

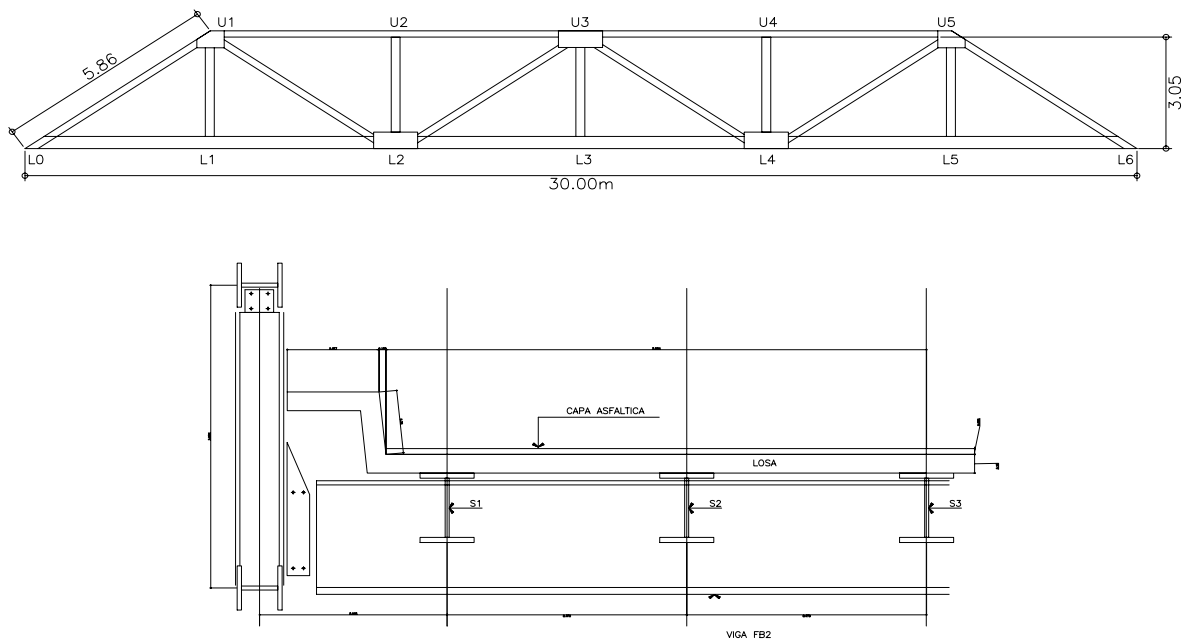
F. Superestructura: vigas secundarias WF y armadura.

Datos:

Nombre: Puente Chiquimulilla
 Ubicación: Tramo Escuintla-Pedro de Alvarado, estación 0+870
 Año de construcción: 14 julio 1,956
 Carga viva: H 15-S12-44 (denominada HS 15-44, AASHTO Artículo 3.7.3)
 Especificaciones de diseño: AASHO 1,953
 Concreto clase A: 3,000 lb/in²
 Tipo de armadura: Paso superior
 Acero: 1,266 kg/cm² (18,000 lb/in²)
 Ancho de rodadura: 7.90 metros (2 vías)

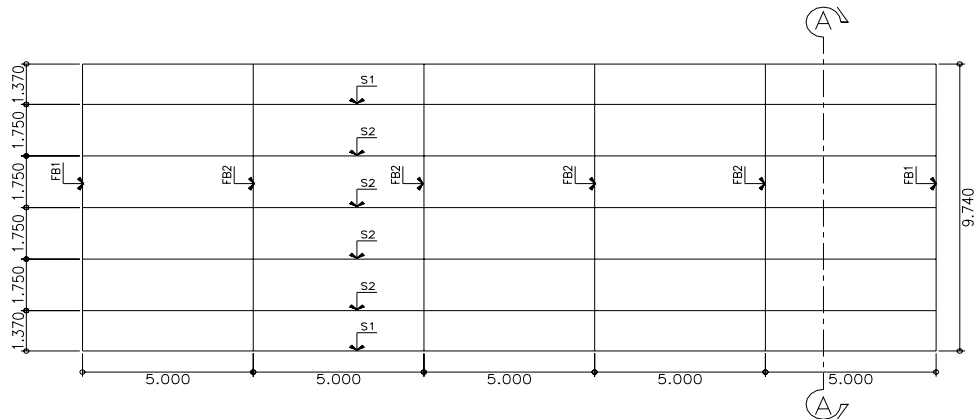
Se determinará el rango para dos miembros de la armadura a compresión

Figura 41: Elevación armadura y sección transversal puente Chiquimulilla



Miembro	Sección
U1-U3	12W99
U3-U5	12W99
L0-L2	12W53
L4-L6	12W53
L2-L4	12W92
L0-U1	12W72
U5-L6	12W72
U1-L2	12W45
L4-U5	12W45
L2-U3	12W40
U3-L4	12W40
U1-L1	12W50
U3-L3	12W50
U5-L5	12W50
U2-L2	12W40
U4-L4	12W40
S1	16W36
S2	16W40
FB1	33W130
FB2	36W150

Figura 42: Planta estructural puente Chiquimulilla



Cargas

Muertas: (incluyen un peso permitido del 6% del peso del acero por conexiones)

Para viga FB2

$$\text{Losa: } 150 \text{ pcf} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 5.00 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} = 1,452.38 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga S1: } 10.00 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 36 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 / 9.74 = 128.51 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga S2: } 15.00 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 40 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 / 9.74 = 214.18 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga FB2: } 150 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 = 159.00 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carpeta asfáltica: } 0.144 \text{ k/ft}^3 \cdot 0.025 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 5 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} = 0.194 \text{ k/ft} = \underline{194.00 \text{ lb/ft}}$$

$$\text{Total por viga FB2} = W_{dl} = 2,148.07 \text{ lb/ft}$$

Para viga FB1

$$\text{Losa: } 150 \text{ pcf} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 2.50 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} = 726.19 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga S1: } 5.00 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 36 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 / 9.74 = 64.25 \text{ lb/ft}$$

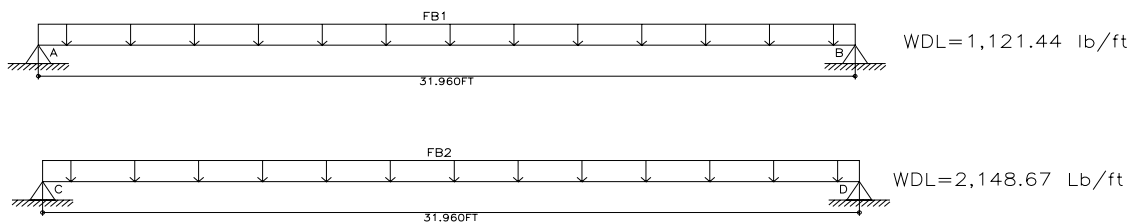
$$\text{Viga S2: } 7.50 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 40 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 / 9.74 = 96.38 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga FB2: } 130 \text{ lb/ft} \cdot 1.06 = 137.80 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carpeta asfáltica: } 0.144 \text{ k/ft}^3 \cdot 0.025 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} \cdot 2.50 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft} = 0.0968 \text{ k/ft} = \underline{96.82 \text{ lb/ft}}$$

$$\text{Total por viga FB1} = W_{dl} = 1,121.44 \text{ lb/ft}$$

Figura 43: Cargas distribuidas sobre puente Chiquimulilla



Por estática encontramos que $R_A = 17,920.61$ lb

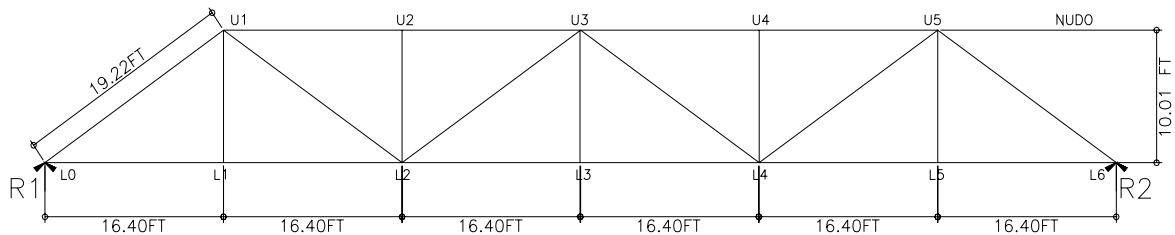
Por estática encontramos que $R_C = 34,326.16$ lb

Peso propio de los elementos de la armadura

Se calcula la reacción en los extremos del miembro utilizando estática:

Intervalo de nodos	Sección	Largo del miembro (m)	Reacción en el nodo (lb)
U1-U3	12W99	5.00	811.80
U3-U5	12W99	5.00	811.80
L0-L2	12W53	5.00	434.60
L4-L6	12W53	5.00	434.60
L2-L4	12W92	5.00	754.40
L0-U1	12W72	5.86	691.95
U5-L6	12W72	5.86	691.95
U1-L2	12W45	5.86	432.47
L4-U5	12W45	5.86	432.47
L2-U3	12W40	5.86	384.42
U3-L4	12W40	5.86	384.42
U1-L1	12W50	3.05	250.10
U3-L3	12W50	3.05	250.10
U5-L5	12W50	3.05	250.10
U2-L2	12W40	3.05	200.08
U4-L4	12W40	3.05	200.08

Figura 44: Elevación armadura puente Chiquimulilla



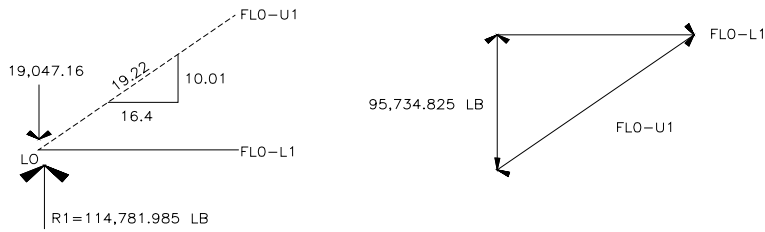
Nodo	Carga actuantes en el nodo (lb)	Total por nodo (lb)
L0	R1-17,920.61-434.60-691.95	R1-19,047.16
L1	-434.60-434.60-250.10	-1,119.30
L2	-434.60-754.40-200.08-432.47-384.42	-2,205.97
L3	754.40-754.40-200.08-384.42-432.47	-2,525.77
L4	-754.40-434.60-384.42-200.08-432.47	-2,205.97
L5	-434.60-434.60-250.10	-1,119.30
L6	R2-17,920.61-434.60-691.95	R2-19,047.16
U1	-34,326.16-691.95-250.10-432.47-811.80	-36,512.48
U2	-34,326.16-811.80-811.80-200.08	-36,149.84
U3	-34,326.16-811.80-811.80-250.10-384.42-384.42	-36,968.70
U4	-34,326.16-811.80-811.80-200.08	-36,149.84
U5	-34,326.16-811.80-691.95-250.10-432.47	-36,512.48

Por estática con las cargas por nodo de la tabla anterior, se encuentra que las reacciones globales de la armadura, R1 y R2 tienen un valor de 114,781.985 lb
Fuerzas en los miembros:

Se analizarán los miembros L0-U1 y U2 y U3:

Miembro L0-U1

Figura 45: Fuerzas en nodos en armadura puente Chiquimulilla

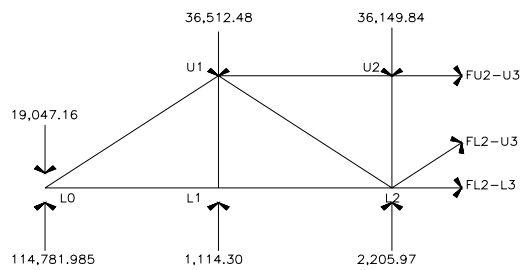


De la figura anterior obtenemos las siguientes razones:

$$95,734.825/10.01 = F_{L0-L1}/16.4 = F_{L0-U1}/19.22$$

$$F_{L0-U1} = 183,818.51 \text{ lb en compresión} = P_{DL}$$

Figura 46: Fuerzas en nodos en armadura puente Chiquimulilla



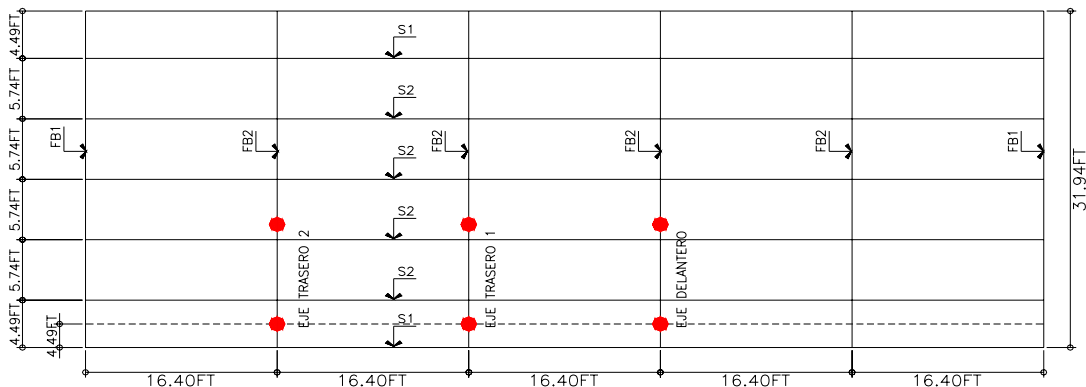
De la figura anterior, realizando momentos en el nodo L2, obtenemos que:

$$F_{U2-U3} = 250,129.28 \text{ lb en compresión} = P_{DL}$$

Viva: Carga HS20

Se sitúa el vehículo virtual HS20 a 2 pies de la orilla del bordillo y para fines prácticos se colocan sobre las vigas FB los ejes del vehículo, debido a la cercanía que presentan al colocarlo con las separaciones indicadas para ejes de este vehículo. Además esta posición del vehículo es la que causa los máximos efectos en la armadura.

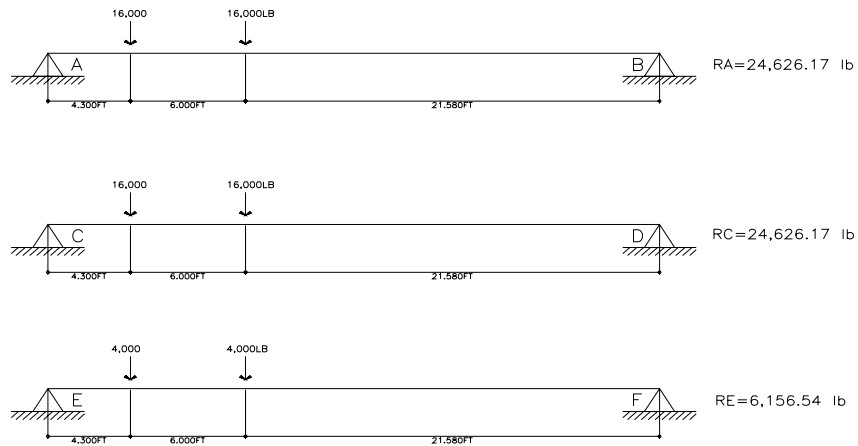
Figura 47: Planta estructural con ubicación de vehículo virtual en puente Chiquimulilla



I b.4UF I I b.4UF I I b.4UF I I b.4UF I I b.4UF I

La posición del vehículo virtual mostrado en la figura anterior, genera los siguientes modelos para las vigas FB y por estática se encuentran las reacciones R_A , R_C y R_E , las cuales son las que se transmiten a la armadura por las vigas FB

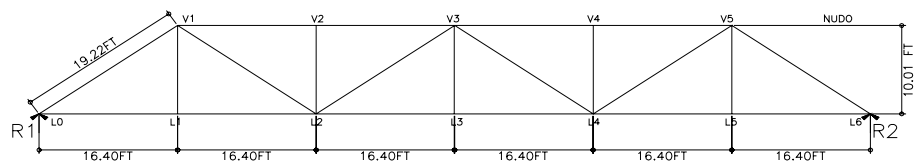
Figura 48: Modelos de vigas con cargas de vehículo virtual aplicadas



Las reacciones encontradas se trasladan a la armadura de la siguiente manera:

Nodo	Carga aplicada (lb)
U1	24,626.17
U2	24,626.17
U3	6,156.54

Figura 49: Elevación armadura puente Chiquimulilla



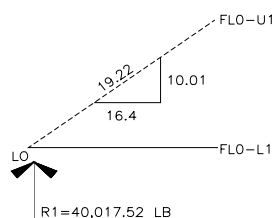
Por estática con las cargas por nodo de la tabla anterior, se encuentra que las reacciones globales de la armadura, son $R1 = 40,017.52$ lb y $R2 = 15,391.36$ lb

Fuerzas en los miembros:

Se analizarán los miembros L0-U1 y U2 y U3:

Miembro L0-U1

Figura 50: Fuerzas en nodos en armadura puente Chiquimulilla



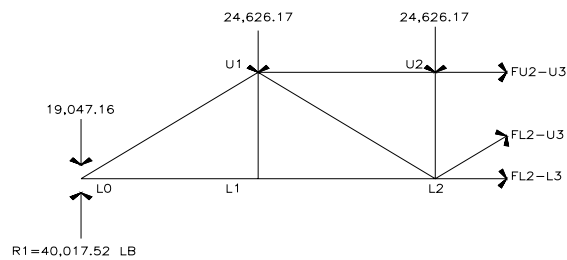
$$R1 = 40,017.52 \text{ LB}$$

De la figura anterior obtenemos las siguientes razones:

$$40,017.52/10.01 = F_{L0-L1}/16.4 = F_{L0-U1}/19.22$$

$$F_{L0-U1} = 76,836.84 \text{ lb en compresión} = P_{LL}$$

Figura 51: Fuerzas en nodos en armadura puente Chiquimulilla



De la figura anterior, realizando momentos en el nodo L2, obtenemos que:

$$F_{U2-U3} = 89,980.22 \text{ lb en compresión} = P_{LL}$$

Rango de esfuerzo permitido (Ver capítulo III.D.1, III.E.2 y III.F.2, de este trabajo)

Nivel de inventario-Ver capítulo III.F.2.a.y Tabla 3(a), de este trabajo (la parte baja del acero en tensión controla)

Para acero con $F_y = 33 \text{ ksi} \rightarrow f_t = 0.55f_y$

Entonces:

$$f_t = 0.55f_y = 18.00 \text{ ksi}$$

La capacidad para resistir $P_N = A_g f_t$

Para el miembro L0-U1 (12W72):

$$A_g = \text{area gruesa en in}^2 = 21.1 \text{ in}^2$$

$$P_N = 379.80 \text{ ksi} = 379,800.00 \text{ lb}$$

Para el miembro U2-U3 (12W99):

$$A_g = \text{area gruesa en in}^2 = 28.2 \text{ in}^2$$

$$P_N = 507.60 \text{ ksi} = 507,600.00 \text{ lb}$$

Entonces:

$$RF_I = \frac{P_N - P_{DL}}{P_{LL}}$$

Para Miembro L0-U1

$$RFI = 2.55$$

Para Miembro U2-U3

$$RFI = 2.86$$

Nivel de operación: Ver capítulo III. F.2.a y Tabla 3(b), de este trabajo.

Para acero con $F_y = 33 \text{ ksi} \rightarrow f_o = 0.75f_y$

$$f_o = 0.75f_y = 24.75 \text{ ksi}$$

La capacidad para resistir $P_N = A_g f_I$

Para el miembro L0-U1:

$$A_g = \text{área gruesa en in}^2 = 21.1 \text{ in}^2$$

$$P_N = 522.23 \text{ ksi} = 522,225.00 \text{ lb}$$

Para el miembro U2-U3:

$$A_g = \text{área gruesa en in}^2 = 28.2 \text{ in}^2$$

$$P_N = 697.95 \text{ ksi} = 697,950.00 \text{ lb}$$

Entonces:

$$RFI = \frac{P_N - P_{DL}}{P_{LL}}$$

Para Miembro L0-U1

$$RFI = 4.40$$

Para Miembro U2-U3

$$RFI = 4.98$$

Capacidad basada sobre factor de carga HS-20

Miembro	Inventario	Operación
L0-U1	$2.55 * 36^T = 91.80^T \text{ HS}$	$4.40 * 36^T = 158.4^T \text{ HS}$
U2-U3	$2.86 * 36^T = 102.96^T \text{ HS}$	$4.98 * 36^T = 179.28^T \text{ HS}$

Rango de factor de carga. (Ver capítulo III. D.2, III.E.3 y III.F.3, de este trabajo.)

Capacidad de la sección, según AASHTO 10.54

Para miembros sujetos a compresión axial la capacidad máxima es:

$$P_u = 0.85A_e F_{cr}$$

Donde:

A_e = área gruesa efectiva de la sección transversal

F_{cr} es determinado por una de las dos siguientes fórmulas:

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{KL_c}{r} \right)^2 \right]$$

para $\frac{KL_c}{r} \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_c}{r} \right)^2}$$

para $\frac{KL_c}{r} > \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$

donde:

K = factor de longitud efectiva en el plano de pandeo, en este caso $K = 1$

L_c = longitud del miembro entre puntos de soporte en pulgadas

r = radio de giro en el plano de pandeo en pulgadas

F_y = esfuerzo de fluencia del acero en libras por pulgada cuadrada, en este caso 33,000 lb/in²

E = 29,000,000 libras por pulgada cuadrada

F_{cr} = esfuerzo de pandeo en libras por pulgada cuadrada

Para Miembro L0-U1

$$L_c = 230.64 \text{ in}$$

$$r = 3.04 \text{ in}$$

$$A_e = 21.1 \text{ in}$$

$$\frac{KL_c}{r} \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \text{entonces} \quad 75.87 < 131.71$$

$$F_{cr} = 27,524.90 \text{ lb/in}^2$$

$$P_u = 0.85A_e F_{cr} = 493,659.04 \text{ lb}$$

Para miembro U2-U3

$$L_c = 196.8 \text{ in}$$

$$r = 3.09 \text{ in}$$

$$A_e = 28.2 \text{ in}$$

$$\frac{KL_c}{r} \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \text{entonces} \quad 75.87 < 131.71$$

$$F_{cr} = 29,141.63 \text{ lb/in}^2$$

$$P_u = 0.85A_e F_{cr} = 698,524.98 \text{ lb}$$

Nivel de inventario: Ver capítulo III. E.1 y III. F.3, de este trabajo.

$$RF_I^{LF} = \frac{P_N - A_1 P_{DL}}{A_2 P_{LL}} \quad \text{Ecuación 1-E, ver capítulo III de este trabajo.}$$

en concordancia con el capítulo III. E.3, de este trabajo.

$$A_1 = 1.3$$

$$A_2 = 2.17$$

Para miembro L0-U1

$$RF_I^{LF} = 1.95$$

Para miembro U2-U3

$$RF_I^{LF} = 2.44$$

Nivel de operación: Ver capítulo III. E.1 y III. F.3, de este trabajo.

$$RF_I^{LF} = \frac{P_N - A_1 P_{DL}}{A_2 P_{LL}} \quad \text{Ecuación 1-E, ver capítulo III de este trabajo.}$$

en concordancia con el capítulo III. E.3, de este trabajo.

$$A_1 = 1.3$$

$$A_2 = 1.3$$

Para miembro L0-U1

$$RF_I^{LF} = 2.55$$

Para miembro U2-U3

$$RF_I^{LF} = 3.19$$

Capacidad basada sobre factor de carga HS-20

Miembro	Inventario	Operación
L0-U1	$1.95 * 36^1 = 70.20^1$ HS	$2.55 * 36^1 = 91.80^1$ HS
U2-U3	$2.44 * 36^1 = 87.84^1$ HS	$3.19 * 36^1 = 114.84^1$ HS

Rango de factor de carga y resistencia. (Ver capítulo III. D.3, III.E.4 y III. F.4, de este trabajo.)

Carga viva. Ver capítulo III.G.2, de este trabajo, se usara la carga HS20 por ser consistente con los otros métodos de rango. Normalmente se usarían los vehículos de rango (Ver Figura 6 de trabajo) o las cargas de carril de carril (Ver Figura 7 de este trabajo)

Capacidad de la sección. Ver capítulo III. F.4.a., de este trabajo.

$$P_R = P_N = \frac{P_U}{\phi}$$

donde:

Para miembro L0-U1

$$P_R = 580,775.34 \text{ lb}$$

Para miembro U2-U3

$$P_R = 821,794.09 \text{ lb}$$

Nivel de rango

$$RF^{LRF} = \frac{\phi P_R - \gamma_D P_{DL}}{\gamma_L P_{LL}}$$

Ecuación 2-E , ver capítulo III de este trabajo.

Para miembro L0-U1

donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{Ver capítulo III.E.4.,de este trabajo, Tabla 2(b). Viga de acero, redundante, inspección estimada, mantenimiento intermitente y condición aceptable.} \\ \gamma_D &= 1.2 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, se estima una cubierta de asfalto.} \\ \gamma_L &= 1.8 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, ADDTT<1000 y poco esfuerzo} \\ P_R &= 580,775.34 \text{ lb} \\ P_{DL} &= 183,818.51 \text{ lb} \\ P_{LL} &= 76,836.84 \text{ lb} \\ RF^{LRF} &= 2.18 \\ 2.18 \times 36^T &= 78.48 \text{ }^T \text{ HS} \end{aligned}$$

Para miembro U2-U3

donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{Ver capítulo III.E.4.,de este trabajo, Tabla 2(b). Viga de acero, redundante, inspección estimada, mantenimiento intermitente y condición aceptable.} \\ \gamma_D &= 1.2 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, se estima una cubierta de asfalto.} \\ \gamma_L &= 1.8 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, ADDTT<1000 y poco esfuerzo} \\ P_R &= 821,794.09 \text{ lb} \\ P_{DL} &= 250,129.28 \text{ lb} \\ P_{LL} &= 89,980.22 \text{ lb} \\ RF^{LRF} &= 2.71 \\ 2.71 \times 36^T &= 97.56 \text{ }^T \text{ HS} \end{aligned}$$

RESUMEN DE RESULTADOS

Para miembro L0-U1

Método	RF	Máxima carga vehículo HS
Esfuerzo permitido		
Inventario	2.55	91.80
Operación	4.40	158.40
Factor de carga		
Inventario	1.95	70.20
Operación	2.55	91.79
Factor de carga y resistencia	2.18	78.48

Para miembro U2-U3

Método	RF	Máxima carga vehículo HS
Esfuerzo permitido		
Inventario	2.86	102.96

Operación	4.98	179.28
Factor de carga		
Inventario	2.44	87.84
Operación	3.19	114.90
Factor de carga y resistencia	2.71	97.56