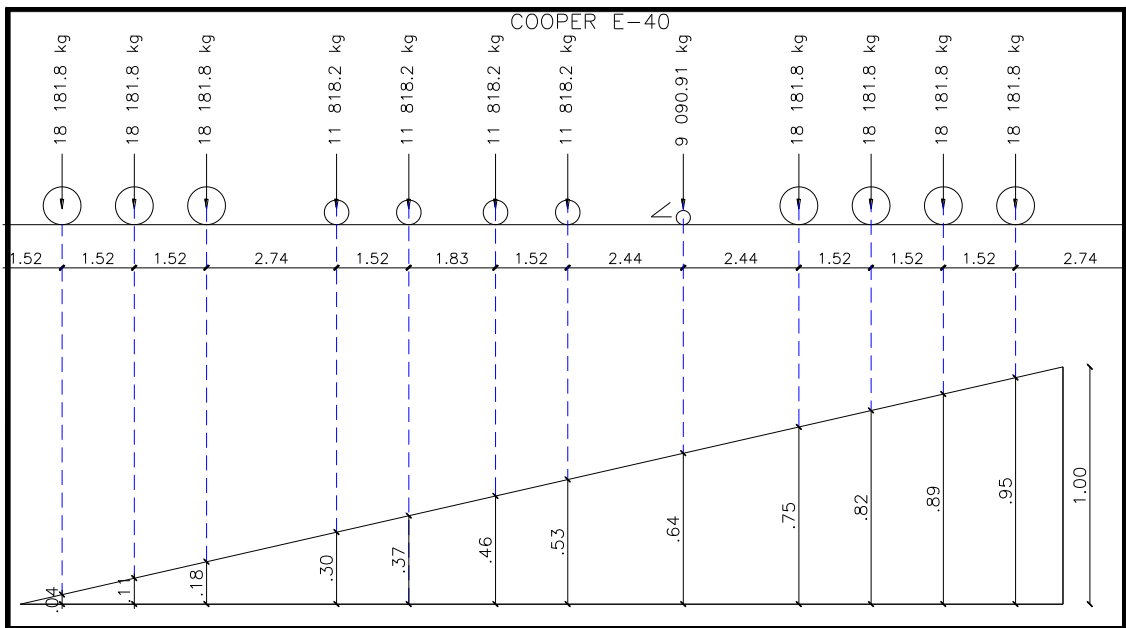


Figura 12. Aplicación de la carga Cooper E40 a la línea de influencia por corte.

Tabla 7. Cálculo de esfuerzo cortante máximo debido a la carga móvil Cooper E 40.

CORTANTE A (L)		
Ordenada L. influencia	Carga Móvil 1 EJE (t)	CORTANTE (t)
0.04	9.09	0.36
0.11	9.09	1.00
0.18	9.09	1.64
0.30	5.91	1.77
0.37	5.91	2.19
0.46	5.91	2.72
0.53	5.91	3.13
0.64	4.55	2.91
0.75	9.09	6.82
0.82	9.09	7.45
0.89	9.09	8.09
0.95	9.09	8.64
	V max =	46.72 t

Para el diseño a flexión de las vigas principales, se ha dividido a éstas en 8 secciones iguales en el sentido longitudinal como se aprecia en la figura 4.12. Además estos límites se usan para la disposición de las platabandas que son diseñadas netamente para resistir flexión en las zonas más críticas. Luego se debe hallar los momentos de flexión por carga viva cada $L/8$, 2.75 metros, por medio de líneas de influencia y aplicar el tren de cargas Cooper E-40.

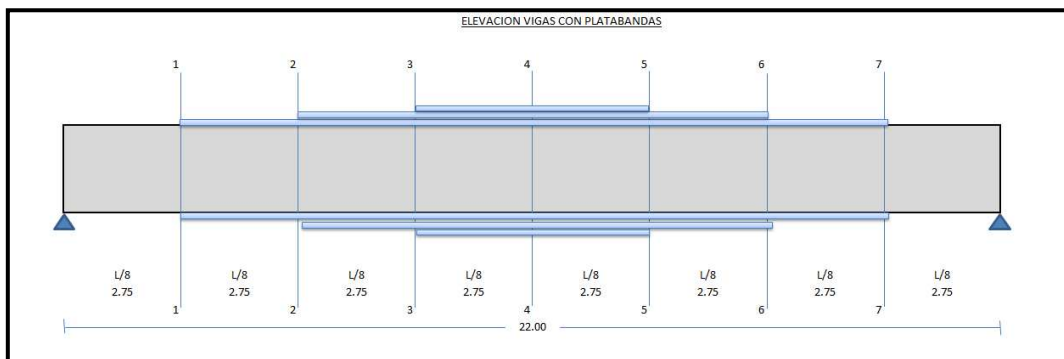


Figura 13. Elevación de vigas principales con platabandas.

2.5 Línea de influencia a 1/2 de L, 11.00 metros.

Se presenta la línea de influencia a un 1/2 de la luz es decir a 11.00 metros del apoyo, y luego es cargada con el tren de carga Cooper E40, de forma que coincida el punto más alto de la línea de influencia 5.50 t.m con las cargas puntuales más altas del tren de Cooper - E40, esto con el propósito de generar el momento máximo.

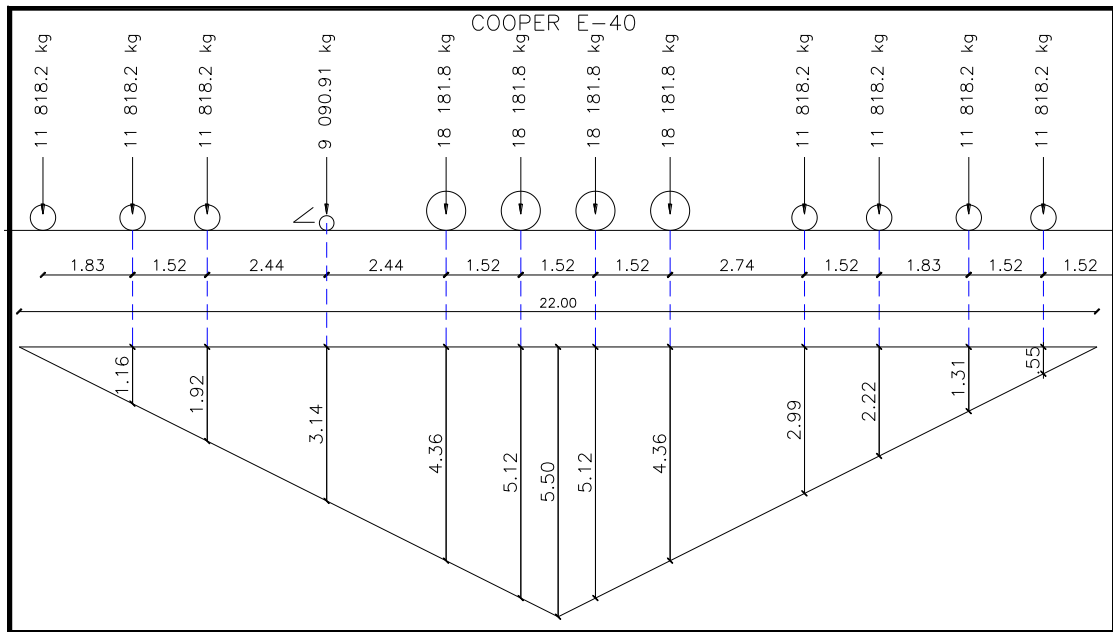


Figura 14. Aplicación de tren de cargas Cooper E40 sobre la línea de influencia de momentos a 1/2 de la luz.

Tabla 8. Cálculo de momento máximo generado por la carga móvil a 1/2 de la luz.

MOMENTO A (L/2)			
Ordenada L. influencia	Carga Móvil 2 EJES (t)	Carga Móvil 1 EJE (t)	MOMENTO (t.m)
1.16	11.81	5.91	6.85
1.92	11.81	5.91	11.34
3.14	9.09	4.55	14.27
4.36	18.18	9.09	39.63
5.12	18.18	9.09	46.54
5.12	18.18	9.09	46.54
4.36	18.18	9.09	39.63
2.99	11.81	5.91	17.66
2.22	11.81	5.91	13.11
1.31	11.81	5.91	7.74
0.55	11.81	5.91	3.25
	M max	246.55 t.m	

2.6 Estados principales en los cálculos de Diseño.

Se presenta a continuación los principales estados de carga para el diseño de la súper estructura metálica de puentes ferroviarios metálicos. Está resaltado con color celeste las cargas de diseño principales y que aplican para el caso de vigas Tipo I de alma llena.

Tabla 9. Combinaciones de carga para Puentes metálicos ferroviarios. Las combinaciones de carga en azul son los que son aplicables para el presente ejemplo de vigas I de con alma llena. Los estados de carga en color blanco se utilizan para cerchas u otros casos.

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA.			
ESTADO DE CARGA	COMBINACION DE CARGA	ELEMENTOS	FACTOR
A1	DL + LL + I + CF	Todos los elementos.	1.00
A2	DL + LLT + I + CF	Almas de elementos de cerchas	1.33
B1	DL + LL + I + W + LF + N	Todos los elementos, excepto soportes de vigas de piso y pernos de alta resistencia.	1.25
B1A	DL + LL + I + W + LF + N	Soportes de vigas de piso y pernos de alta resistencia.	1.00
B2	DL + LLT + I + W + LF + N	Almas de elementos de cerchas, excepto soporte de vigas de piso.	1.66
C	(LL + I)	Todos los miembros	f fat.
D1	SL + N + CF.	Elementos que resistan inestabilidad global.	1.50
D2	Q	Elementos que resistan inestabilidad global.	1.50
E1	DL + EQ	Todos los elementos.	1.50
E2	DL + LL + I + CF + EQ.	Elementos de puentes de luces largas a partir de 30 metros.	1.50
F	W	Elementos sometidos solo por viento.	1.00
G	DF	Arriostramientos laterales, diafragmas, barras de anclaje.	1.50
H1	DL	Elementos esforzados durante la elevación de la superestructura.	1.50
H2	DL	Elementos esforzados durante la erección de la superestructura.	1.25
H3	DL + W	Elementos esforzados durante la erección de la superestructura.	1.33

Donde:

DL: Carga muerta o permanente.

LL: Carga viva representada por el tren de Cargas de Cooper.

I: Carga de impacto representada por el coeficiente de impacto que mayor a la carga viva.

CF: Fuerzas centrífugas, en caso de que el puente esté ubicado en un tramo curvo de vía.

W: Carga debido al viento.

LF: Fuerzas longitudinales de frenado y tracción.

N: Fueras laterales que representan el bamboleo lateral de la locomotora.

SL: Carga viva distribuida de 1790 kg/m, sin coeficiente de impacto aplicada a elementos que resisten inestabilidad global.

Q: Fuerza de descarrilamiento.

EQ: Fuerzas sísmicas.

LLT: Carga viva que genera un incremento en el esfuerzo total del 33%, sobre el esfuerzo de diseño (calculado con la combinación A1) del cordón más esforzado de una cercha. Esta carga asegura que el alma de los cordones de cerchas, alcancen su capacidad de seguridad, sobre los otros elementos.

2.7. Chequeos de Diseño.

En este apartado se presenta los chequeos de diseño de las vigas principales, sometidos a los principales esfuerzos, que se hacen en primera estancia y de forma macro, para luego dar paso al diseño estructural de manera más profunda, de cada uno de los componentes de los elementos principales. Previamente se establecen las propiedades mecánicas del acero que se va a utilizar para el diseño. En este caso se usará el Acero A-588 50W.

Tabla 10. Propiedades mecánicas del Acero A588 a usarse en el diseño.

PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO A588.			
Limite elástico.	$F_u =$	4921	kg/cm ²
Limite de fluencia	$F_y =$	3515	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad a tensión.	$E =$	2038700	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad a Corte.	$G =$	774706	kg/cm ²
Módulo de Poisson .	$\mu =$	0.3	

2.8 Diseño de la Viga Principal o Maestra.

Para efectuar los chequeos de diseño se necesita calcular las propiedades mecánicas de la viga principal:

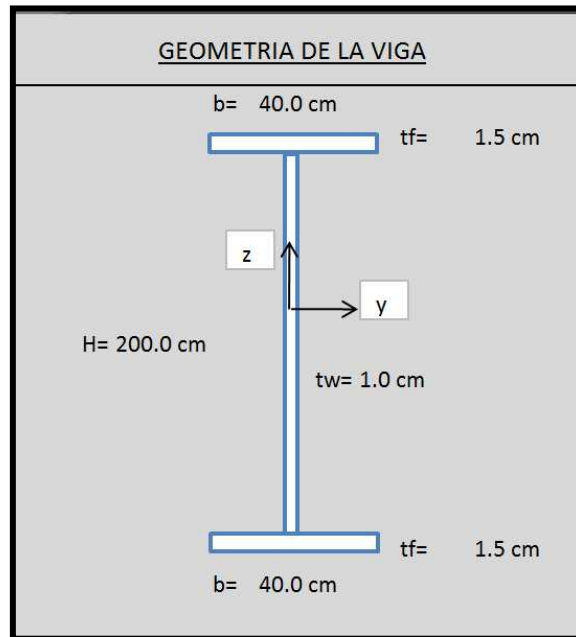


Figura 15. Geometría de la sección transversal de la viga principal, luego de pre dimensionamiento. Tomado de la hoja de cálculo.

Tabla 11. Propiedades mecánicas de la viga principal.

PROPIEDADES MECANICAS DE LA VIGA			
AREA A=	317.00 cm ²	INERCIA ZZ, Iz=	16010.00 cm ⁴
INERCIA YY gruesa. Iy g=	1819204.42 cm ⁴	Radio de giro rz =	7.11 cm
INERCIA YY neta. Iy n=	1637283.98 cm ⁴	Iyn=0.90*Iyg	
MOD DE SECC. FLEX gruesa Syg=	18192.04 cm ³	Rigidez a Torsion J =	156.67 cm ⁴
MOD DE SECC. FLEX neta Syn=	16372.84 cm ³		
Distancia a la fibra extrema C =	100.00 cm		

Se presenta a continuación el chequeo a flexión de la viga principal sin platabandas de refuerzos, para lo cual se aplica el momento por carga muerta más el momento de carga viva aplicado el coeficiente de impacto a L/8.

CHEQUEO A FLEXIÓN A (L/8)			
$M_{max_{L/8}} = (MDL + MLL + I)_{L/8}$	$M_{max_{L/8}} =$	43.0 t.m	+ 173 t.m
Momento max aplicado $M_{max_{L/8}} =$	216 t.m	=	21644626 kg.cm
Esf. a flexión max aplicado a L/8:	$\sigma_{max_{L/8}}$	=	1321.98 kg/cm ²
Esfuerzo a flexión admisible :	σ_{adm}	=	1933.25 kg/cm ²
	$M_{max_{L/8}} / (0.55 Fy)$	=	11195.98 cm ³
Módulo de sección a flexión neta :	Syn	=	16372.84 cm ³
$Syn > M_{max_{L/8}} / (0.55 Fy)$	16372.84	>	11195.98 ok

CHEQUEO A CORTE A (L)				
$V_{max_L} = (V_{DL} + V_{LL} + I)_L$	$V_{max_L} =$	7.81 t	+	75.75 t
Fuerza cortante max aplicada a L =	83.56 t	=	83561.87	kg
Esfuerzo de Corte max aplicado :	τ_{max}	=	$V_{max_L} / [tw*(H-2*tf)]$	
	τ_{max}	=	424.17	kg/cm ²
Esfuerzo de corte admisible τ_{adm} :	$0.35 * F_y$	=	1230.25	kg/cm ²
	$\tau_{max} < 0.35 * F_y$	424.17	<	1230.25 ok

CHEQUEO A TORSION				
$5.55 * \text{raiz}(E/F_y) =$	133.66			
$(L/r_z) <$	133.66			
				$\frac{L}{r_z} \leq 5.55 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
$L_{max} =$	949.9 cm	→	arriostramiento @	9.50 m
				Arema exige arriostramientos @ 5.50 m como min.
Distancia entre arriostramientos laterales =				5.50 m
				$F_{cr''} = 0.55 * F_y - \frac{0.55 F_y^2}{6.3 \pi^2 E} * \left(\frac{L}{r_z}\right)^2$
			Asumido =	4.40 m
$F_{cr''} =$	1612.17			kg/cm ²

Luego de realizar el chequeo a torsión de la viga principal, se concluye que los arriostramientos laterales (diafragmas) deben tener una separación de 5.50 metros como mínimo que es lo que exige el código, sin embargo se asume una separación de 4.40 metros para que se ajuste con el espaciamiento que se necesita de los rigidizadores que se muestra más adelante y para tener un arriostramiento lateral extra y obtener una mejor y menor distribución de fuerzas laterales (viento, sismo, descarrilamiento) a cada diafragma.

2.9. Chequeo de la viga principal a cargas de fabricación y erección.

Para la viga principal se presenta el cálculo de la longitud máxima a la que es estable la viga sin necesidad de Arriostramientos. Este dato será de gran utilidad durante la fabricación de la viga y durante la erección del puente específicamente durante el izaje de las vigas.

CHEQUEO DE LA VIGA PRINCIPAL A CARGAS DE DE FABRICACION Y ERECCION					
Peso propio de la viga :	DL viga	=	251.20	kg/m	
Momento por peso propio viga:	MDL viga	=	1519760	kg.cm	
Esfuerzo flexion aplicado :	σ	=	83.54	kg/cm ²	
Esfuerzo a flexión admisible :	σ adm	=	1.25*0.55*Fy	→	= 2416.6 kg/cm ²
			Ver tabla 4.11 estados de carga.		
(L/rz)	=	186.25		L max =	13.24 m

3. Cálculo mediante un modelo en SAP2000 de un puente ferroviario metálico de tablero Superior.

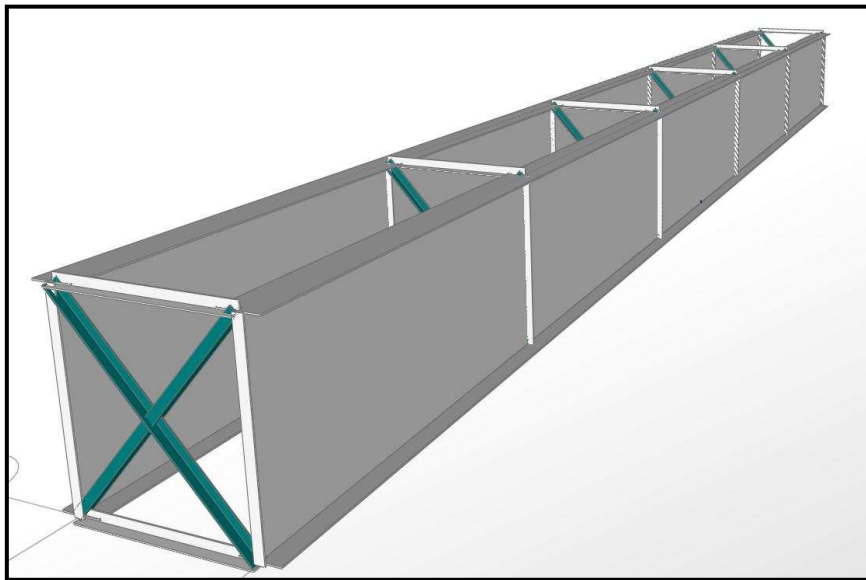


Figura 16. Imagen en perspectiva del modelo creado en el SAP2000 de la súper estructura.

Para comprobar los resultados del diseño obtenido mediante una hoja de cálculo del puente de tablero superior se precede a elaborar el cálculo estructural mediante un modelo en SAP 2000 del mismo puente es decir la misma tipología estructural, la misma luz y geometría y las mismas cargas solicitaciones de cargas.

3.1.- Diseño de Estructural del acero.

Como se observa en la imagen 4.76 todos los elementos estructurales, están trabajando con una eficiencia menor a uno. Por lo que todos los elementos pasan los chequeos de diseño que establecen los códigos y la estructura es apta para resistir todas las cargas y sollicitaciones.

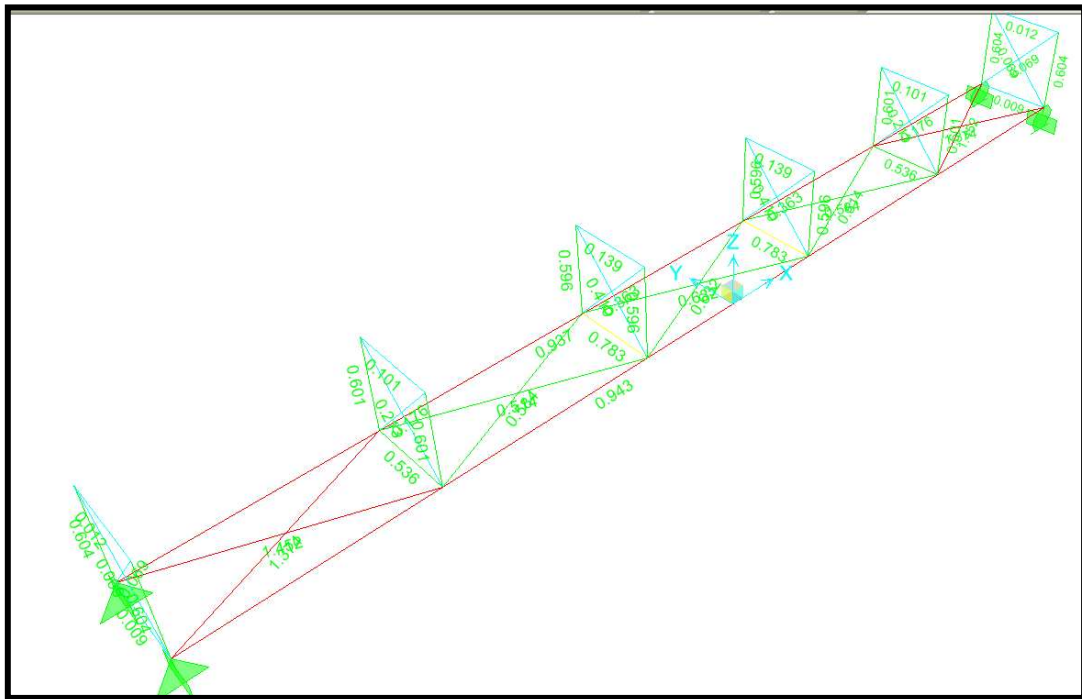


Figura 17. Coeficientes de eficiencia de diseño en acero de elementos estructurales.

3.2 Análisis de Resultados.

3.2.1 Reacciones en apoyos.

Se presenta a continuación las reacciones en los cuatro apoyos de las vigas principales, para lo cual se muestra el grafico de en planta con el entramado de la estructura. Los apoyos fijos son los que se encuentran en las ubicaciones A1 y A2, y los apoyos móviles son los que se encuentran en las ubicaciones F1 Y F2.

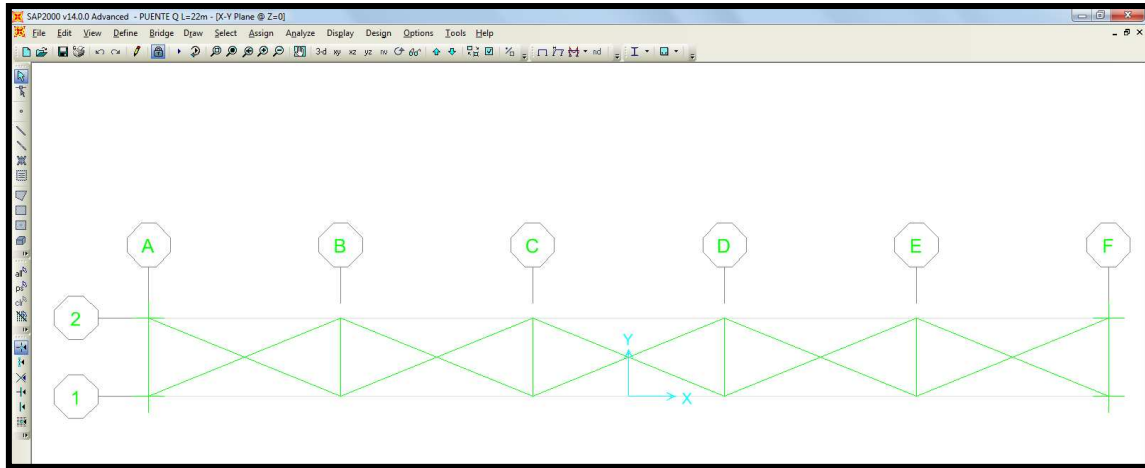


Figura 18. Entramado de la súper estructura con ejes.

Tabla 11. Reacciones en apoyos de la súper estructura. (Parte 1)

REACCIONES EN APOYOS.							
NUDO	COMBO	TIPO	Fx	Fy	Fz	M1	M3
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
A1	LOCOMOTORA	Max	0.34	0.00	51.54	0.14	0.31
A1	LOCOMOTORA	Min	-0.34	-2.17	0.00	-0.14	-0.30
A1	COMB1	Max	0.55	-0.32	90.00	0.28	0.44
A1	COMB1	Min	-0.55	-3.84	6.51	-0.18	-0.55
A1	COMB2	Max	8.01	-1.65	90.27	0.52	-0.13
A1	COMB2	Min	6.92	-5.17	6.78	0.06	-1.12
A1	COMB3	Max	-30.79	-2.44	90.27	0.52	-0.14
A1	COMB3	Min	-31.88	-5.96	6.78	0.06	-1.12
A1	COMB5		-6.80	-0.54	5.98	0.05	1.69
A1	COMB6		-8.64	-3.23	0.41	0.39	-0.83
A1	COMB7		-7.44	-1.95	6.78	0.29	-0.63
F1	LOCOMOTORA	Max	0.00	0.00	51.54	0.14	0.30
F1	LOCOMOTORA	Min	0.00	-2.17	0.00	-0.14	-0.31
F1	COMB1	Max	0.00	-0.32	90.00	0.28	0.55
F1	COMB1	Min	0.00	-3.84	6.51	-0.18	-0.44
F1	COMB2	Max	0.00	-1.65	90.27	0.52	14.51
F1	COMB2	Min	0.00	-5.17	6.78	0.06	13.52
F1	COMB3	Max	0.00	-2.44	90.27	0.52	14.51
F1	COMB3	Min	0.00	-5.96	6.78	0.06	13.52
F1	COMB5		0.00	-0.34	7.04	0.05	0.06
F1	COMB6		0.00	-3.23	0.41	0.39	16.38
F1	COMB7		0.00	-1.95	6.78	0.29	14.01

Tabla 11. Reacciones en apoyos de la súper estructura. (Parte 2).

REACCIONES EN APOYOS.							
NUDO	COMBO	TIPO	Fx	Fy	Fz	M1	M3
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
A2	LOCOMOTORA	Max	0.34	2.17	51.54	0.14	0.30
A2	LOCOMOTORA	Min	-0.34	0.00	0.00	-0.14	-0.31
A2	COMB1	Max	0.55	3.84	90.00	0.18	0.55
A2	COMB1	Min	-0.55	0.32	6.51	-0.28	-0.44
A2	COMB2	Max	22.88	1.87	89.73	0.42	-0.01
A2	COMB2	Min	21.79	-1.65	6.24	-0.04	-1.00
A2	COMB3	Max	-15.92	2.66	89.73	0.42	-0.01
A2	COMB3	Min	-17.01	-0.86	6.24	-0.04	-1.00
A2	COMB5		-4.86	0.54	5.98	-0.05	0.06
A2	COMB6		8.64	-2.59	12.60	0.30	-0.71
A2	COMB7		7.44	-1.35	6.24	0.20	-0.51
F2	LOCOMOTORA	Max	0.00	2.17	51.54	0.14	0.31
F2	LOCOMOTORA	Min	0.00	0.00	0.00	-0.14	-0.30
F2	COMB1	Max	0.00	3.84	90.00	0.18	0.44
F2	COMB1	Min	0.00	0.32	6.51	-0.28	-0.55
F2	COMB2	Max	0.00	1.87	89.73	0.42	1.00
F2	COMB2	Min	0.00	-1.65	6.24	-0.04	0.01
F2	COMB3	Max	0.00	2.66	89.73	0.42	1.00
F2	COMB3	Min	0.00	-0.86	6.24	-0.04	0.01
F2	COMB5		0.00	0.34	7.04	-0.05	-0.06
F2	COMB6		0.00	-2.59	12.60	0.30	0.71
F2	COMB7		0.00	-1.35	6.24	0.20	0.51

3.2.2. Desplazamientos máximos en nudos.

Se presenta en el siguiente apartado los desplazamientos máximos en los nudos de la súper estructura por medio de la tabla 4.19. La numeración de los nudos a la que hace referencia la tabla 4.19 se presenta en la figura 4.78.

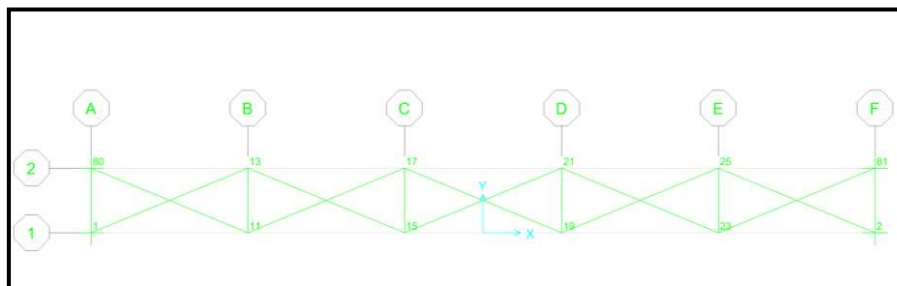


Figura 19. Entramado de la súper estructura con numeración en los nudos.

En la tabla 12. se muestran los desplazamientos máximos y rotaciones en cada nudo en coordenadas globales, y además se presenta el número de la combinación de carga que causa dicho desplazamiento máximo.

Tabla 12. Desplazamientos máximos en nudos (Parte 1)

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN NUDOS.						
NUDO	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
	cm	cm	cm	grados	grados	grados
9	COMB3	COMB6	COMB6	COMB3	COMB3	0
	1.617	0.019	-0.004	0.003	0.463	0.000
10	COMB3	COMB6	COMB6	0	COMB3	0
	1.617	0.019	0.004	-0.009	0.463	0.000
11	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.186	0.184	-3.470	0.096	0.366	0.002
12	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.445	0.431	-3.461	-0.117	0.366	0.002
13	COMB3	COMB6	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.181	0.161	-3.468	0.082	0.366	0.002
14	COMB3	COMB2	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.451	0.427	-3.464	-0.118	0.366	0.002
15	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.582	0.281	-5.562	0.143	0.142	0.001
16	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.041	0.637	-5.548	-0.170	0.142	0.001
17	COMB3	COMB6	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.579	0.247	-5.558	0.123	0.142	0.001
18	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.043	0.631	-5.552	-0.169	0.142	0.001

Tabla 12. Desplazamientos máximos en nudos (Parte 2)

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN NUDOS.						
NUDO	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
	cm	cm	cm	grados	grados	grados
19	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.039	0.281	-5.562	0.143	-0.142	-0.001
20	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.547	0.637	-5.548	-0.170	-0.142	-0.001
21	COMB3	COMB6	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.041	0.247	-5.558	0.123	-0.142	-0.001
22	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.544	0.631	-5.552	-0.169	-0.142	-0.001
23	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	1.419	0.184	-3.470	0.096	-0.366	-0.002
24	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB3	COMB6
	0.183	0.431	-3.461	-0.117	-0.366	-0.002
25	COMB3	COMB6	COMB3	COMB2	COMB3	COMB6
	1.424	0.161	-3.468	0.082	-0.366	-0.002
26	COMB3	COMB2	COMB3	COMB2	COMB3	COMB6
	0.178	0.427	-3.464	-0.118	-0.366	-0.002
27	COMB2	COMB6	COMB6	COMB3	COMB3	0.000
	-0.165	0.019	-0.004	0.003	-0.463	0.000
28	COMB2	COMB6	COMB6	COMB6	COMB3	0.000
	-0.165	0.019	0.004	-0.009	-0.463	0.000

3.2.3. Esfuerzos Cortantes y Momentos.

Se presenta a continuación los momentos y diagramas de cortantes causados por la locomotora Cooper E40 en cada Viga principal, cada L/8. Las unidades son Toneladas, metro.

Momento y Esfuerzo Cortante por Carga Cooper E-40 a L/8.

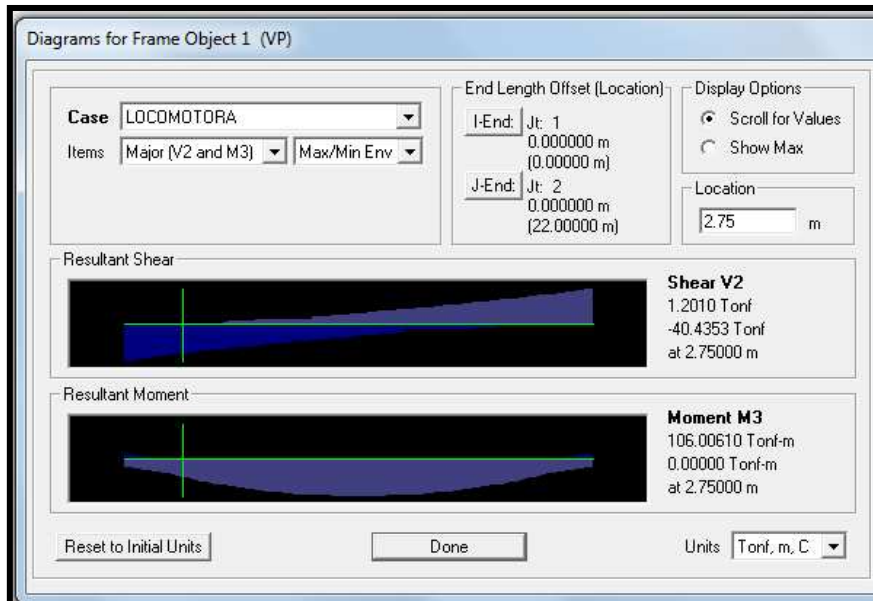


Figura 20. Diagrama de Corte y momento causado por la Locomotora Cooper E-40 a L/8.

Momento y Esfuerzo Cortante por Carga Cooper E-40 a L/4.

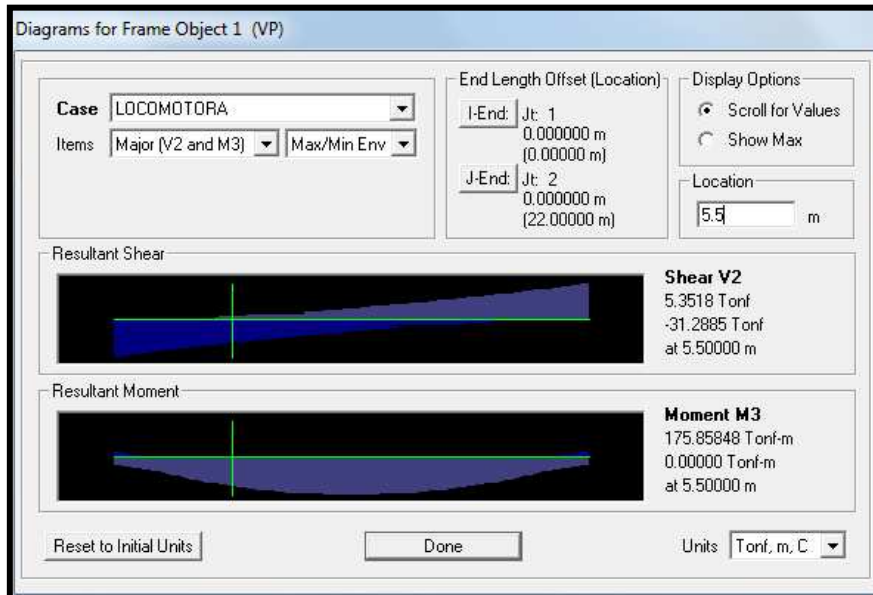


Figura 21. Diagrama de Corte y momento causado por la Locomotora Cooper E-40 a L/4.

Momento y Esfuerzo Cortante por Carga Cooper E-40 a 3/8L.

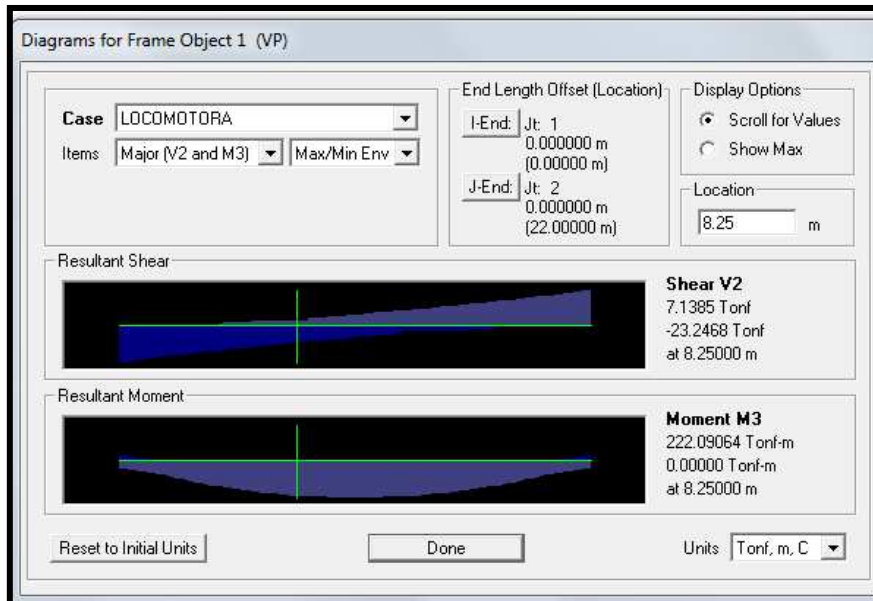


Figura 22 Diagrama de Corte y momento causado por la Locomotora Cooper E-40 a 3/8 L.

Momento y Esfuerzo Cortante por Carga Cooper E-40 a L/2.

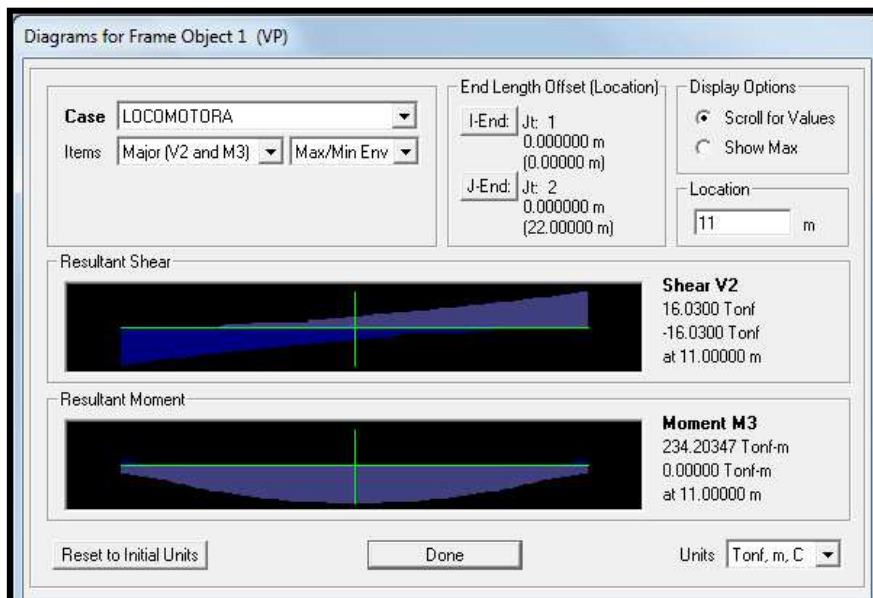


Figura 23 Diagrama de Corte y momento causado por la Locomotora Cooper E-40 a L/2.

Momento Máximo y Esfuerzo Cortante por Carga Muerta.

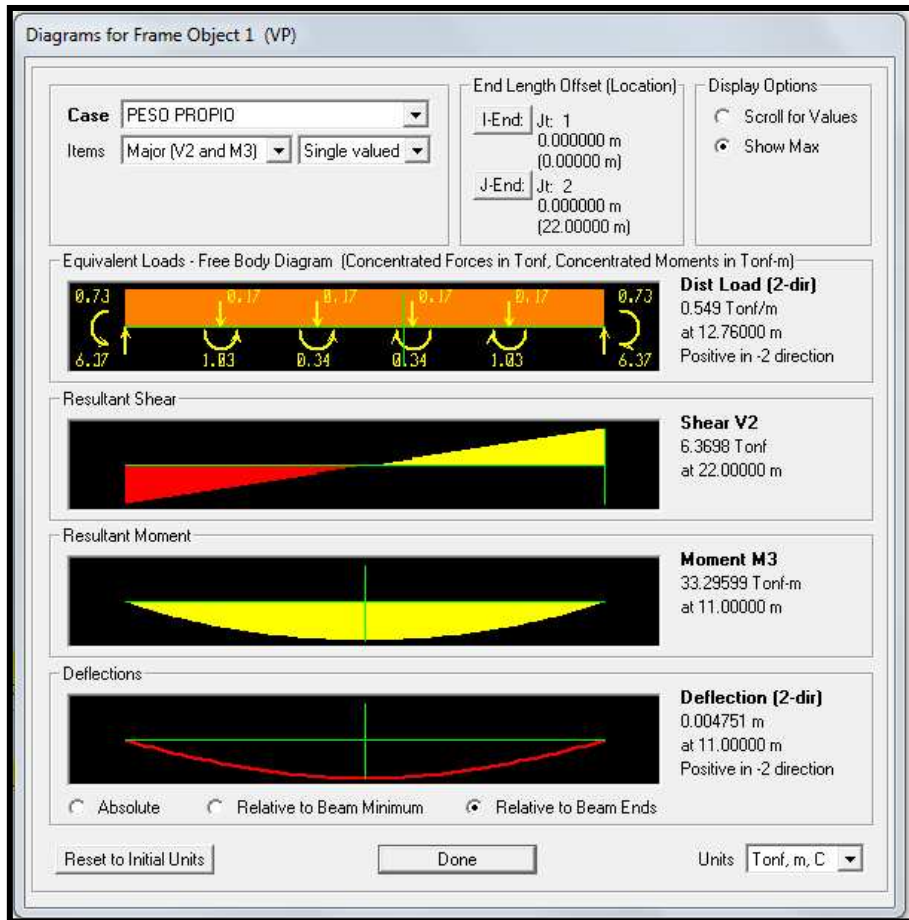


Figura 24 Diagrama de Corte y momento causado el Peso propio de la Superestructura.

Esfuerzos Máximos Generados por las Combinaciones De Carga.

Se presentan los esfuerzos máximos generados por las Combos 1 y 3 , ya que estos combos son los que generan los mayores desplazamientos en la estructura según lo señalado en la sección 4.2.6.2.

Momento Máximo y Esfuerzo Cortante debido a Combo 3 (DL+LL+I+W+FLT).

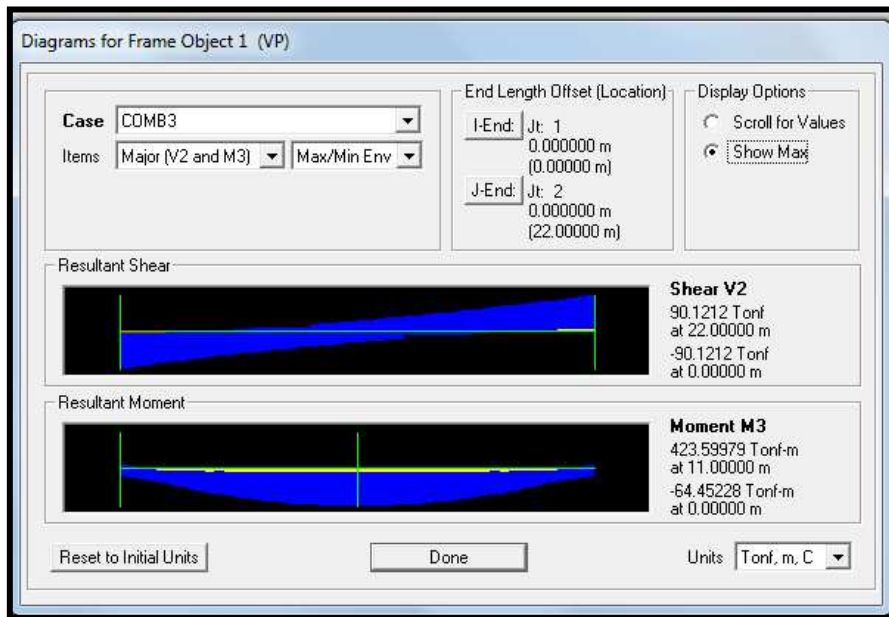


Figura 25 Diagrama de Corte y momento causado el Combo 3.

Momento Máximo y Esfuerzo Cortante debido a Combo 6 (DL+Eqy).

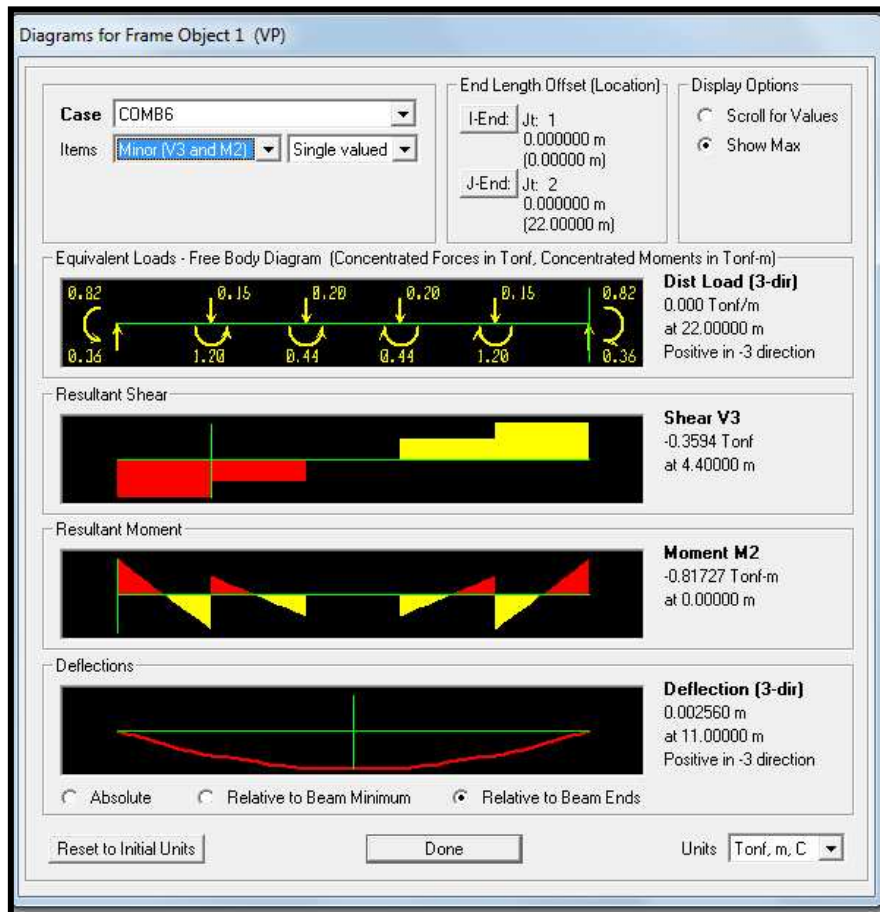


Figura 26. Diagrama de Corte y momento causado el Combo 6.

4. Conclusiones.

- Cuando las alas de la viga principal son más largas se obtiene una mayor inercia y radio de giro con respecto al eje Z, lo que provoca mayor estabilidad de la viga con respecto a la torsión y una mayor longitud permisible sin arriostrar, siendo esto una ventaja en la fase de construcción y erección; no obstante se debe señalar que este crecimiento en la longitud de las alas puede provocar un efecto negativo como es el que las alas sean susceptibles a pandeo local.
- La utilización de platabandas ayuda a disponer mayor cantidad de acero en las zonas donde más se requiera por esfuerzos de flexión, además de tener una sección mucho más rígida en el centro del vano para disminuir la deflexión causada por la carga viva. En el presente caso por medio de la hoja electrónica se calculó una deflexión de 1.53 cm, que es menor a la permisible de 3.44 cm ($L/640$).
- El descarrilamiento en un puente es un evento muy poco probable, y diseñar la estructura para dicho evento, tendría un costo muy elevado, por lo que en el diseño hecho en el programa Sap 2000 no se incluye esta acción, por ser un diseño base que va a servir de ejemplo para los puentes metálicos férreos ecuatorianos y diseñarlo para dicha acción desviaría los resultados dando secciones muy robustas que no reflejarían la realidad de la mayoría de las súper estructuras metálicas en el país.