

INDICE

INDICE	1
MEMORIA DE CÁLCULO	3
OBJETO	3
CÁLCULO DEL TABLERO	3
MEMORIA DE CÁLCULO DE REVISIÓN DE NEOPRENOS	38
CONCLUSIONES	47
MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS DINTELES	48
ESTUDIO A FLEXIÓN	49
ESTUDIO A CORTANTE	50
CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	51
DATOS OBRA	51
DESCRIPCIÓN	51
MEDICIÓN	52
COMPROBACIÓN	53
PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA	55
NORMAS DE CARÁCTER GENERAL.	55
DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.	55
ESTIMACIÓN DEL NÚMERO DE CAMIONES DE 270 KN.	56
MATERIALIZACIÓN DEL TREN DE CARGAS Y FORMAS DE APLICACIÓN.	56
MÉTODO DE ANÁLISIS.	57
MEDIDAS A EFECTUAR	58

PLANOS

PLANO N° 1 TABLERO

PLANTA Y SECCIONES

DETALLES

PLANO N° 2 VIGAS

ALZADOS

SECCIONES

PLANO N° 3 DINTEL

ALZADOS Y SECCIONES

PLANO N° 4 CIMENTACIÓN

GEOMETRÍA Y ARMADO

PLANO N° 5 PRUEBA DE CARGA

MEMORIA DE CÁLCULO

CÁLCULO DEL TABLERO

El tablero del la obra “Puente sobre el barranco de Río Seco en Burriana” está constituido por cinco vanos de vigas pretensadas prefabricadas de canto 105 cm. de longitud 19.2m. y losa de hormigón ejecutada “in situ” de 25 cm. y se ha calculado con programa informático para el cálculo de puentes de vigas confeccionado por los ingenieros José Recuerdo y José Pedro Gutiérrez del Instituto “Eduardo Torroja” de Madrid.

El programa trabaja mediante una simulación del tablero como emparrillado plano para la obtención de las solicitaciones. La versión utilizada es una actualización de 1999 que incluye los criterios de la vigente instrucción IAP (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras) publicada el 4 de marzo de 1998 en el boletín oficial del estado y los condicionantes de diseño indicados en la instrucción de hormigón vigente (EHE).

Al utilizar el programa en puentes sin acera se simula el pretil con una acera virtual de ancho igual al ancho del pretil para considerar que la rueda del camión más cercano al pretil queda 50 cm separada de éste como indica la IAP. De esta forma la suma del peso de la acera virtual, el peso de la barrera y la sobrecarga de uso de 400 kg/m² sobre la acera representan el peso real del pretil. El resto de parámetros es consecuente con la aplicación de las instrucciones IAP y EHE quedando suficientemente descritos en la memoria de cálculo que edita el propio programa de cálculo.

Un listado completo de los resultados del cálculo del tablero se adjunta a esta memoria.

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	37.45	60.36	63.36	38.48	130.49	161.17	330.14
2	37.45	88.29	50.60	59.70	118.80	176.34	354.85
3	37.45	88.29	65.99	59.70	98.77	191.73	350.20
4	37.45	60.36	80.74	38.48	12.21	178.55	229.24

HIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

- V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+6
- V 2 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+8
- V 3 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+9
- V 4 HIP: PPV+PPL +1+4+5+9

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	8.05	12.98	13.62	8.27	28.91	71.84
2	8.05	18.99	10.88	12.84	26.32	77.08
3	8.05	18.99	14.19	12.84	21.88	75.95
4	8.05	12.98	17.36	8.27	2.71	49.38

TORSORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	1.83	31.34	71.84	0.00
2	1.36	50.57	77.08	.11
3	1.43	45.78	75.95	.24
4	2.38	48.02	49.38	2.22

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1 ZC	.12	-.02	.04	-.16	.03	-.13	.16	-.28
1 ZE	0.00	-.31	.54	-0.00	.45	-.17	.91	-.49

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
2 ZC	0.00	-.34	.55	-.46	.85	-.44	1.06	-.92
2 ZE	.13	-.14	.49	-.07	.05	-.12	.62	-.33
3 ZC	0.00	-.51	.77	-.61	1.29	-.67	1.55	-1.28
3 ZE	.16	-.11	.52	-.12	.09	-.26	.68	-.49
4 ZC	0.00	-.34	.55	-.46	.85	-.44	1.06	-.92
4 ZE	.13	-.14	.49	-.07	.05	-.12	.62	-.33
5 ZC	.12	-.02	.04	-.16	.03	-.13	.16	-.28
5 ZE	0.00	-.31	.54	-0.00	.45	-.17	.91	-.49

MOMENTOS LOCALIZADOS EN LOSA/POR METRO DEBIDOS A SOBRECARGA CARRO Y C.PERM.

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.36	-.36	4.17	-4.17	.44	-.44
	voladizo	-.07		0.00		-.57
2	.36	-.36	4.17	-4.17	.44	-.44
	voladizo	-.07		0.00		-.57
3	.36	-.36	4.17	-4.17	.44	-.44
	voladizo	-.07		0.00		-.57
4	.36	-.36	4.17	-4.17	.44	-.44
	voladizo	-.07		0.00		-.57
5	.36	-.36	4.17	-4.17	.44	-.44
	voladizo	-.07		0.00		-.57

REACCIONES DE LOS APOYOS (INCLUYENDO LAS ENTREGAS DE LAS VIGAS)

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min - Max)	TOTALES (Min - Max)
1	1	21.71	14.23 51.89	35.94 73.61
1	17	21.71	14.23 51.89	35.94 73.61
2	2	27.91	9.49 56.93	37.40 84.85
2	18	27.91	9.49 56.93	37.40 84.85
3	3	27.91	14.68 52.61	42.59 80.53
3	19	27.91	14.68 52.61	42.59 80.53
4	4	21.71	16.58 27.29	38.29 49.00
4	20	21.71	16.58 27.29	38.29 49.00

PRETENSADO VIGA EXTREMA IZQUIERDA : 1

FUERZA DE TESADO (Po) 429.200 T
 ALTURA DEL PRETENSADO153 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetración de cu·as: 11.426 T
 Por acortamiento elástico del hormigón: 27.460 T
 Perdidas INSTANTANEAS TOTAL: 38.886 T (9.06%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales: 75.705 T (17.64%)

P E R D I D A S T O T A L E S: 114.591 T (26.70%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 0 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-289.553	-289.553	
Fibra Inf. Viga	2557.606	2557.606	

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION DE LOSA	CARGA MUERTA t = inicial	CARGA MUERTA t = infinito	+SOBRECARGAS t = infinito
Fibra Sup. Losa	0.000	215.778	235.674	776.187
Fibra Sup. Viga	660.972	743.714	734.629	971.265
Fibra Inf. Viga	1507.597	1031.586	900.783	-138.866

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.3000 m Inercia= .13900940 m4
 Ycg = .8553 m Wvxxi = .16252340 m3
 Area = .7253 m2 Wvxxs = .71403801 m3
 Ht-Ycg= .4447 m Wlxxs = .31260500 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 1

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente	Mu =	474.31 mt
Momento exterior característico	Mk =	330.14 mt
Momento exterior de calculo	Md =	471.03 mt
Coeficiente	Mu/Md =	1.01
Deformación superior	esup =	1.73 o/oo
Deformación inferior	einf =	10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 3cm²

- 3m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 1

Resistencia de proyecto a tracción del hormigón	fct,k	26.425 Kp/cm ²
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm ²
Tensión máxima en la junta de unión viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm ²
Canto viga + losa	Ht	1.300 m
Ancho del alma de la viga	bw	.120 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura mínima de cortante a 90°	Asc,min	1.714 cm ² /m
Armadura mínima de rasante a 90°	Asr,min	2.571 cm ² /m
	Vcuo	11.920 Mp

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	8.054	12.981	13.625	8.274	28.908
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .006

CORTANTE Vd = 102.564 t Vu1 = 136.696 t Asc calculo = 17.391 cm²/m

Tc1,d = 69.377 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.086

RASANTE Vd = 74.167 t Tau = 4.079 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 15.444 t Tau = 14.143 Kp/cm2 As calculo = 4.378 cm2/m
 ALA INF Vd = 41.026 t Tau = 14.800 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 2 d 8 + 2 d 8 a 0.20 m (20.120 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	7.188	11.586	12.160	7.408	27.218
M	7.621	12.283	12.892	7.408	27.218

TOR. ASOC T = .301

CORTANTE Vd = 93.699 t Vu1 = 127.423 t Asc calculo = 11.652 cm2/m
 Tc1,d = 141.224 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.475

RASANTE Vd = 68.355 t Tau = 3.756 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 14.109 t Tau = 12.921 Kp/cm2 As calculo = 3.999 cm2/m
 ALA INF Vd = 37.479 t Tau = 13.521 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.000 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.322	10.190	10.695	6.591	25.527
M	14.376	23.171	24.319	13.181	51.054

TOR. ASOC T = .596

CORTANTE Vd = 84.905 t Vu1 = 121.351 t Asc calculo = 9.375 cm2/m
 Tc1,d = 85.174 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.657

RASANTE Vd = 62.614 t Tau = 3.437 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 12.785 t Tau = 11.708 Kp/cm2 As calculo = 3.624 cm2/m
 ALA INF Vd = 33.962 t Tau = 12.252 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 3.600 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	4.936	7.956	8.351	5.381	22.822
M	23.382	37.688	39.556	19.373	82.160

TOR. ASOC T = 1.067

CORTANTE Vd = 70.983 t Vu1 = 121.824 t Asc calculo = 7.846 cm²/m
 Tc1,d = 12.454 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.643

RASANTE Vd = 53.579 t Tau = 2.935 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 10.689 t Tau = 9.788 Kp/cm² As calculo = 3.030 cm²/m
 ALA INF Vd = 28.393 t Tau = 10.243 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 5 (SECCION A 4.800 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	3.897	6.281	6.593	4.555	20.794
M	28.682	46.230	48.522	21.863	99.809

TOR. ASOC T = 1.421

CORTANTE Vd = 60.663 t Vu1 = 125.491 t Asc calculo = 8.501 cm²/m
 Tc1,d = -28.670 Kp/cm² ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.534

RASANTE Vd = 46.922 t Tau = 2.565 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 9.135 t Tau = 8.365 Kp/cm² As calculo = 2.589 cm²/m
 ALA INF Vd = 24.265 t Tau = 8.754 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 6 (SECCION A 5.800 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	3.031	4.885	5.128	3.919	19.103
M	32.146	51.814	54.382	22.727	110.797

TOR. ASOC T = 1.716

CORTANTE Vd = 52.142 t Vu1 = 127.744 t Asc calculo = 7.220 cm²/m
 Tc1,d = -54.340 Kp/cm² ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.465

RASANTE Vd = 41.455 t Tau = 2.261 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 7.852 t Tau = 7.190 Kp/cm2 As calculo = 2.226 cm2/m
 ALA INF Vd = 20.857 t Tau = 7.524 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 7 (SECCION A 7.600 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.472	2.373	2.491	2.894	16.060
M	36.199	58.346	61.238	21.994	122.056

TOR. ASOC T = 2.246

CORTANTE Vd = 36.984 t Vu1 = 122.780 t Asc calculo = 4.817 cm2/m
 Tc1,d = -81.288 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .601 m cotg(theta) = 1.615

RASANTE Vd = 31.793 t Tau = 1.723 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 5.569 t Tau = 5.100 Kp/cm2 As calculo = 1.857 cm2/m
 ALA INF Vd = 14.794 t Tau = 5.337 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 1 TIPO: vp105120

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 días: 450 Kp/cm2
 inicial al transferir: 390 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tensión de pretensado cables SUPERIORES:14800 Kp/cm2
 : Tensión de pretensado cables INFERIORES:14800 Kp/cm2
 Fuerza total de pretensado en bancada: 429.200 t

FILA (cm2)	No. DE CABLES (m)	AREA CABLE	ALTURA FILA
1	11	1.000	.050
2	10	1.000	.100
3	6	1.000	.150
4	0	1.000	0.000
5	0	1.000	0.000
6	2	1.000	1.000

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5100 Kp/cm2

TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1 4 D 8 a 20 cms.	2.10	22	1	CERCOS
	2 2 D 10 a 20 cms.	1.00	10	1	
	3 2 D 8 a 20 cms	2.60	26	1	
	4 1 D 10 a 20 cms.	3.00	30	1	
	5 1 D 8 a 20 cms.	.90	8	1	
ALA.INF	1 1 d 8 a 20 cms	2.10	22	2	CERCOS
	2 1 d 8 a 20 cms	1.00	10	2	
	3 1 d 8 a 20 cms	2.60	26	2	
	4 1 d 8 a 20 cms	3.00	30	2	
	5 1 d 8 a 20 cms	.90	8	2	
ALA.SUP	1 1 d 12 a 20 cms	2.10	22	4	BARRAS
	2 1 d 12 a 20 cms	1.00	10	4	
	3 1 d 10 a 20 cms	2.60	26	4	
	4 1 d 10 a 20 cms	3.00	30	4	
	5 1 d 10 a 20 cms	.90	8	4	

REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: 2 barras de 16mm. de diámetro en 3.8 m

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecánica $0,04 \times P = 15.612 \text{ t}$

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .26 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.05 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 16.63 t LONGITUD TOTAL: 19.20m.

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.10m.

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) 429.200 T

ALTURA DEL PRETENSADO153 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetración de cu·as: 11.426 T

Por acortamiento elástico del hormigón: 27.460 T

Perdidas INSTANTANEAS TOTAL: 38.886 T (9.06%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales: 73.868 T (17.21%)

P E R D I D A S T O T A L E S: 112.754 T (26.27%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 0 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-289.553	-289.553	
Fibra Inf. Viga	2557.606	2557.606	

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION DE LOSA	CARGA MUERTA t = inicial	CARGA MUERTA t = infinito	+SOBRECARGAS t = infinito
Fibra Sup. Losa	0.000	137.734	155.658	603.443
Fibra Sup. Viga	927.631	965.655	954.247	1112.641
Fibra Inf. Viga	1249.664	868.905	734.304	-322.746

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.3000 m	Inercia=	.15420857 m4
Ycg =	.9132 m	Wvxxi =	.16887235 m3
Area =	.8672 m2	Wvxxs =	1.12697961 m3
Ht-Ycg=	.3868 m	Wlxxs =	.39864326 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA No 2

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente	Mu =	506.19 mt
Momento exterior característico	Mk =	354.85 mt
Momento exterior de calculo	Md =	505.82 mt
Coeficiente	Mu/Md =	1.00
Deformación superior	esup =	1.42 o/oo
Deformación inferior	einf =	10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 8cm²

- 6m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a tracción del hormigón	fct,k	26.425 Kp/cm ²
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm ²
Tensión máxima en la junta de unión viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm ²
Canto viga + losa	Ht	1.300 m
Ancho del alma de la viga	bw	.120 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura mínima de cortante a 90°	Asc,min	1.714 cm ² /m
Armadura mínima de rasante a 90°	Asr,min	2.571 cm ² /m
	Vcuo	11.920 Mp

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	8.054	18.987	10.882	12.839	26.319
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .161

CORTANTE Vd = 109.933 t Vu1 = 136.035 t Asc calculo = 18.008 cm²/m
 Tc1,d = 69.462 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.137

RASANTE Vd = 73.428 t Tau = 4.670 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 12.658 t Tau = 11.591 Kp/cm² As calculo = 3.588 cm²/m
 ALA INF Vd = 43.973 t Tau = 15.863 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 2 d 8 + 2 d 8 a 0.20 m (20.120 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	7.188	16.946	9.712	11.496	24.780
M	7.621	17.967	10.297	11.496	24.780

TOR. ASOC T = .363

CORTANTE Vd = 100.104 t Vu1 = 124.666 t Asc calculo = 11.905 cm²/m
 Tc1,d = 136.509 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.559

RASANTE Vd = 67.524 t Tau = 4.292 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 11.526 t Tau = 10.555 Kp/cm² As calculo = 3.267 cm²/m
 ALA INF Vd = 40.042 t Tau = 14.445 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.322	14.904	8.542	10.227	23.240
M	14.376	33.891	19.423	20.453	46.481

TOR. ASOC T = .565

CORTANTE Vd = 90.387 t Vu1 = 119.441 t Asc calculo = 9.732 cm²/m
 Tc1,d = 76.386 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.713

RASANTE Vd = 61.732 t Tau = 3.920 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 10.407 t Tau = 9.530 Kp/cm2 As calculo = 2.950 cm2/m
 ALA INF Vd = 36.155 t Tau = 13.043 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 5.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	3.204	7.554	4.329	6.272	17.700
M	31.522	74.316	42.591	35.123	99.118

TOR. ASOC T = 1.291

CORTANTE Vd = 56.326 t Vu1 = 127.846 t Asc calculo = 7.818 cm2/m
 Tc1,d = -66.892 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.461

RASANTE Vd = 41.802 t Tau = 2.641 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 6.485 t Tau = 5.939 Kp/cm2 As calculo = 1.857 cm2/m
 ALA INF Vd = 22.530 t Tau = 8.128 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 7.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.472	3.471	1.989	4.491	14.621
M	36.199	85.341	48.910	34.129	111.123

TOR. ASOC T = 1.695

CORTANTE Vd = 38.027 t Vu1 = 130.067 t Asc calculo = 4.824 cm2/m
 Tc1,d = -99.443 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.389

RASANTE Vd = 31.353 t Tau = 1.969 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 4.378 t Tau = 4.009 Kp/cm2 As calculo = 1.857 cm2/m
 ALA INF Vd = 15.211 t Tau = 5.487 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: vp105120

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 días: 450 Kp/cm²
 inicial al transferir: 390 Kp/cm²

P R E T E N S A D O : Tensión de pretensado cables SUPERIORES:14800 Kp/cm²
 : Tensión de pretensado cables INFERIORES:14800 Kp/cm²
 Fuerza total de pretensado en bancada: 429.200 t

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm ²)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.000	.050
2	10	1.000	.100
3	6	1.000	.150
4	0	1.000	0.000
5	0	1.000	0.000
6	2	1.000	1.000

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5100 Kp/cm²

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	4 D 8 a 20 cms.	2.10	22	1	CERCOS
	2	2 D 10 a 20 cms.	1.00	10	1	
	3	2 D 8 a 20 cms	3.60	36	1	
	4	1 D 10 a 20 cms.	2.00	20	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	.90	8	1	
ALA.INF	1	1 d 8 a 20 cms	2.10	22	2	CERCOS
	2	1 d 8 a 20 cms	1.00	10	2	
	3	1 d 8 a 20 cms	3.60	36	2	
	4	1 d 8 a 20 cms	2.00	20	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	.90	8	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	2.10	22	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	3.60	36	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	2.00	20	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	.90	8	4	

REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: 2 barras de 25mm. de diámetro en 7.3 m

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecánica $0,04 \times P = 15.612 \text{ t}$

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .26 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.05 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 16.63 t LONGITUD TOTAL: 19.20m.
 LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.10m.

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 3

FUERZA DE TESADO (Po) 429.200 T
 ALTURA DEL PRETENSADO153 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetración de cu·as: 11.426 T
 Por acortamiento elástico del hormigón: 27.460 T
 Perdidas INSTANTANEAS TOTAL: 38.886 T (9.06%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales: 72.786 T (16.96%)

P E R D I D A S T O T A L E S: 111.672 T (26.02%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 0 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-289.553	-289.553	
Fibra Inf. Viga	2557.606	2557.606	

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
 Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION DE LOSA	CARGA MUERTA t = inicial	CARGA MUERTA t = infinito	+SOBRECARGAS t = infinito
Fibra Sup. Losa	0.000	176.328	192.176	589.714
Fibra Sup. Viga	927.631	979.306	969.220	1109.841
Fibra Inf. Viga	1249.664	777.798	658.793	-279.644

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.3000 m	Inercia=	.15420857 m ⁴
Ycg =	.9132 m	Wvxxi =	.16887235 m ³
Area =	.8672 m ²	Wvxxx =	1.12697961 m ³
Ht-Ycg=	.3868 m	Wlxxx =	.39864326 m ³

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA No 3

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente	Mu =	501.07 mt
Momento exterior característico	Mk =	350.20 mt
Momento exterior de calculo	Md =	496.55 mt
Coefficiente	Mu/Md =	1.01
Deformación superior	esup =	1.41 o/oo
Deformación inferior	einf =	10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 7cm²

- 5m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 3

Resistencia de proyecto a tracción del hormigón	fct,k	26.425 Kp/cm ²
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm ²
Tensión máxima en la junta de unión viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm ²
Canto viga + losa	Ht	1.300 m
Ancho del alma de la viga	bw	.120 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura mínima de cortante a 90°	Asc,min	1.714 cm ² /m
Armadura mínima de rasante a 90°	Asr,min	2.571 cm ² /m
	Vcuo	11.920 Mp

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	8.054	18.987	14.191	12.839	21.881
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .354

CORTANTE Vd = 107.744 t Vu1 = 136.035 t Asc calculo = 17.672 cm²/m
 Tc1,d = 69.462 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.137

RASANTE Vd = 71.238 t Tau = 4.565 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 12.405 t Tau = 11.360 Kp/cm² As calculo = 3.516 cm²/m
 ALA INF Vd = 43.098 t Tau = 15.547 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 2 d 8 + 2 d 8 a 0.20 m (20.120 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	7.188	16.946	12.665	11.496	20.602
M	7.621	17.967	13.428	11.496	20.602

TOR. ASOC T = .547

CORTANTE Vd = 97.824 t Vu1 = 124.567 t Asc calculo = 11.640 cm²/m
 Tc1,d = 138.107 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.562

RASANTE Vd = 65.244 t Tau = 4.177 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 11.263 t Tau = 10.314 Kp/cm² As calculo = 3.193 cm²/m
 ALA INF Vd = 39.130 t Tau = 14.116 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.322	14.904	11.139	10.227	19.322
M	14.376	33.891	25.329	20.453	38.644

TOR. ASOC T = .739

CORTANTE Vd = 88.015 t Vu1 = 119.268 t Asc calculo = 9.475 cm²/m
 Tc1,d = 79.361 Kp/cm² ZONA AB Yc1= .814 m cotg(theta) = 1.718

RASANTE Vd = 59.360 t Tau = 3.797 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 10.134 t Tau = 9.280 Kp/cm2 As calculo = 2.872 cm2/m
 ALA INF Vd = 35.206 t Tau = 12.701 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 4.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	4.590	10.821	8.087	7.911	16.763
M	25.287	59.616	44.555	31.643	67.051

TOR. ASOC T = 1.125

CORTANTE Vd = 68.732 t Vu1 = 122.812 t Asc calculo = 7.710 cm2/m
 Tc1,d = -11.968 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.614

RASANTE Vd = 47.928 t Tau = 3.057 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 7.914 t Tau = 7.247 Kp/cm2 As calculo = 2.243 cm2/m
 ALA INF Vd = 27.493 t Tau = 9.918 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 5.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	3.724	8.779	6.561	6.864	15.483
M	29.444	69.416	51.879	34.322	77.416

TOR. ASOC T = 1.318

CORTANTE Vd = 59.258 t Vu1 = 125.456 t Asc calculo = 8.233 cm2/m
 Tc1,d = -44.946 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.535

RASANTE Vd = 42.379 t Tau = 2.698 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 6.823 t Tau = 6.248 Kp/cm2 As calculo = 1.934 cm2/m
 ALA INF Vd = 23.703 t Tau = 8.551 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 6 (SECCION A 6.000 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.858	6.737	5.035	5.892	14.204
M	32.735	77.175	57.678	35.352	85.222

TOR. ASOC T = 1.510

CORTANTE Vd = 49.895 t Vu1 = 127.347 t Asc calculo = 6.773 cm²/m
 Tc1,d = -69.731 Kp/cm² ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.477

RASANTE Vd = 36.941 t Tau = 2.345 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 5.745 t Tau = 5.261 Kp/cm² As calculo = 1.857 cm²/m
 ALA INF Vd = 19.958 t Tau = 7.200 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

TRAMO 7 (SECCION A 7.200 m DEL APOYO) (VIGA: 3)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.819	4.287	3.204	4.823	12.668
M	35.541	83.790	62.621	34.726	91.210

TOR. ASOC T = 1.742

CORTANTE Vd = 38.806 t Vu1 = 128.620 t Asc calculo = 4.967 cm²/m
 Tc1,d = -88.936 Kp/cm² ZONA C Yc1= .516 m cotg(theta) = 1.437

RASANTE Vd = 30.563 t Tau = 1.931 Kp/cm² Asr calculo = 0.000 cm²/m
 ALA SUP Vd = 4.468 t Tau = 4.092 Kp/cm² As calculo = 1.857 cm²/m
 ALA INF Vd = 15.522 t Tau = 5.600 Kp/cm² As calculo = 4.714 cm²/m

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm²/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm²/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm²/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 3 TIPO: vp105120

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 días: 450 Kp/cm²
 inicial al transferir: 390 Kp/cm²

P R E T E N S A D O : Tensión de pretensado cables SUPERIORES:14800 Kp/cm²
 : Tensión de pretensado cables INFERIORES:14800 Kp/cm²
 Fuerza total de pretensado en bancada: 429.200 t

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm ²)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.000	.050
2	10	1.000	.100
3	6	1.000	.150
4	0	1.000	0.000
5	0	1.000	0.000
6	2	1.000	1.000

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5100 Kp/cm²

TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1 4 D 8 a 20 cms.	2.10	22	1	CERCOS
	2 2 D 10 a 20 cms.	1.00	10	1	
	3 2 D 8 a 20 cms	3.00	30	1	
	4 1 D 10 a 20 cms.	2.20	22	1	
	5 1 D 8 a 20 cms.	1.30	12	1	
ALA.INF	1 1 d 8 a 20 cms	2.10	22	2	CERCOS
	2 1 d 8 a 20 cms	1.00	10	2	
	3 1 d 8 a 20 cms	3.00	30	2	
	4 1 d 8 a 20 cms	2.20	22	2	
	5 1 d 8 a 20 cms	1.30	12	2	
ALA.SUP	1 1 d 10 a 20 cms	2.10	22	4	BARRAS
	2 1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3 1 d 10 a 20 cms	3.00	30	4	
	4 1 d 8 a 20 cms	2.20	22	4	
	5 1 d 8 a 20 cms	1.30	12	4	

REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: 2 barras de 25mm. de diámetro en 6.3 m

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecánica $0,04 \times P = 15.611 \text{ t}$

ZONA 1: CERCOS $d 16 \text{ mm}$ a 10 cm en $.26 \text{ m}$.

ZONA 2: CERCOS $d 6 \text{ mm}$ a 10 cm en 1.05 m .

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 16.63 t LONGITUD TOTAL: 19.20 m .

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: $< 5.10 \text{ m}$.

PRETENSADO VIGA EXTREMA DERECHA : 4

FUERZA DE TESADO (P_o) 429.200 T
 ALTURA DEL PRETENSADO $.153 \text{ m}$

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetración de cu·as 11.426 T
 Por acortamiento elástico del hormigón 27.460 T
 Perdidas INSTANTANEAS TOTAL 38.886 T (9.06%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales 74.452 T (17.35%)

P E R D I D A S T O T A L E S 113.338 T (26.41%)

F A S E I N I C I A L A P L I C A C I O N P R E T E N S A D O

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 0 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-289.553	-289.553	
Fibra Inf. Viga	2557.606	2557.606	

F A S E S I N T E R M E D I A S D E C O N S T R U C C I O N
Y F A S E F I N A L D E S E R V I C I O

TENSIONES EN SECCION CENTRAL DE LA VIGA

	EJECUCION DE LOSA	CARGA MUERTA t = inicial	CARGA MUERTA t = infinito	+SOBRECARGAS t = infinito
	-----	-----	-----	-----
Fibra Sup. Losa	0.000	271.389	288.517	450.667
Fibra Sup. Viga	660.972	768.060	760.239	831.228
Fibra Inf. Viga	1507.597	924.622	812.013	500.125

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.3000 m	Inercia=	.13900940 m4
Ycg =	.8553 m	Wvxxi =	.16252340 m3
Area =	.7253 m2	Wvxxs =	.71403801 m3
Ht-Ycg=	.4447 m	Wlxxs =	.31260500 m3

CALCULO DE LA ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION: VIGA EXTREMA 4

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA A FLEXION (CON ARMADURA DE REFUERZO)

Momento ultimo resistente	Mu =	459.22 mt
Momento exterior característico	Mk =	229.24 mt
Momento exterior de calculo	Md =	317.08 mt
Coficiente	Mu/Md =	1.45
Deformación superior	esup =	1.69 o/oo
Deformación inferior	einf =	10.00 o/oo

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 0cm2

- 0m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGA: CORTANTE Y RASANTE EN JUNTA
DE UNION VIGA-LOSA

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 4

Resistencia de proyecto a tracción del hormigón	fct,k	26.425 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm2
Tensión máxima en la junta de unión viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.300 m
Ancho del alma de la viga	bw	.120 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura mínima de cortante a 90°	Asc,min	1.714 cm2/m
Armadura mínima de rasante a 90°	Asr,min	2.571 cm2/m
	Vcuo	11.920 Mp

TRAMO 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 4)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	8.054	12.981	17.363	8.274	2.706
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = 3.335

CORTANTE Vd = 68.308 t Vu1 = 136.696 t Asc calculo = 11.938 cm2/m
Tc1,d = 69.377 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.086

RASANTE Vd = 39.910 t Tau = 2.272 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 10.286 t Tau = 9.419 Kp/cm2 As calculo = 2.916 cm2/m
ALA INF Vd = 27.323 t Tau = 9.857 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 + 10 a 0.20 m (15.700 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.000 m DEL APOYO) (VIGA: 4)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	7.188	11.586	15.496	7.408	2.547
M	7.621	12.283	16.430	7.408	2.547

TOR. ASOC T = 3.360

CORTANTE Vd = 61.198 t Vu1 = 127.377 t Asc calculo = 8.083 cm2/m
Tc1,d = 161.509 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.476

RASANTE Vd = 35.854 t Tau = 2.040 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 9.215 t Tau = 8.439 Kp/cm2 As calculo = 2.612 cm2/m
 ALA INF Vd = 24.479 t Tau = 8.831 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 + 8 a 0.20 m (10.060 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.000 m DEL APOYO) (VIGA: 4)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.322	10.190	13.629	6.591	2.389
M	14.376	23.171	30.993	13.181	4.778

TOR. ASOC T = 3.385

CORTANTE Vd = 54.160 t Vu1 = 121.270 t Asc calculo = 6.440 cm2/m
 Tc1,d = 123.197 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.659

RASANTE Vd = 31.869 t Tau = 1.812 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 8.156 t Tau = 7.468 Kp/cm2 As calculo = 2.312 cm2/m
 ALA INF Vd = 21.664 t Tau = 7.815 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 3.200 m DEL APOYO) (VIGA: 4)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	5.283	8.515	11.389	5.672	2.199
M	21.338	34.394	46.003	18.151	7.038

TOR. ASOC T = 3.416

CORTANTE Vd = 45.808 t Vu1 = 115.459 t Asc calculo = 5.007 cm2/m
 Tc1,d = 84.649 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .855 m cotg(theta) = 1.829

RASANTE Vd = 27.182 t Tau = 1.544 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
 ALA SUP Vd = 6.898 t Tau = 6.317 Kp/cm2 As calculo = 1.955 cm2/m
 ALA INF Vd = 18.323 t Tau = 6.610 Kp/cm2 As calculo = 4.714 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)
 Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
 Armadura de Ala Sup. d(mm): 8 a 0.20 m (2.510 cm2/m)
 Armadura de Ala Inf. d(mm): 8 a 0.20 m (5.030 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 4 TIPO: vp105120

H O R M I G O N : Resistencia característica a 28 días: 450 Kp/cm²
 inicial al transferir: 390 Kp/cm²

P R E T E N S A D O : Tensión de pretensado cables SUPERIORES:14800 Kp/cm²
 : Tensión de pretensado cables INFERIORES:14800 Kp/cm²
 Fuerza total de pretensado en bancada: 429.200 t

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm ²)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.000	.050
2	10	1.000	.100
3	6	1.000	.150
4	0	1.000	0.000
5	0	1.000	0.000
6	2	1.000	1.000

A R M A D U R A P A S I V A : LIMITE ELASTICO ACERO: 5100 Kp/cm²

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	Nº UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.10	22	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	1.00	10	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	1.20	12	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	5.30	52	1	
ALA.INF	1	1 d 8 a 20 cms	2.10	22	2	CERCOS
	2	1 d 8 a 20 cms	1.00	10	2	
	3	1 d 8 a 20 cms	1.20	12	2	
	4	1 d 8 a 20 cms	5.30	52	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	2.10	22	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 8 a 20 cms	1.20	12	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	5.30	52	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecánica $0,04 \times P = 15.57 \text{ t}$

ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .26 m.

ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.05 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:

PESO DE LA VIGA: 16.63 t LONGITUD TOTAL: 19.20m.

LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.10m.

MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES DE EMPARRILLADO Y LOCALIZADOS EN LOSA

BANDA	CARGA	MOMENTOS DE EMPARRILLADO		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO Zon.Central	M. NEGATIVO Zon.Extrema
1	Permanente	0.000	-.022	-.312
	Sobrecarga uniforme	.542	-.156	-.005
	Sobrecarga de carro	.446	-.130	-.168
		MOMENTOS LOCALIZADOS		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO	M. VOLADIZO
	Permanente	.445	-.445	-.570
	Sobrecarga uniforme	.356	-.356	-.072
	Sobrecarga de carro	4.172	-4.172	0.000
	MOMENTOS TOTALES	5.879	-5.248	-.642
	TORSOR ASOCIADO	-.289	-.018	
	CAPACIDAD MECANICA inf	57.138sup	37.746	

BANDA	CARGA	MOMENTOS DE EMPARRILLADO		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO Zon.Central	M. NEGATIVO Zon.Extrema
2	Permanente	0.000	-.341	-.140
	Sobrecarga uniforme	.551	-.465	-.072
	Sobrecarga de carro	.855	-.445	-.123
		MOMENTOS LOCALIZADOS		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO	M. VOLADIZO
	Permanente	.445	-.445	-.570
	Sobrecarga uniforme	.356	-.356	-.072
	Sobrecarga de carro	4.172	-4.172	0.000
	MOMENTOS TOTALES	6.037	-5.896	-.642
	TORSOR ASOCIADO	0.000	-.104	
	CAPACIDAD MECANICA inf	58.481sup	45.412	

MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES DE EMPARRILLADO Y LOCALIZADOS EN LOSA

BANDA	CARGA	MOMENTOS DE EMPARRILLADO		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO Zon.Central	M. NEGATIVO Zon.Extrema
3	Permanente	0.000	- .508	- .111
	Sobrecarga uniforme	.769	- .610	- .122
	Sobrecarga de carro	1.289	- .665	- .258
		MOMENTOS LOCALIZADOS		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO	M. VOLADIZO
	Permanente	.445	- .445	- .570
	Sobrecarga uniforme	.356	- .356	- .072
	Sobrecarga de carro	4.172	-4.172	0.000
	MOMENTOS TOTALES	6.523	-6.256	- .642
	TORSOR ASOCIADO	-0.000	0.000	
	CAPACIDAD MECANICA	inf 65.338sup	48.634	

BANDA	CARGA	MOMENTOS DE EMPARRILLADO		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO Zon.Central	M. NEGATIVO Zon.Extrema
4	Permanente	0.000	- .341	- .140
	Sobrecarga uniforme	.551	- .465	- .072
	Sobrecarga de carro	.855	- .445	- .123
		MOMENTOS LOCALIZADOS		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO	M. VOLADIZO
	Permanente	.445	- .445	- .570
	Sobrecarga uniforme	.356	- .356	- .072
	Sobrecarga de carro	4.172	-4.172	0.000
	MOMENTOS TOTALES	6.037	-5.896	- .642
	TORSOR ASOCIADO	-0.000	.104	
	CAPACIDAD MECANICA	inf 58.481sup	45.412	

MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES DE EMPARRILLADO Y LOCALIZADOS EN LOSA

BANDA	CARGA	MOMENTOS DE EMPARRILLADO		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO Zon.Central	M. NEGATIVO Zon.Extrema
5	Permanente	0.000	-0.022	-0.312
	Sobrecarga uniforme	.542	-0.156	-0.005
	Sobrecarga de carro	.446	-0.130	-0.168
		MOMENTOS LOCALIZADOS		
		M. POSITIVO	M. NEGATIVO	M. VOLADIZO
	Permanente	.445	-0.445	-0.570
	Sobrecarga uniforme	.356	-0.356	-0.072
	Sobrecarga de carro	4.172	-4.172	0.000
	MOMENTOS TOTALES	5.879	-5.248	-0.642
	TORSOR ASOCIADO	.289	.018	
	CAPACIDAD MECANICA inf	57.138sup	37.746	

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA : 84.848 t.
 REACCION VERTICAL MINIMA : 34.604 t.
 FRENADO HORIZONTAL MAXIMO : 1.75 t.
 VIENTO : 1.68 t.
 GIRO en radianes : .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No : 10
 DIMENSIONES : 200x 400x 41 mm
 ESPESOR DE NEOPRENO : 29 mm
 No. DE LAMINAS DE ACERO : 4
 ESPESOR DE LAMINAS : 3 mm

COMPRESION MEDIA MAXIMA : 106.06 Kp/cm2
 COMPRESION MEDIA MINIMA : 43.25 Kp/cm2
 (Seguridad al deslizamiento)

TITULO DEL CALCULO : PUENTE EN BURRIANA

TIPO VIGA UTILIZADA : vp105120

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	11.00 m	
LUZ MAXIMA DE CALCULO	18.60 m	
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.30 m	
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA19 m	
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.06 m	
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10 m	
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	.60 m	
ANCHO ACERA DERECHA.....:	4.40 m	
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.08 m	
RECRECIDO DE AGLOMERADO.....:	.04 m	
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	800	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	800	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	0	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	200	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO	60	Mp

MEDICIONES Y PRESUPUESTO DE LA VIGA: 1:LONG.TOTAL= 19.2m PESO= 16.63T

MATERIAL	MEDICION	PRECIO UNITARIO	COSTE
-----	-----	-----	-----
HORMIGON (m3)	6.65	8900	59193
A. ACTIVA (kg)	437.09	100	43709
A. PASIVA (kg)	426.68	95	40534
MALLA (kg)	0.00	120	0

		TOTAL:	143440 ptas

MEDICIONES Y PRESUPUESTO DE LA VIGA: 2:LONG.TOTAL= 19.2m PESO= 16.63T

MATERIAL	MEDICION	PRECIO UNITARIO	COSTE
HORMIGON (m3)	6.65	8900	59193
A. ACTIVA (kg)	437.09	100	43709
A. PASIVA (kg)	458.77	95	43583
MALLA (kg)	0.00	120	0
TOTAL:			146480 ptas

MEDICIONES Y PRESUPUESTO DE LA VIGA: 3:LONG.TOTAL= 19.2m PESO= 16.63T

MATERIAL	MEDICION	PRECIO UNITARIO	COSTE
HORMIGON (m3)	6.65	8900	59193
A. ACTIVA (kg)	437.09	100	43709
A. PASIVA (kg)	444.22	95	42201
MALLA (kg)	0.00	120	0
TOTAL:			145100 ptas

MEDICIONES Y PRESUPUESTO DE LA VIGA: 4:LONG.TOTAL= 19.2m PESO= 16.63T

MATERIAL	MEDICION	PRECIO UNITARIO	COSTE
HORMIGON (m3)	6.65	8900	59193
A. ACTIVA (kg)	437.09	100	43709
A. PASIVA (kg)	316.03	95	30023
MALLA (kg)	0.00	120	0
TOTAL:			132920 ptas

DATOS PARA PRESUPUESTO

4	VIGAS vp105 DE	M DE LONGITUD
	Viga	1....: 19.20
	Viga	2....: 19.20
	Viga	3....: 19.20
	Viga	4....: 19.20

8 APOYOS DE NEOPRENO N. 10
 130.56 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 6 CM DE ESPESOR

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1 cm2 INF/1 cm2

V I G A : 1

FILA	1	11	CABLES
FILA	2	10	CABLES
FILA	3	6	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	2	CABLES

ARMADURA DE REFUERZO A FLEXION: 2 barras de 16mm. diámetro en 3.0 m

V I G A : 2

FILA	1	11	CABLES
FILA	2	10	CABLES
FILA	3	6	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	2	CABLES

ARMADURA DE REFUERZO A FLEXION: 2 barras de 25mm. diámetro en 6.0 m

V I G A : 3

FILA	1	11	CABLES
FILA	2	10	CABLES
FILA	3	6	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	2	CABLES

ARMADURA DE REFUERZO A FLEXION: 2 barras de 25mm. diámetro en 5.0 m

V I G A : 4

FILA	1	11	CABLES
FILA	2	10	CABLES
FILA	3	6	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	2	CABLES

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA (T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	57.14 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	37.75 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	58.48 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	45.41 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	65.34 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	48.63 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	58.48 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	45.41 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	57.14 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	37.75 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2

TITULO DEL CALCULO : PUENTE EN BURRIANA

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2022H

TIPO DE VIGA PROYECTADA: vp105120 Area cables: SUP/1 cm2 INF/1 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero (m)	: 11
Ancho de la acera izq. (m)	: .6
Ancho de la acera der. (m)	: 4.4
Espesor de aceras (m)	: .2
Canto losa (m)	: .19
Espesor de aglomerado (m)	: .08
Recrecido aglomerado (m)	: .04
Canto encofrado perdido (m)	: .06
Entrega encof. perdido (m)	: .1
Canto total (m)	: 1.3
Vuelo izquierdo (m)	: .6
Vuelo derecho (m)	: .6
Numero de vigas	: 4
Ala superior (m)	: 1.2

Area del cable utilizado INFERIOR.....: 1.0000 cm²

	Tensiones Admisibles	
	Compresión	Tracción
En viga al pretensar:	265.00 Kp/cm ²	32.00 Kp/cm ²
En viga con sobrecargas:	280.00 Kp/cm ²	37.00 Kp/cm ²
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm ²	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga	=	866 Kp/m
Peso propio losa	=	625 Kp/m ²
Peso de Aceras	=	500 Kp/m ²
Peso Barandilla DER.	=	800 Kp/m
Peso Barandilla IZQ.	=	800 Kp/m
Peso Barrera DER.	=	200 Kp/m
Peso Aglomerado	=	192 Kp/m ²

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme	=	400 Kp/m ²
Sobrecarga de carro	=	60 Mp

Coef. mayoración de acciones PERMANENTES (Gg)	1.35
Coef. mayoración de acciones VARIABLES (Gf)	1.50

MEMORIA DE CÁLCULO DE REVISIÓN DE NEOPRENOS

El puente se compone de 5 vanos de 19.20 m. Por consideraciones de funcionalidad se ha propuesto la ejecución de juntas en los estribos y una losa en continuidad entre vanos a nivel de la losa del tablero con el objetivo de eliminar las juntas en el pavimento. Esta continuidad obliga a realizar una revisión de los neoprenos debido a la redistribución de las fuerzas horizontales en función de la rigidez de los distintos elementos y a un aumento de deformaciones impuestas por cambios de temperatura y retracción del tablero.

A continuación se detalla el cálculo de los neoprenos bajo las condiciones de losa en continuidad para las luces indicadas partiendo de las dimensiones en planta obtenidas para los neoprenos en el cálculo isostático del tablero (200 x 400 x 41).

CÁLCULO DEL ESPESOR DE NEOPRENOS PARA LOSA DE L = 96 m

Deformaciones y cargas horizontales actuantes

Deformación por temperatura.

Para estimar las deformaciones máximas que se producirán por cambios de temperatura consideraremos una variación de $\pm 20^\circ$ respecto a la temperatura media para la época de construcción ($\Delta T = 20^\circ$) según establece la norma NBE-AE/88 “Acciones en la Edificación”. La deformación por temperatura será:

$$\delta T = \Delta T \cdot 10^{-5} \cdot L = 20^\circ \cdot 10^{-5} \cdot 9600 = 1.92 \text{ cm}$$

Deformación por retracción del tablero a tiempo infinito ($t=\infty$).

La deformación por retracción puede estimarse según el procedimiento que se indica en el artículo 36.7 de la EHE

Espesor medio $e = 2 \cdot A_c / \text{perímetro} = 2 \cdot 0.25 \cdot 11 / (11 + 0.2 \cdot 2) = 0.482 \text{ m}$

Teniendo en cuenta que el hormigonado de la losa de continuidad deberá efectuarse al menos tres días después del hormigonado de los tableros, considerando una humedad relativa del 70% e interpolando se obtiene el valor diferencial de la retracción en el hormigón, que será de $(313 \cdot 10^{-6} - 31 \cdot 10^{-6})$

$$\delta R_h = 282 \cdot 10^{-6} \cdot 9600 = 2.70 \text{ cm}$$

El valor calculado corresponde a la deformación del hormigón sin armar. La presencia de la armadura longitudinal restringe parcialmente el acortamiento del tablero de manera que la deformación total real puede obtenerse de las siguientes ecuaciones:

$$\delta R_t = \delta R_h - \frac{\sigma_{ct} \cdot L}{E_c}$$

Donde:

σ_{ct} tensión de tracción en el hormigón

$$\sigma_{ct} = \frac{(A_s/A_c) \cdot \varepsilon_r \cdot E_s}{1 + m (A_s/A_c)}$$

E_c : Módulo de deformación del hormigón $\rightarrow E_c = 20000 \sqrt{f_{ck}} = 3.15 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

E_s : Módulo de deformación del acero $\rightarrow E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

M: Coeficiente de equivalencia $\rightarrow E_s/E_c = 6.67$

A_s : Área de acero colocada $\rightarrow A_s = 8.81 \cdot 11 = 96.91 \text{ cm}^2$

A_c : Área de la sección de hormigón $\rightarrow A_c = 1100 \cdot 20 = 22000 \text{ cm}^2$

ε_r : Deformación unitaria de retracción $\rightarrow \varepsilon_r = 3.78 \cdot 10^{-6}$

Sabiendo que la armadura longitudinal del tablero son $5\phi 12 + 4\phi 10$ por cada metro de losa (8.81 cm^2) y sustituyendo en las expresiones anteriores se obtiene:

$$\delta R_t = 2.70 \text{ cm}$$

Deformación por fluencia y retracción en el elemento pretensado

La deformación por fluencia debida al pretensado puede calcularse partiendo de la deformación elástica inicial calculada para una pérdida del 8.3%:

$$F_p = \text{Área cables} \cdot \sigma_{\text{inicial}} \cdot (1 - 0.083) = 29 \cdot 14200 \cdot (1 - 0.083) = 377461 \text{ kg}$$

$$\delta_{\text{inicial}} = \frac{F_p \cdot L}{E_h \cdot A} = \frac{377621 \cdot 1920}{469045 \cdot 11664} = 0.13 \text{ cm}$$

$$\delta F_p = 1.2 \cdot 0.13 = 0.16 \text{ cm}$$

Fuerza de frenado

La fuerza de frenado estimada por neopreno en el estribo es de 1.75 t.

$$F_f = 1.75 \text{ t.}$$

Acción del viento

La fuerza de viento actuará principalmente en el sentido transversal del tablero, siendo $F_v = 1.68 \text{ t.}$

Acción del sismo.

No hay, ya que $a_b = 0.04g < 0.06g$, con lo que no la tendremos en cuenta.

Determinación del espesor de neopreno

Deformación bajo acciones “permanentes”

La deformación horizontal del neopreno bajo acciones permanentes debe cumplir:

$$\tan(\gamma L) = \frac{\delta}{T} \leq 0.5$$

Donde:

δ ... Deformación horizontal

T ... Espesor neto de neopreno

Sabiendo que las deformaciones anteriores corresponden, en el caso de temperatura y retracción a deformaciones totales y que su influencia más desfavorable es sobre los apoyos extremos con la mitad de su valor, el espesor de neopreno necesario será:

$$T = \frac{0.96 + 1.35 + 0.08}{0.5} = 4.78 \text{ cm}$$

Para el espesor de neopreno neto obtenido puede utilizarse un neopreno de 200 x 400 x 74 (espesor neto 53 mm)

Deformación bajo la fuerza de frenado

Para valores de $T/a < 0.2$ la limitación de deformaciones bajo cargas totales debe ser:

$$\tan \gamma L = \frac{\delta}{T} + \frac{F}{a \cdot b \cdot G} \leq 0.7$$

Donde:

δ → Deformación horizontal permanente

T → Espesor neto de neopreno

G → Módulo de segundo orden (20 kg/cm²)

a y b → Ancho y largo del neopreno

Verificando el espesor obtenido anteriormente,

$$\tan \gamma L = \frac{0.96 + 1.35 + 0.08}{5.3} + \frac{1750}{20 \cdot 40 \cdot 20} = 0.56 < 0.7 \rightarrow \text{bien}$$

Deformación bajo cargas transversales de sismo y viento

La acción del viento es en el sentido transversal y por tanto su acción sobre el neopreno debe sumarse vectorialmente a la deformación

$$\tan \gamma = \sqrt{\tan^2 \gamma L + \tan^2 \gamma T}$$

$$\tan \gamma T = \frac{1680}{20 \cdot 20 \cdot 40} = 0.105$$

$$\tan \gamma = \sqrt{(0.56^2 + 0.105^2)} = 0.57 < 0.7 \rightarrow \text{bien}$$

CÁLCULO DEL ESPESOR DE NEOPRENOS PARA LOSA DE L = 58 m

Deformaciones y cargas horizontales actuantes

Deformación por temperatura.

Para estimar las deformaciones máximas que se producirán por cambios de temperatura consideraremos una variación de $\pm 20^\circ$ respecto a la temperatura media para la época de construcción ($\Delta T = 20^\circ$) según establece la norma NBE-AE/88 “Acciones en la Edificación”. La deformación por temperatura será:

$$\delta T = \Delta T \cdot 10^{-5} \cdot L = 20^\circ \cdot 10^{-5} \cdot 5800 = 1.16 \text{ cm}$$

Deformación por retracción del tablero a tiempo infinito ($t=\infty$).

La deformación por retracción puede estimarse según el procedimiento que se indica en el artículo 36.7 de la EHE

$$\text{Espesor medio } e = 2 \cdot A_c / \text{perímetro} = 2 \cdot 0.25 \cdot 11 / (11 + 0.2 \cdot 2) = 0.482 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el hormigonado de la losa de continuidad deberá efectuarse al menos tres días después del hormigonado de los tableros, considerando una humedad relativa del 70% e interpolando se obtiene el valor diferencial de la de la retracción en el hormigón, que será de $(313 \cdot 10^{-6} - 31 \cdot 10^{-6})$

$$\delta R_h = 282 \cdot 10^{-6} \cdot 5800 = 1.64 \text{ cm}$$

El valor calculado corresponde a la deformación del hormigón sin armar. La presencia de la armadura longitudinal restringe parcialmente el acortamiento del tablero de manera que la deformación total real puede obtenerse de las siguientes ecuaciones:

$$\delta R_t = \delta R_h - \frac{\sigma_{ct} \cdot L}{E_c}$$

Donde:

σ_{ct} tensión de tracción en el hormigón

$$\sigma_{ct} = \frac{(A_s/A_c) \cdot \varepsilon_r \cdot E_s}{1 + m (A_s/A_c)}$$

E_c Módulo de deformación del hormigón $\rightarrow E_c = 20000 \sqrt{f_{ck}} = 3.15 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

E_s Módulo de deformación del acero $\rightarrow E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

m Coeficiente de equivalencia $\rightarrow E_s/E_c = 6.67$

A_s Área de acero colocada $\rightarrow A_s = 8.81 \cdot 11 = 69.52 \text{ cm}^2$

A_c Área de la sección de hormigón $\rightarrow A_c = 1100 \cdot 20 = 22000 \text{ cm}^2$

ε_r Deformación unitaria de retracción $\rightarrow \varepsilon_r = 3.78 \cdot 10^{-6}$

Sabiendo que la armadura longitudinal del tablero son $5\phi 12 + 4\phi 10$ por cada metro de losa (8.81 cm^2) y sustituyendo en las expresiones anteriores se obtiene:

$$\delta R_t = 1.64 \text{ cm}$$

Deformación por fluencia y retracción en el elemento pretensado

La deformación por fluencia debida al pretensado puede calcularse partiendo de la deformación elástica inicial calculada para una pérdida del 8.3%:

$$F_p = \text{Área cables} \cdot \sigma_{inicial} \cdot (1 - 0.083) = 29 \cdot 14200 \cdot (1 - 0.083) = 377461 \text{ kg}$$

$$\delta_{inicial} = \frac{F_p \cdot L}{E_h \cdot A} = \frac{377461 \cdot 1920}{469045 \cdot 11664} = 0.13 \text{ cm}$$

$$\delta F_p = 1.2 \cdot 0.13 = 0.16 \text{ cm}$$

Fuerza de frenado

La fuerza de frenado estimada por neopreno en el estribo es de 1.75 t.

$$F_f = 1.75 \text{ t.}$$

Acción del viento

La fuerza de viento actuará principalmente en el sentido transversal del tablero, siendo $F_v = 1.68 \text{ t.}$

Acción del sismo.

No hay, ya que $a_b = 0.04g < 0.06g$, con lo que no la tendremos en cuenta.

Determinación del espesor de neopreno

Deformación bajo acciones “permanentes”

La deformación horizontal del neopreno bajo acciones permanentes debe cumplir:

$$\tan(\gamma L) = \frac{\delta}{T} \leq 0.5$$

Donde:

δ Deformación horizontal

T ... Espesor neto de neopreno

Sabiendo que las deformaciones anteriores corresponden, en el caso de temperatura y retracción a deformaciones totales y que su influencia más desfavorable es sobre los apoyos extremos con la mitad de su valor, el espesor de neopreno necesario será:

$$T = \frac{0.58 + 0.82 + 0.08}{0.5} = 2.96 \text{ cm}$$

Para el espesor de neopreno neto obtenido puede utilizarse un neopreno de 200 x 400 x 41 (espesor neto 29 mm)

Deformación bajo la fuerza de frenado

Para valores de $T/a < 0.2$ la limitación de deformaciones bajo cargas totales debe ser:

$$\tan \gamma L = \frac{\delta}{T} + \frac{F}{a \cdot b \cdot G} \leq 0.7$$

Donde:

- $\delta \rightarrow$ Deformación horizontal permanente
- $T \rightarrow$ Espesor neto de neopreno
- $G \rightarrow$ Módulo de segundo orden (20 kg/cm²)
- a y $b \rightarrow$ Ancho y largo del neopreno

Verificando el espesor obtenido anteriormente,

$$\tan \gamma L = \frac{0.58 + 0.82 + 0.08}{2.9} + \frac{1750}{20 \cdot 40 \cdot 20} = 0.62 < 0.7 \rightarrow \text{bien}$$

Deformación bajo cargas transversales de sismo y viento

La acción del viento es en el sentido transversal y por tanto su acción sobre el neopreno debe sumarse vectorialmente a la deformación

$$\tan \gamma = \sqrt{\tan^2 \gamma L + \tan^2 \gamma T}$$

$$\tan \gamma T = \frac{1680}{20 \cdot 20 \cdot 40} = 0.105$$

$$\tan \gamma = \sqrt{(0.62^2 + 0.105^2)} = 0.63 < 0.7 \rightarrow \text{bien}$$

CONCLUSIONES

Los neoprenos a utilizar serán:

Zona de Estribos: 200 x 400 x 74/83

Zona de pilas 1 y 4: 200 x 400 x 41/50

Zona de pilas 3 y 4: 200 x 400 x 41/50 y 200 x 400 x 41

Las reacciones mínimas por apoyos debidas al tablero garantizan, en todos los casos, una tensión de trabajo superior a 30 kg/cm² lo que indica que el neopreno no reptará en la etapa de servicio. No obstante, al tratarse de una estructura evolutiva, durante la etapa de montaje y ejecución del tablero no hay seguridad contra el deslizamiento por lo que deben tomarse medidas para impedir el deslizamiento durante esta etapa. Una posible solución es fijar el neopreno al dintel con resina epoxi antes de proceder al montaje de las vigas.

En este caso el tablero presenta una pendiente longitudinal alta (4.57%) por lo que los neoprenos serán en cuña y tendrán que pegarse con resina a la almohadilla de nivelación. El pegado en la almohadilla se realizará, como mínimo 24 horas antes del montaje de las vigas habiendo garantizado durante su construcción un acabado rugoso para incrementar el coeficiente de fricción entre mortero y neopreno. Durante el montaje de las vigas prefabricadas se garantizará la estabilidad de las vigas con puntales y cuñas colocados convenientemente.

MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS DINTELES

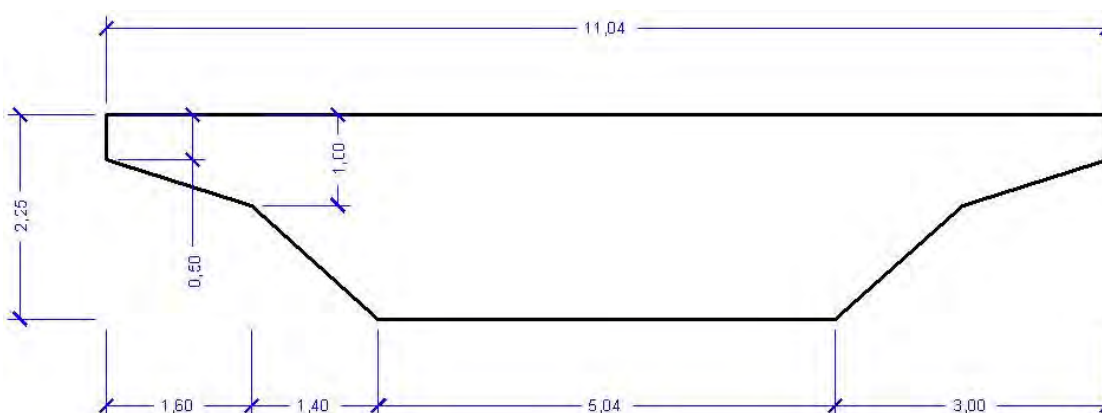
Debido a lo reducido de la altura a salvar, se ha preferido prolongar el dintel hasta la cimentación en lugar de sustentarlo sobre dos pilas enanas. Si bien resulta mayor volumen de hormigón en cambio el volumen de acero y los trabajos de ferrallado y encoframiento se reducen notablemente.

Dimensiones:

La sección transversal responde al siguiente esquema.

La zona central ocupa los 2,25m. de altura libre, siendo la base de 5,04m. Su armado responde a las acciones verticales de gravedad y a las longitudinales de frenado.

Los voladizos de ambos extremos, de 3,00m de longitud, quedan definidos por alcanzar 1,00m. de canto a 1,40m. de la base finalizando con un canto de 0,50m.



La anchura se mantiene constantemente igual a 1,30m. con objeto de asegurar el espacio suficiente para el apoyo de las vigas del tablero.

Materiales y coeficientes de seguridad

Hormigón.

Resistencia característica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Minoración en agotamiento $\gamma_c = 1,5$

Acero.

Límite elástico $f_{yk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Minoración en agotamiento $\gamma_y = 1,15$

Acciones.

De cualquier origen $\gamma_d = 1,5$

ESTUDIO A FLEXIÓN

Sentido transversal. Voladizos de extremo.

La mayor carga puntual transmitida por las vigas de extremo, según la memoria de cálculo del tablero, es igual a $2 \times 73.6 = 147.2 \text{ t}$. aplicada a 0.60m. del extremo del voladizo.

Se muestran en forma de tabla los valores de dimensionamiento, abcisa, canto, momento mayorado y las áreas estricta y mínima de la armadura de tracción.

Abcisa (m.)	Canto (m.)	Momento (m.t)	A estricta (cm ²)	A mínima (cm ²)
0.60	0.69	0.5	0.18	13.48
0.85	0.77	56	18.53	15.04
1.10	0.84	112	33.92	16.41
1.35	0.92	168	46.91	17.97
1.60	1.00	225	57.97	19.54
2.30	1.62	387	58.53	31.66
3.00	2.25	554	59.37	43.97

Armadura colocada a tracción

$$A_s = 13\phi 25 \text{ equivalente a } 63,81 \text{ cm}^2$$

Distribución

Principal: $5\phi 25$

Refuerzo: $8\phi 25$ de 4,10m. anclados 1,45m. en la zona central.

Armadura colocada a compresión: $5\phi 20$

Sentido longitudinal. Zona central.

Carga máxima: 576 ton

Solicitud de frenado. $F < 57 \text{ ton}$

Momento en la base. $M_F < 130 \text{ m.ton}$

Sección de base: $5,04 \times 1,30$

Armadura necesaria por paramento: $51,96 \text{ cm}^2$.

Se dispone

Verticalmente: 1 $\phi 16$ cada 20cm. que deben solaparse 85cm. con la armadura en espera de la cimentación.

Horizontalmente: 1 $\phi 12$ cada 20cm.

ESTUDIO A CORTANTE

Puesto que los condicionantes de los voladizos lo permiten, se trabaja con $\cotg\theta = 2$, es decir

Contribución del hormigón: $V_{cu} = 0$

Contribución del acero: $V_{su} = z A_{90^\circ} f_{y,90^\circ,d} \cotg\theta \geq V_d$

resultando el siguiente estribado de 6 (seis) ramas

$\phi 12$ a 15cm hasta 1,55m.

$\phi 10$ a 15cm hasta 2,90m.

$\phi 8$ a 20cm hasta 4,10m.

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

DATOS OBRA

Hormigón: HA-30, Control estadístico

Acero: B 500 S, Control normal

Recubrimiento (superior) : 7.00 cm

Recubrimiento (inferior) : 7.00 cm

Recubrimiento (lateral) : 7.00 cm

Recubrimiento (frontal) : 7.00 cm

Recubrimiento (arranques) : 7.00 cm

Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Espesor hormigón limpieza: 10.0 cm

Referencias	Descripción
4xP(250t)	Tipo de pilote: Hormigón circular Diámetro: 1250.00 mm Capacidad portante: 250.00 t Separación mínima entre ejes: 3750.00 mm

DESCRIPCIÓN

Pilotes	Geometría	Armado
Tipo: P(250t)	Encepado de 4 pilotes Vuelo X: 125.0 cm Vuelo Y: 125.0 cm Canto: 200.0 cm Separación entre ejes X de pilotes: 3.75 m Separación entre ejes Y de pilotes: 3.75 m	Parrilla inferior X: Ø16 c/ 15 Parrilla inferior Y: Ø16 c/ 20 Parrilla superior X: Ø12 c/ 30 Parrilla superior Y: Ø12 c/ 30 Armado perimetral: 5 Ø12, solape 42 cm Viga paralela X: Armado inferior: 17 Ø25 Viga paralela Y: Armado inferior: 19 Ø25

MEDICIÓN

Referencia:		B 500 S, CN				Total
Nombre de armado		Ø6	Ø12	Ø16	Ø25	
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)	8x2.43				19.44
	Peso (Kg)	8x0.54				4.31
Armado base - Parrilla inferior	Longitud (m)			42x9.66		405.72
	Peso (Kg)			42x15.25		640.36
Armado base - Parrilla inferior	Longitud (m)			32x9.66		309.12
	Peso (Kg)			32x15.25		487.90
Armado base - Parrilla superior	Longitud (m)		22x6.09			133.98
	Peso (Kg)		22x5.41			118.95
Armado base - Parrilla superior	Longitud (m)		22x6.09			133.98
	Peso (Kg)		22x5.41			118.95
Armado base - Armado perimetral	Longitud (m)		5x6.94			34.70
	Peso (Kg)		5x6.16			30.81
Armado base - Armado perimetral	Longitud (m)		5x6.94			34.70
	Peso (Kg)		5x6.16			30.81
Armado base - Armado perimetral	Longitud (m)		5x6.94			34.70
	Peso (Kg)		5x6.16			30.81
Armado base - Armado perimetral	Longitud (m)		5x6.94			34.70
	Peso (Kg)		5x6.16			30.81
Viga paralela X - Viga 0 - Armado inferior	Longitud (m)				17x6.11	103.87
	Peso (Kg)				17x23.54	400.25
Viga paralela X - Viga 2 - Armado inferior	Longitud (m)				17x6.11	103.87
	Peso (Kg)				17x23.54	400.25
Viga paralela Y - Viga 1 - Armado inferior	Longitud (m)				19x6.11	116.09
	Peso (Kg)				19x23.54	447.34
Viga paralela Y - Viga 3 - Armado inferior	Longitud (m)				19x6.11	116.09
	Peso (Kg)				19x23.54	447.34
Arranque - Estribos	Longitud (m)	6x5.15				30.90
	Peso (Kg)	6x1.14				6.86
Arranque - Estribos	Longitud (m)	6x1.45				8.70
	Peso (Kg)	6x0.32				1.93
Totales	Longitud (m)	59.04	406.76	714.84	439.92	
	Peso (Kg)	13.10	361.14	1128.26	1695.18	3197.68
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	64.94	447.44	786.32	483.91	
	Peso (Kg)	14.41	397.25	1241.09	1864.70	3517.45

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

	B 500 S, CN (Kg)				Total	Hormigón (m ³)	
	Ø6	Ø12	Ø16	Ø25		HA-30	Limpieza
Totales	14.41	397.25	1241.09	1864.70	3517.45	78.13	3.91

COMPROBACIÓN

Comprobación	Valores	Estado
Vuelo mínimo desde pilar - Cimentación:	Mínimo: 0.05 m Calculado: 0.62 m	Cumple
Vuelo mínimo desde el perímetro del pilote - Cimentación -> Dirección cualquiera.:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 0.62 m	Cumple
Canto mínimo del encepado. - Cimentación:	Mínimo: 1.25 m Calculado: 2 m	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación - Cimentación:	Mínimo: 15 cm Calculado: 186.8 cm	Cumple
Separación mínima entre ejes de pilotes - Cimentación:	Mínimo: 3.75 m Calculado: 3.75 m	Cumple
Ancho mínimo de pilotes. - Cimentación:	Mínimo: 0.25 m Calculado: 1.25 m	Cumple
Separación máxima del armado de positivos - Cimentación -> Dirección X (Viga lateral): - Cimentación -> Dirección Y (Viga lateral):	Máximo: 0.3 m Calculado: 0.094625 m Calculado: 0.0841111 m	Cumple Cumple
Separación mínima entre parrillas - Cimentación -> Parrilla superior - X: - Cimentación -> Parrilla superior - Y: - Cimentación -> Parrilla inferior - X: - Cimentación -> Parrilla inferior - Y:	Mínimo: 0.0375 m Calculado: 0.288 m Calculado: 0.288 m Calculado: 0.134 m Calculado: 0.184 m	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre parrillas - Cimentación -> Parrilla superior - X: - Cimentación -> Parrilla superior - Y: - Cimentación -> Parrilla inferior - X: - Cimentación -> Parrilla inferior - Y:	Máximo: 0.3 m Calculado: 0.288 m Calculado: 0.288 m Calculado: 0.134 m Calculado: 0.184 m	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre redondos del armado perimetral - Cimentación -> Cercos cualquiera.:	Mínimo: 0.0375 m Calculado: 0.283583 m	Cumple
Separación máxima entre redondos del armado perimetral - Cimentación -> Cercos cualquiera.:	Máximo: 0.3 m Calculado: 0.283583 m	Cumple
Diámetro mínimo armaduras - Cimentación -> Cercos perimetrales:	Mínimo: 8 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Diámetro mínimo barras horizontales - Cimentación:	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Área máxima de armadura - Cimentación -> Dirección X: - Cimentación -> Dirección Y:	Máximo: 5000 cm ² Calculado: 285.547 cm ² Calculado: 284.238 cm ²	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima - Cimentación -> Armadura longitudinal:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.003	Cumple

Capacidad portante del pilote	Máximo: 250 t	
- Cimentación:	Calculado: 250 t	Cumple
Comprobación de nudo en encepados rígidos		
- Cimentación -> Acciones estáticas:	Máximo: 1751.33 t Calculado: 375 t	Cumple
- Cimentación -> Acciones dinámicas:	Máximo: 2020.77 t Calculado: 375 t	Cumple
Tracción sobre las bielas de hormigón	Máximo: 20.4259 Kp/cm ²	
- Cimentación -> Acciones estáticas:	Calculado: 4.80976 Kp/cm ²	Cumple
- Cimentación -> Acciones dinámicas:	Calculado: 4.80976 Kp/cm ²	Cumple
Área de acero necesaria por cálculo		
- Cimentación -> Dirección X (Acciones estáticas):	Mínimo: 72.8904 cm ² Calculado: 83.4496 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones estáticas):	Mínimo: 90.3841 cm ² Calculado: 93.2672 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección X (Acciones dinámicas):	Mínimo: 72.8904 cm ² Calculado: 83.4496 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones dinámicas):	Mínimo: 90.3841 cm ² Calculado: 93.2672 cm ²	Cumple
Capacidad mecánica de la armadura secundaria horizontal		
- Cimentación -> Dirección X (Acciones estáticas):	Mínimo: 148.604 t Calculado: 341.59 t	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones estáticas):	Mínimo: 184.269 t Calculado: 256.193 t	Cumple
- Cimentación -> Dirección X (Acciones dinámicas):	Mínimo: 148.604 t Calculado: 341.59 t	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones dinámicas):	Mínimo: 184.269 t Calculado: 256.193 t	Cumple
Longitud anclaje armadura longitudinal	Mínimo: 0 cm	
- Cimentación -> X(Acciones estáticas):	Calculado: 0 cm	Cumple
- Cimentación -> Y(Acciones estáticas):	Calculado: 0 cm	Cumple
- Cimentación -> Parrillas inferiores X -Ø 16.0 mm - (Acciones estáticas):	Calculado: 179.3 cm	Cumple
- Cimentación -> Parrillas inferiores Y -Ø 16.0 mm - (Acciones estáticas):	Calculado: 179.3 cm	Cumple
- Cimentación -> X(Acciones dinámicas):	Calculado: 0 cm	Cumple
- Cimentación -> Y(Acciones dinámicas):	Calculado: 0 cm	Cumple
- Cimentación -> Parrillas inferiores X -Ø 16.0 mm - (Acciones dinámicas):	Calculado: 179.3 cm	Cumple
- Cimentación -> Parrillas inferiores Y -Ø 16.0 mm - (Acciones dinámicas):	Calculado: 179.3 cm	Cumple
Armadura mínima por metro por motivos mecánicos		
- Cimentación -> Dirección X (Acciones estáticas):	Mínimo: 36.8 cm ² Calculado: 41.9175 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones estáticas):	Mínimo: 36.8 cm ² Calculado: 41.7081 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección X (Acciones dinámicas):	Mínimo: 36.9231 cm ² Calculado: 41.9175 cm ²	Cumple
- Cimentación -> Dirección Y (Acciones dinámicas):	Mínimo: 36.9231 cm ² Calculado: 41.7081 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

PROYECTO DE PRUEBA DE CARGA

NORMAS DE CARÁCTER GENERAL.

Son de aplicación las recomendaciones contenidas en la publicación del ministerio de fomento “Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera” (1999)

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.

Según se establece en las citadas recomendaciones “el objeto de la prueba de carga es controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras ante las cargas de explotación”

Para la realización del proyecto de la prueba de carga nos basamos en las siguientes consideraciones:

a) El número de vehículos para la realización de la prueba de carga se estimó a partir de una carga distribuida equivalente calculada según la siguiente expresión:

$$q_e = 0,65 \cdot \left(4 + \frac{1200}{b} l\right)$$

donde: b = ancho de la plataforma

 l = luz de cálculo

b) La distribución de vehículos para la prueba de carga debe garantizar que las sollicitaciones a que da lugar el tren de cargas total se encuentren entre el 60 % y 70 % de los máximos producidos por el tren de la instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera.

ESTIMACIÓN DEL NÚMERO DE CAMIONES DE 270 KN.

La prueba de carga se realizará sobre un tablero de ancho de plataforma media de 6,04 metros y luz $l = 18,50$ metros según la fórmula dada en el punto 2, la sobrecarga estimada para el proyecto de la prueba de carga es:

$$q_e = 0,65 \cdot (4 + 1200 / 6,04 \cdot 18,55) = 9,562 \text{ kN/m}^2$$

La carga total en el vano será del orden de:

$$q \text{ total} = 9,562 \cdot 6,04 \cdot 18,55 = 1071,31 \text{ kN.}$$

Lo que, para un tren de vehículos de 270 kN corresponde a un número de camiones de:

$$N^\circ \text{ camiones} = 1071,31 / 270 = 3,97 \text{ camiones (4 camiones)}$$

MATERIALIZACIÓN DEL TREN DE CARGAS Y FORMAS DE APLICACIÓN.

La forma para determinar el posicionamiento del tren de cargas de la prueba es considerar la acción de las resultantes de los camiones en una posición tal que el momento máximo producido sea del orden del provocado por una carga q_e .

Planteando la ecuación de momentos e igualando $M_{eq.}$ al máximo producido por las resultantes, se obtiene un valor de la posición de ubicación de los camiones.

El valor obtenido de x permite ubicar los camiones para garantizar el momento de la carga equivalente, sin embargo el valor de x provoca una superposición de los camiones lo que no es posible en la práctica, por tanto es necesario realizar varios

tanteos para garantizar que el tren de cargas sea practicable y al mismo tiempo garantice un momento entre el 60 % y el 70 %.

Máximos producidos por el tren de la instrucción en puentes isostáticos de un solo vano, el momento máximo producido por el tren de la instrucción puede estimarse por la siguiente ecuación:

$$M_{\text{Tren inst.}} = 300 (l / 2 - 1) + 4 \cdot b \cdot l^2 / 8$$

Sustituyendo se obtiene para este caso:

$$M_{\text{Tren inst.}} = 3521,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resolvemos la viga “ simplemente apoyada” solicitada al tren de cargas real

El momento producido por este estado de carga será del orden de:

$$M_{\text{max}} = 2286,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lo que representa un 64.93 % del máximo producido por el tren de la instrucción.

MÉTODO DE ANÁLISIS.

El método de análisis utilizado para la estimación de las deformaciones producidas por el tren de cargas de la prueba es el método del emparrillado plano que modela, con precisión aceptable, la forma de trabajo de los puentes de vigas.

En el planos N° 5 se resume los resultados estimados y se representa en detalle el posicionamiento de los camiones y puntos de lectura.

MEDIDAS A EFECTUAR

Se situarán los aparatos de medición en la sección central de las vigas y en los apoyos tomando nota de las deformaciones verticales en dichos puntos.

La precisión de los aparatos de medición será, como mínimo, del orden del 5 % de las magnitudes esperadas.