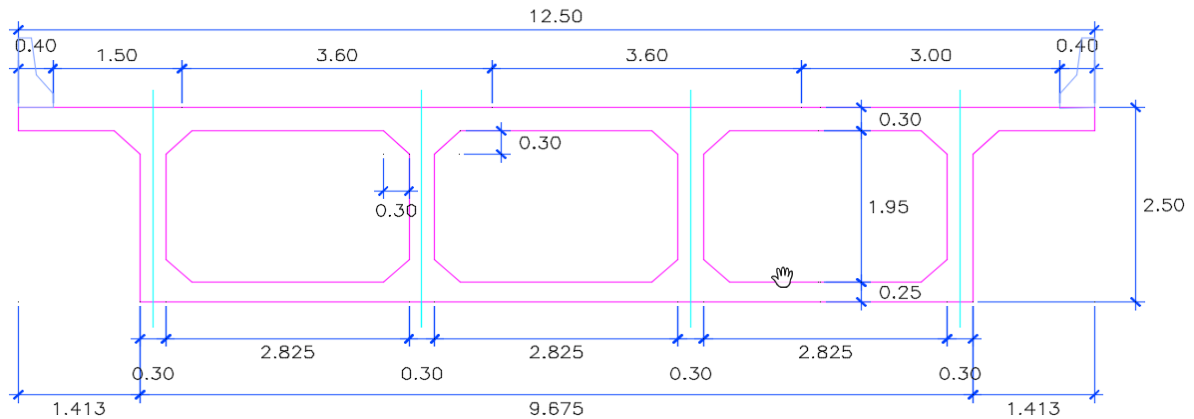


DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO

PUENTE TIPICO SECCION CAJON

LUZ = 45 M

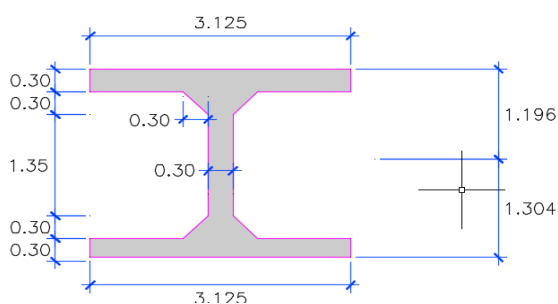


1.0.- INGRESO DE DATOS

L =	45	m	Luz del Puente
$f'_c =$	420	kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
$E_{Cp} =$	307408.523	kg/cm ²	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
$f_{pu} =$	18,900.00	kg/cm ²	Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo
$f'_c =$	420	kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto de losa
$E_{Closa} =$	307408.523	kg/cm ²	Modulo de Elasticidad Concreto de losa
n =	1.00		Relación de Módulos
$\beta_1 =$	0.75		Constante
$\gamma_c =$	2.40	ton/m ³	Peso específico del concreto
$\gamma_{asf} =$	2.25	ton/m ³	Peso específico del asfalto
$e_{asf} =$	0.050	m	Espesor de la capa de asfalto
Nv =	4.00	Und	Número de vigas
Sv =	3.125	m	Separación de las vigas
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Esfuerzo de Fluencia del acero convencional
t =	0.30	m	Espesor de losa
$W_{NJ} =$	0.55	t/m	Peso promedio de barrera New Jersey
Nc =	3.00	Und	Número de carriles
bw =	0.30	m	Ancho del alma de viga

2.0.- PROPIEDADES GEOMETRICAS

2.1.- GEOMETRIA DE VIGA TIPICA



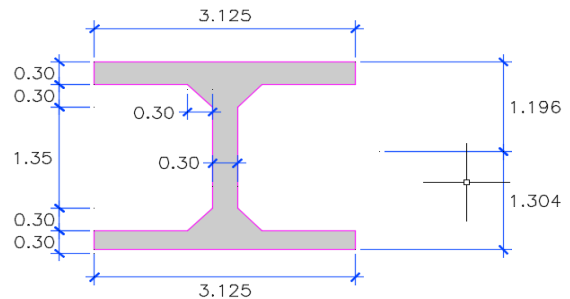
2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

Ancho efectivo ala superior - inferior

$L/4=$	11.25 m
$12h_{fsup}+bw=$	3.90 m
$S=$	3.125 m
$b_{ef\ sup} / n$	3.125 m

Propiedades Viga Compuesta

$A_{gc}=$	24,838.00 cm ²
$y_{bc}=$	130.40 cm
$y_{tc}=$	119.60 cm
$I_{gc}=$	245,170,000.00 cm ⁴
$S_{bc}=$	1,880,138.04 cm ³
$S_{tc}=$	2,049,916.39 cm ³
$r_{gc}=$	99.35 cm



3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1.- CARGAS

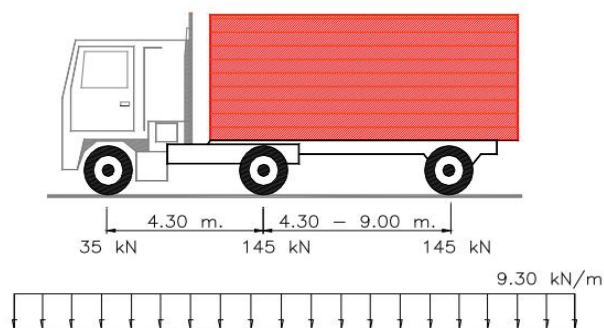
3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}=$	5.96 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}=$	8.21 t/m	Carga por peso de Viga sola y Losa
$W_{DCdiaf}=$	0.30 t/m	Carga por peso de Diafragmas estimado
$W_{DC-NJ}=$	0.41 t/m	Carga por peso de barreras New Jersey por viga
$W_{DW}=$	0.35 t/m	Carga por peso de Asfalto

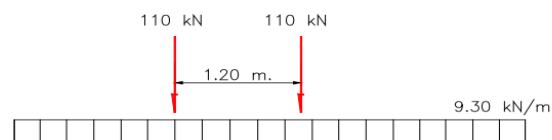
3.2.2.- CARGA VEHICULAR

SOBRECARGA HL-93 (AASHTO LRFD)

CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



FACTOR DE IMPACTO

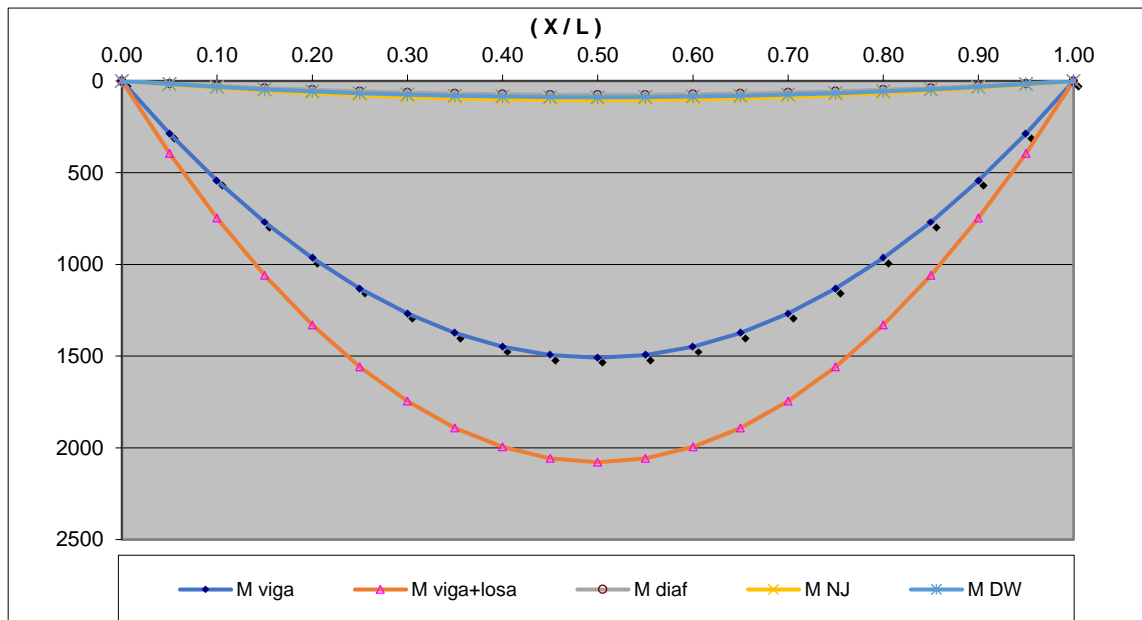
IM = 33%

3.2.- DETERMINACION DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

3.2.1.- CARGAS PERMANENTES

MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

(x / L)	M _{DC} Viga	M _{DC} Viga +Losa	M _{DC} Diafragma	M _{DC} New Jersey	M _{DW} Asfalto
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	543.207	748.238	27.338	37.589	32.036
0.20	965.701	1330.201	48.600	66.825	56.953
0.30	1267.483	1745.889	63.788	87.708	74.751
0.40	1448.552	1995.302	72.900	100.238	85.430
0.50	1508.909	2078.440	75.938	104.414	88.989
0.60	1448.552	1995.302	72.900	100.238	85.430
0.70	1267.483	1745.889	63.788	87.708	74.751
0.80	965.701	1330.201	48.600	66.825	56.953
0.90	543.207	748.238	27.338	37.589	32.036
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



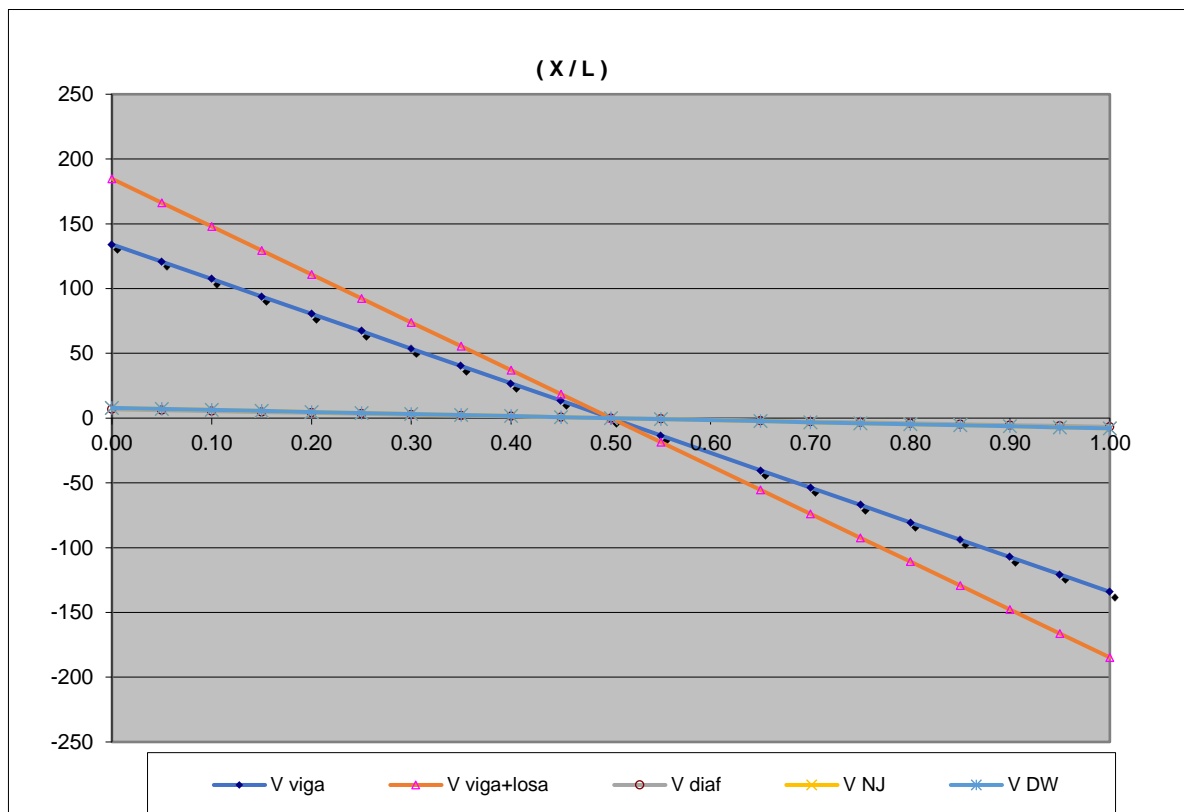
RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)		
DC1	M _{DCpp viga} =	1508.91	Ton-m	231.77	Ton-m
DC1	M _{DCpp viga+losa} =	2078.44	Ton-m	319.25	Ton-m
DC1	M _{DCdiaf} =	75.94	Ton-m	11.66	Ton-m
DC2	M _{DC-NJ} =	104.41	Ton-m	16.04	Ton-m
	M _{DW} =	88.99	Ton-m	13.67	Ton-m



FUERZAS CORTANTES (Ton)

(x / L)	V _{DC} Viga	V _{DC} Viga +Losa	V _{DC} Diafragma	V _{DC} New Jersey	V _{DW} Asfalto
0.00	134.125	184.750	6.750	9.281	7.910
0.10	107.300	147.800	5.400	7.425	6.328
0.20	80.475	110.850	4.050	5.569	4.746
0.30	53.650	73.900	2.700	3.713	3.164
0.40	26.825	36.950	1.350	1.856	1.582
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-26.825	-36.950	-1.350	-1.856	-1.582
0.70	-53.650	-73.900	-2.700	-3.713	-3.164
0.80	-80.475	-110.850	-4.050	-5.569	-4.746
0.90	-107.300	-147.800	-5.400	-7.425	-6.328
1.00	-134.125	-184.750	-6.750	-9.281	-7.910



RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	V _{max} Apoyo		V _{dv} (dv)	
V _{DCpp viga} =	134.13	Ton	123.40	Ton
V _{DCpp viga+losa} =	184.75	Ton	169.97	Ton
V _{DCdiaf} =	6.75	Ton	6.21	Ton
V _{DC-NJ} =	9.28	Ton	8.54	Ton
V _{DW} =	7.91	Ton	7.28	Ton



3.2.2.- CARGA VEHICULAR HL - 93

Tabla 4.6.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$

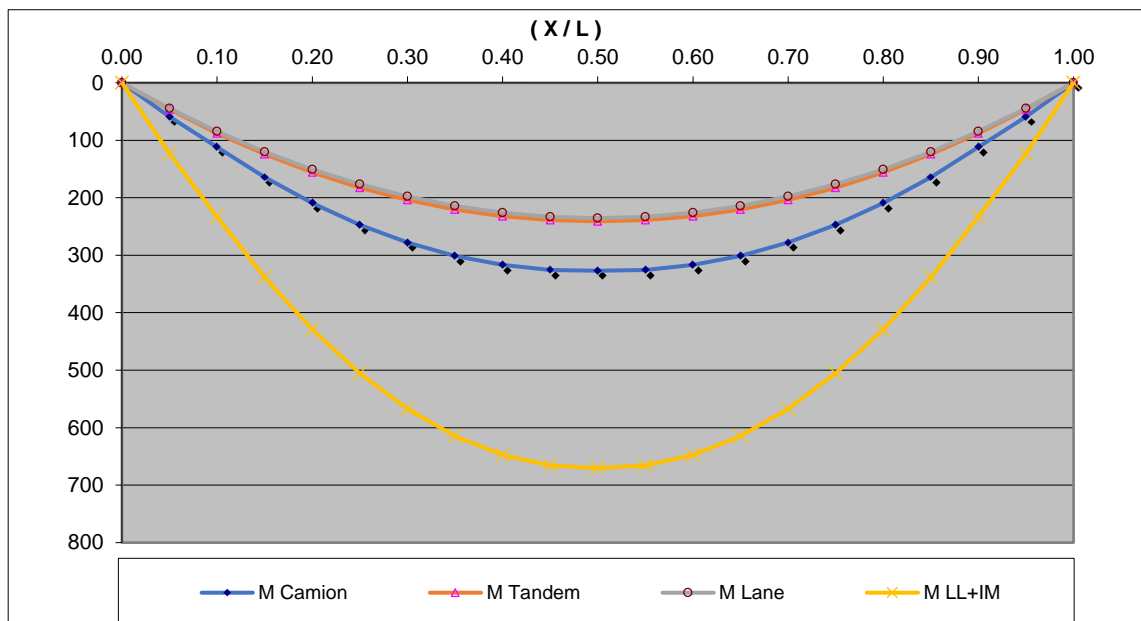
n =	1.000		
eg =	134.60	cm	Distancia del C.G. de la viga al C.G. de la losa
d =	250	cm	[89 ≤ d ≤ 280] Ok
S =	313	cm	[210 ≤ S ≤ 400] Ok
L =	4500	cm	[1800 ≤ L ≤ 7300] Ok
Nc =	3	cm	[3 ≤ Nc] Ok

Viga Interior - g_{int}

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles. g_{int}			
	M	V	M	V	M	V
Todos	0.485	0.783	0.775	1.027	0.775	1.027
Fatiga	0.404	0.653	--	--	0.404	0.653

MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

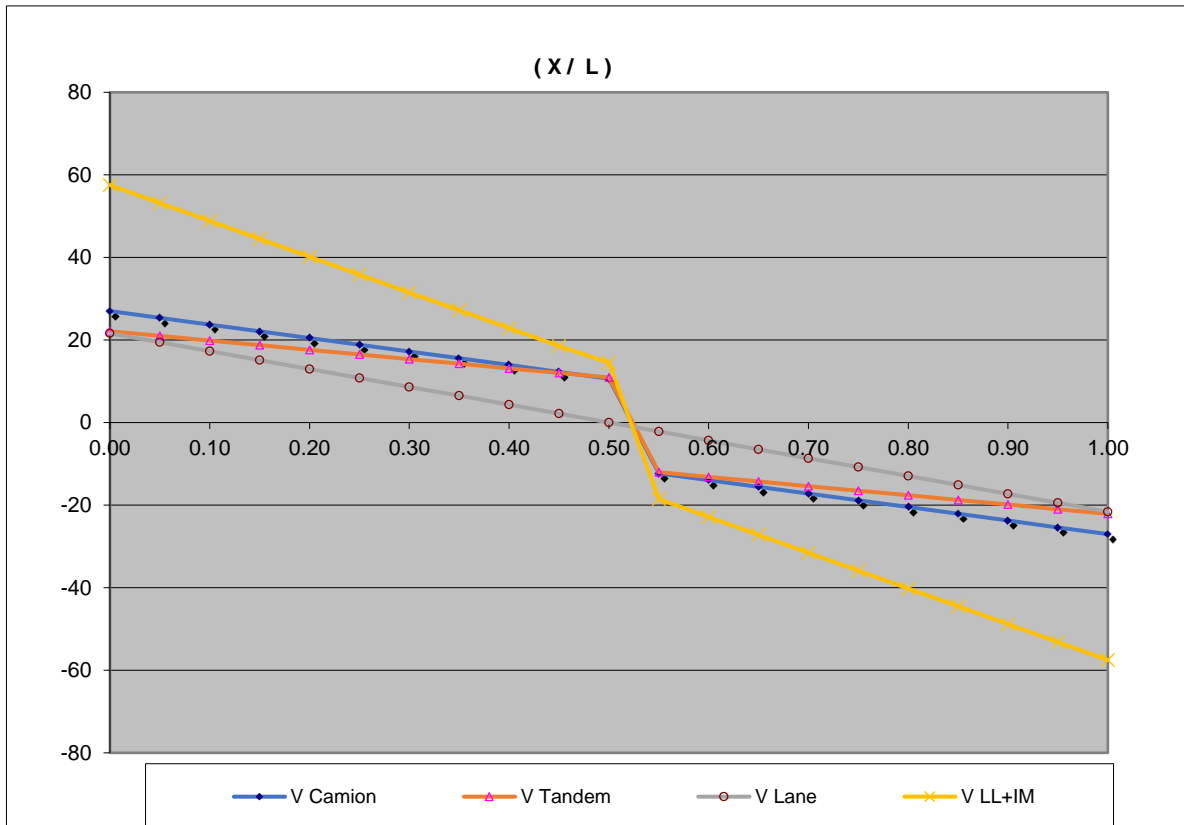
(x / L)	$M_{HL-93 K}$ Camion	M_{HL-93M} Tandem	$M_{HL-93 Lane}$ Carga Repartida	M_{HL-93} LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	111.845	87.780	84.746	233.500
0.20	209.490	155.760	150.660	429.282
0.30	277.885	203.940	197.741	567.328
0.40	317.030	232.320	225.990	647.640
0.50	326.925	240.900	235.406	670.217
0.60	317.030	232.320	225.990	647.640
0.70	277.885	203.940	197.741	567.328
0.80	209.490	155.760	150.660	429.282
0.90	111.845	87.780	84.746	233.500
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000



RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
$M_{camion} =$	326.93	Ton-m	47.62	Ton-m
$M_{tandem} =$	240.90	Ton-m	37.49	Ton-m
$M_{carga\ repartida} =$	235.41	Ton-m	36.16	Ton-m
$M_{LL+IM} =$	670.22	Ton-m	99.49	Ton-m
$mg_{int} =$	0.775		0.775	
$M_{LL+IM} =$	519.21	Ton-m	77.07	Ton-m

(x / L)	V _{HL-93 K} Camion	V _{HL-93M} Tandem	V _{HL-93 Lane} Carga Repartida	V _{HL-93} LL+IM
0.00	27.018	22.101	21.600	57.534
0.10	23.746	19.861	17.280	48.862
0.20	20.473	17.621	12.960	40.189
0.30	17.201	15.381	8.640	31.517
0.40	13.928	13.141	4.320	22.845
0.50	10.656	10.901	0.000	14.499
0.60	-13.928	-13.141	-4.320	-22.845
0.70	-17.201	-15.381	-8.640	-31.517
0.80	-20.473	-17.621	-12.960	-40.189
0.90	-23.746	-19.861	-17.280	-48.862
1.00	-27.018	-22.101	-21.600	-57.534



FUERZAS CORTANTES

	V _{max} (+) Apoyo		V _{dv} (+) (dv)	
V _{camion} =	27.02	Ton	25.71	Ton
V _{tandem} =	22.10	Ton	21.21	Ton
V _{carga repartida} =	21.60	Ton	19.87	Ton
V _{LL+IM} =	57.53	Ton	54.06	Ton
mg _{int} =	1.027		1.027	
V _{LL+IM} =	44.57	Ton	41.88	Ton



3.2.3.- RESUMEN DE RESULTADOS

MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga} =$	1508.91	Ton-m	231.77	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa} =$	2078.44	Ton-m	319.25	Ton-m
DC1	$M_{DCdiaf} =$	75.94	Ton-m	11.66	Ton-m
DC2	$M_{DC-NJ} =$	104.41	Ton-m	16.04	Ton-m
	$M_{DW} =$	88.99	Ton-m	13.67	Ton-m
	$M_{LL+IM} =$	519.21	Ton-m	77.07	Ton-m

$M_{ULT} =$	3865.58	Ton-m
$M_{ULT\ dv} =$	589.07	Ton-m

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga} =$	134.13	Ton	123.40	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa} =$	184.75	Ton	169.97	Ton
$V_{DCdiaf} =$	6.75	Ton	6.21	Ton
$V_{DC-NJ} =$	9.28	Ton	8.54	Ton
$V_{DW} =$	7.91	Ton	7.28	Ton
$V_{LL+IM} =$	44.57	Ton	41.88	Ton

$V_{ULT} =$	340.84	Ton
$V_{ULT\ dv} =$	315.11	Ton



4.0.- CALCULO DE LA FUERZA TENSORA

L =	45.00 m	Luz del Puente
t _{sup} =	0.30 m	Espesor de losa superior del puente
hf _{inf} =	0.25 m	Espesor de losa inferior del puente
S =	3.125 m	Separación de vigas
bw =	0.30 m	Ancho del alma de viga

Excentricidad del cable respecto a la viga:

Viga Sola			Viga Compuesta		
En centro de Luz			En centro de Luz		
ec = yb-yp			ec = yb-yp		
yp =	13.00	cm	yp =	13.00	cm
ec=	117.40	cm	ec=	117.4	cm

4.1.- CALCULO DE LA FUERZA DE PRECOMPRESION REQUERIDA

ESTADO LIMITE DE SERVICIO III

$$f_b = \frac{M_{DC1}}{S_b} + \frac{M_{DC2} + M_{DW} + 0.8M_{LL+IM}}{S_{bc}}$$

$$f_{bot} = 146.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 16.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_e = \frac{(f_b - f_t)A_c S_b}{S_b + e_c A_c}$$

$$P_e = 1273.33 \text{ Ton}$$

$$P_e = \mathbf{1273.33 \text{ Ton}}$$

Considerando todas las pérdidas, se asume una fuerza inicial de tensado igual a:

$$P_j = 1480.62 \text{ Ton}$$

Considerando un límite de tracción en el preesfuerzo igual a:

$$f_{pj \text{ máx}} = 0.75f_{pu}$$

$$f_{pj \text{ max}} = 14,175.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el área mínima de preesfuerzo requerido es:

$$A_{ps \text{ min}} = P_j / f_{pj \text{ max}}$$

$$A_{ps \text{ min}} = 104.45 \text{ cm}^2$$

Torones de 0.6"

$$A_t = 1.40 \text{ cm}^2 \quad 74.61$$

Usar : 75 torones de 0.6"

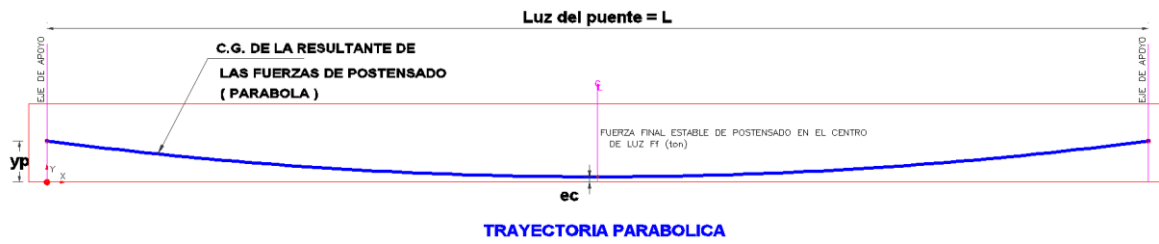
$$A_{ps} = 105 \text{ cm}^2$$

$$P_j = 1,488.38 \text{ Ton}$$

$$P_j = \mathbf{1,480.62 \text{ Ton}}$$



4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE



Ecuación parabólica del cable

$$y = ax^2 + bx + c \quad y' = 2ax + b$$

$f = e_c = 1.174 \text{ m} \quad L = 45.00 \text{ m}$

$a = 4f/L^2 = 0.002319$
 $b = -a.L = -0.104356$
 $c = f = 1.174000$

4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} [1 - e^{-(Kx - \mu\alpha)}]$$

Donde:

$$\alpha_n = \sum_{i=1}^{i=n} |\theta_i - \theta_{i-1}| \quad \wedge \quad \alpha_0 = 0 \text{ (extremo de tensado)}$$

$K = 0.00000066 \text{ mm}^{-1} \quad \mu = 0.25$

$f_{pj} = 14,101.10 \text{ Kg/cm}^2$

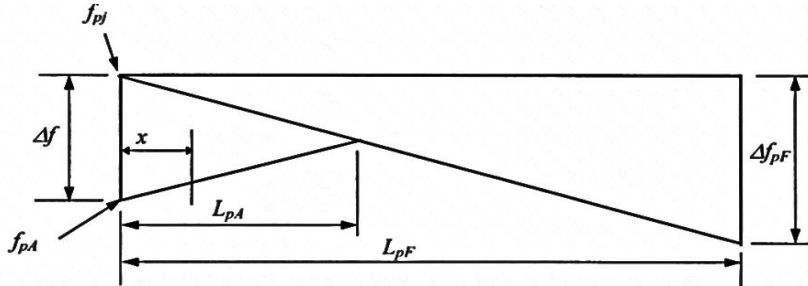
(x/L)	α (rad)	x (m)	Δf_{pF} (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.021	4.50	114.34
0.20	0.041	9.00	228.01
0.30	0.062	13.50	340.94
0.40	0.083	18.00	453.07
0.50	0.104	22.50	564.35
0.60	0.125	27.00	674.73
0.70	0.146	31.50	784.14
0.80	0.167	36.00	892.54
0.90	0.187	40.50	999.88
1.00	0.208	45.00	1106.12



4.3.2.- PERDIDAS POR DESLIZAMIENTO DE ANCLAJES

La perdida por deslizamiento de anclajes varia linealmente desde su maximo en el anclaje movil, hasta un valor igual a cero a una distancia L_{pA}

Se determinan considerando una variación lineal de las perdidas por fricción y deslizamiento.



$$\frac{\Delta f}{2} = E_p \left\{ \frac{\Delta L}{L_{pA}} \right\} \quad \wedge \quad \frac{\Delta f}{2} = L_{pA} \left\{ \frac{\Delta f_{pF}}{L_{pF}} \right\}$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E_p(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}}$$

$\Delta L = 6.00$ mm
 $E_p = 2000000.00$ Kg/cm²
 $L_{pF} = 4500.00$ cm
 $\Delta f_{pF} = 1106.12$ Kg/cm²

$L_{pA} = 2209.51$ cm
 $L_{pA} = 22.10$ m

$\Delta f = 1086.21$ Kg/cm²
 $\Delta f_{pA} = 1086.21 (1-x/22.1)$ Kg/cm² Donde: x (m)

(x/L)	x (m)	Δf_{pA} (Kg/cm ²)
0.00	0.00	1086.21
0.10	4.50	864.99
0.20	9.00	643.77
0.30	13.50	422.54
0.40	18.00	201.32
0.50	22.50	0.00
0.60	27.00	0.00
0.70	31.50	0.00
0.80	36.00	0.00
0.90	40.50	0.00
1.00	45.00	0.00

4.3.3.- PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO DEL CONCRETO

$$\Delta f_{pES} = \frac{(FC_i) f_{pj} A_{ps} (r^2 + e_c^2) - e_c M_{pp}}{A_{ps} (r^2 + e_c^2) + (E_{ci} I_g / E_p) \{2N / (N - 1)\}}$$

$$\Delta f_{pES} = ((N-1) / 2N) (E_p / E_{ci}) f_{cgp}$$

$$f_{cgp} = (P_j / A) + (P_j e^2 / I) + (M_{DC1} e / I)$$

A =	24,838.00	cm ²
f _{pj} =	14,101.10	kg/cm ²
FC _i =	0.96	
A _{ps} =	105.00	cm ²
I =	245,170,000.00	cm ⁴
E _{ci} =	274,954.54	kg/cm ²
E _p =	2,000,000.00	kg/cm ²
N =	3.00	
e _m =	117.40	cm
r ² =	9,870.76	cm ²
M _{pp} =	1508.9085	Ton-m

$$\Delta f_{pES} = 153.53 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 63.32 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 153.53 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

4.3.4.- PERDIDAS POR CONTRACCION DEL CONCRETO (SHRINKAGE)

Humedad relativa

$$H = 80 \%$$

$$\Delta f_{pSR} = 257.30 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3.5.- PERDIDAS POR FLUENCIA LENTA DEL CONCRETO (CREEP)

$$\Delta f_{pCR} = 12 f_{cgp} - 7 \Delta f_{cdp}$$

Donde:

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i (e_c^2)}{I_g} - \frac{M_{pp} (e_c)}{I_g}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC1} - M_{pp} + M_{DC2} + M_{DW})(y_b - y_p)}{I_g}$$

$$\Delta f_{cdp} = 40.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 63.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 478.66 \text{ Kg/cm}^2$$



4.3.6.- PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO DE PREESFUERZO

Para torones de baja relajación :

$$\Delta f_{pR2} = 0.3 (1406 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}))$$

Solo se considera Δf_{pF} cuando :

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} < 0.7 f_{pu}$$

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} = 13536.75 < 13230 \text{ No}$$

$$\Delta f_{pF} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = 359.22 \text{ Kg/cm}^2$$

4.4.- RESUMEN DE PERDIDAS Y ESFUERZOS FINALES EN EL CABLE DE PRESFUER

x (m)	Δf_{pF} (Kg/cm ²)	Δf_{pA} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Instantáneo	Δf_{pES} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Inicial
0.00	0.00	1086.21	13014.88	153.53	12861.36
4.50	114.34	864.99	13121.76	153.53	12968.23
9.00	228.01	643.77	13229.32	153.53	13075.79
13.50	340.94	422.54	13337.62	153.53	13184.09
18.00	453.07	201.32	13446.71	153.53	13293.18
22.50	564.35	0.00	13536.75	153.53	13383.22
27.00	674.73	0.00	13426.37	153.53	13272.84
31.50	784.14	0.00	13316.96	153.53	13163.43
36.00	892.54	0.00	13208.56	153.53	13055.03
40.50	999.88	0.00	13101.22	153.53	12947.69
45.00	1106.12	0.00	12994.98	153.53	12841.45

x (m)	Δf_{pSR} (Kg/cm ²)	Δf_{pCR} (Kg/cm ²)	Δf_{pR2} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Final
0.00	257.30	478.66	359.22	11766.18
4.50	257.30	478.66	359.22	11873.06
9.00	257.30	478.66	359.22	11980.62
13.50	257.30	478.66	359.22	12088.91
18.00	257.30	478.66	359.22	12198.00
22.50	257.30	478.66	359.22	12288.04
27.00	257.30	478.66	359.22	12177.67
31.50	257.30	478.66	359.22	12068.26
36.00	257.30	478.66	359.22	11959.85
40.50	257.30	478.66	359.22	11852.51
45.00	257.30	478.66	359.22	11746.28

4.5.- FUERZAS EFECTIVAS Y PORCENTAJE DE PERDIDAS

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	1350.44	1235.45	8.79%	7.77%	16.56%
4.50	1361.66	1246.67	8.03%	7.77%	15.80%
9.00	1372.96	1257.96	7.27%	7.77%	15.04%
13.50	1384.33	1269.34	6.50%	7.77%	14.27%
18.00	1395.78	1280.79	5.73%	7.77%	13.50%
22.50	1405.24	1290.24	5.09%	7.77%	12.86%
27.00	1393.65	1278.66	5.87%	7.77%	13.64%
31.50	1382.16	1267.17	6.65%	7.77%	14.42%
36.00	1370.78	1255.78	7.42%	7.77%	15.18%
40.50	1359.51	1244.51	8.18%	7.77%	15.95%
45.00	1348.35	1233.36	8.93%	7.77%	16.70%

5.0.- VERIFICACION DE ESFUERZOS

5.1.- VERIFICACION DE ESFUERZOS INICIALES EN EL CONCRETO

Esfuerzo permisible en compresión $0.6f'_{ci}$

$f'_{ci} = 336 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Fibra inferior

$f_{inf} = 64.07 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

Fibra superior

$f_{top} = 49.71 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

En el extremo del tensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 56.58 \text{ Kg/cm}^2 < 336 \text{ OK}$

5.2.- VERIFICACION DE ESFUERZOS FINALES EN EL CONCRETO

0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Caso I : DC+DW + Postensado

Esfuerzo permisible en compresión = $0.45f'_c$

$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

Fibra superior

$f_{top} = 92.58 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ OK}$



Esfuerzo permisible en compresión = 0.40f'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra superior

$f_{top} = 71.62 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ OK}$

Caso III : DC + Postensado + LL+IM

Esfuerzo permisible en compresión = 0.60f'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra superior

$f_{top} = 117.91 \text{ Kg/cm}^2 < 252 \text{ OK}$

5.3.- VERIFICACION DE ESFUERZOS DE TRACCION FINALES EN EL CONCRETO

0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Caso I : DC+DW + Postensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 7.64 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ OK}$

Caso II :Estado Limite de Servicio III

Esfuerzo permisible en tracción = 0.8vf'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra inferior

$f_{inf} = -14.45 \text{ Kg/cm}^2 > -16.40 \text{ OK}$

6.0- RESISTENCIA A LA FLEXION

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_n = A_{ps}(f_{ps})\left(d_p - \frac{a}{2}\right) \quad f_{ps} = f_{pu} \left[1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right]$$

$$M_n = A_{ps}(f_{pu}) \left[1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right] \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$c = \frac{A_{ps}(f_{pu})}{0.85f'c\beta_1 b + kA_{ps}(f_{pu}/d_p)} \quad a = \beta_1 c$$



Caso I : Estado Limite de Resistencia I

$M_u=$	3,865.58 Ton-m			
$A_{ps}=$	105.00 cm ²			
$k=$	0.28			
$d_p=$	237.00 cm			
$\beta_1=$	0.75			
$c=$	23.07 cm			
$a=$	17.30 cm	<		30 OK
$f_{ps}=$	18,384.84 kg/cm ²			
$M_n=$	4,408.05 Ton-m			
$\epsilon_T=$	0.028	>	0.005	
$\phi=$	0.95			
$\phi M_n=$	4,187.65 Ton-m	>	3,865.58	OK

Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$$1.2M_{cr}$$

$$1.33M_u$$

$$M_{cr}=S_c(f_r+f_{cpe})-M_{dnc}(S_c/S_{nc}-1) \geq S_c f_r$$

$$S_c=S_{nc}=I/\gamma_b= 1,880,138.04 \text{ cm}^3$$

Fibra superior

$$f_{cpe}= 132.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r= 63.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.2M_{cr} \quad 4,420.75 \text{ Ton-m}$$

$$1.33M_u \quad 5,141.23 \text{ Ton-m}$$

$$M_{min}= 4,420.75 \text{ Ton-m}$$

$\phi M_n=$	4,187.65 Ton-m	>	4,420.75	NO CONFORM
-------------	----------------	---	----------	------------

Incluir el acero pasivo en la capacidad nominal

7.0.- RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

DETERMINACION DE LA SECCION CRITICA "dv"

El valor de "dv" es el máximo de: " 0.72 h " " 0.9 de " " de - a/2 "

1) $dv = 0.72 h$

$h =$ 2.50 m

$dv =$ 1.8 m

2) $dv = 0.9 de$ Donde $de = dp...$ Cuando $As = 0$

$$y = ax^2 + bx + c$$

$x =$ 1.800 m

$y =$ 0.994 m

$de = dp =$ 1.506 m

$dv =$ 1.356 m

3) $dv = (de - a / 2)$

$c =$ 0.227 m

$a =$ 0.170 m

$dv =$ 1.421 m

Luego

$dv =$ 1.800 m

CORTANTE ULTIMO

$V_u =$ 340.841 Ton

$V_{ud} =$ 315.110 Ton

CORTANTE POSTENSADO

$P_f =$ 1235.449 Ton

$V_p =$ 128.230 Ton

MOMENTO ULTIMO

$M_{ud} =$ 589.070 Ton-m

$|M_u| =$ 589.070 Ton-m



DEFORMACION UNITARIA

For sections containing at least the minimum amount of transverse reinforcement specified in Article 5.8.2.5, the value of β may be determined by Eq. 5.8.3.4.2-1:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (5.8.3.4.2-3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-4)$$

Nu= 0.000 Ton
 fpo= 13230 Kg/cm²

$\varepsilon_s =$ **-0.00417**

Recalculando

Ac= 3750 Area traccionada por flexión
 $\varepsilon_s =$ -0.00064

Considerar

$\varepsilon_s =$ **-0.00040**

Luego

$\beta =$ 6.857
 $\theta =$ 27.60 °

RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO "Vc"

Vc= 0.265 ($\sqrt{f'c}$) (bv) (dv)

Considerando diámetro del ducto

Dducto= 8.2 cm

bv= 25.9 cm

Vc= **173.582 Ton**

REQUERIMIENTO DE REFUERZO POR CORTE

5.8.2.4—Regions Requiring Transverse Reinforcement

Except for slabs, footings, and culverts, transverse reinforcement shall be provided where:

- $V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$ (5.8.2.4-1)

$\phi =$ 0.9

Vu= **315.11** > **135.82** REQUIERE ESTRIBOS



RESISTENCIA AL CORTE DEL ACERO TRANSVERSAL "Vs"

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

where $\alpha = 90$ degrees, Eq. 5.8.3.3-4 reduces to:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (C5.8.3.3-1)$$

$$V_u \leq V_r = \phi V_n = \phi (V_c + V_s + V_p)$$

$$V_s = (A_v f_y d_v \cot \theta) / S \geq V_u / \phi - V_c - V_p$$

$$S \leq (A_v f_y d_v \cot \theta) / (V_u / \phi - V_c - V_p)$$

Refuerzo Transversal

$\phi =$	1/2 pulg	Diámetro de refuerzo transversal
$A_v =$	2.534 cm ²	$A_v = 2A\phi_v$
$S =$	75.84 cm	

Espaciamiento Máximo

5.8.2.5—Minimum Transverse Reinforcement

Where transverse reinforcement is required, as specified in Article 5.8.2.4, the area of steel shall satisfy:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1) \quad \text{in}^2$$

$A_v \geq$	$0.265 (\sqrt{f'_c}) (b_v) (S) / f_y$	cm ²
$S \leq$	$A_v f_y / (0.265 \sqrt{f'_c} b_v)$	cm
$S \leq$	75.65 cm	

5.8.2.7—Maximum Spacing of Transverse Reinforcement

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing, s_{max} , determined as:

- If $v_u < 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in.} \quad (5.8.2.7-1)$$

- If $v_u \geq 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in.} \quad (5.8.2.7-2)$$

where:

v_u = the shear stress calculated in accordance with Article 5.8.2.9 (ksi)

d_v = effective shear depth as defined in Article 5.8.2.9 (in.)



5.8.2.9—Shear Stress on Concrete

The shear stress on the concrete shall be determined as:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

$$v_u = 47.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.125f'_c = 52.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{max} = 60 \text{ cm}$$

Entonces

$$S = 60.00 \text{ cm}$$

Usar estribos

[] $\phi = 1/2"$ 20@0.15, 20 @ 0.20, 20@0.25, Resto @0.30 c/c

$$S = 0.15 \text{ m}$$

$$V_s = 244.249 \text{ Ton}$$

VERIFICACION POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 491.455 > 315.110 \text{ OK}$$

8.0.- REFUERZO LONGITUDINAL MINIMO

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

V_s shall not be taken greater than V_u / ϕ .

$$\text{Considerando } 4\phi = 1 \text{ pulg}$$

$$A_s = 20.268 \text{ cm}^2$$

En el centro de luz

$$A_{sfy} + A_{psfy} = 2015.535 \text{ Ton} > 1913.944$$

9.0.- VERIFICACION DE DEFLEXIONES

9.1.- DEFLEXION POR CARGAS PERMANENTES

$$\delta_{MAX} = \frac{5wL^4}{384E_{ci}I_g}$$

DEFLEXION INICIAL EN EL CENTRO DE LUZ

POSTENSADO INICIAL

Pi =	1405.24 Ton	
Wpi =	6.52 Ton/m	
δ_{pi} =	5.16 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA

Wpp =	5.96 Ton/m	
δ_{pp} =	4.72 cm	(-) ↓

Deflexión Inicial

δ_i =	0.44 cm	(+) ↑
--------------	----------------	-------

DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

POSTENSADO FINAL

Pe =	1290.24 Ton	
Wpe =	5.98 Ton/m	
δ_{pe} =	4.24 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA + LOSA + DIAFRAGMAS

W _{DC} =	6.98 Ton/m	
δ_{DC} =	4.95 cm	(-) ↓

PESO BARRERA NEW JERSEY

W _{NJ} =	0.41 Ton/m	
δ_{NJ} =	0.29 cm	(-) ↓

PESO ASFALTO

W _{DW} =	0.35 Ton/m	
δ_{DW} =	0.25 cm	(-) ↓

Deflexión Final

δ_F =	-1.25 cm	(+) ↑
--------------	-----------------	-------

No requiere contra flecha



9.2.- DEFLEXION POR CARGAS MOVIL

Acorde con los requisitos AASHTO LRFD :

$$\delta_{LL+IM} \leq \frac{L}{800}$$

En nuestro caso:

$$L = 45 \text{ m}$$
$$\delta_{LL+IM} \leq 5.625 \text{ cm}$$

Conservadoramente se asume la carga vehicular concentrada en el centro de luz

La carga camión es repartida para cada viga considerando que todas sufren la misma deformación.

$$\delta_{LL+IM} = \frac{PL^3}{48E_c I_c}$$

$$P = 22.08 \text{ Ton}$$

$$\delta_{LL+IM} = 0.56 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

