ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1. CUADRO RESUMEN
2. DESCRIPCIÓN: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.
3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
4. CÁLCULOS

PUENTES

PUENTE DEL F.C. SOBRE EL CANAL DE ARAGÓN Y CATALUÑA

PASOS SUPERIORES

PASO SUPERIOR Nº 1 (P.K. 702+245,774)
PASO SUPERIOR Nº 2 (P.K. 702+625)
PASO SUPERIOR Nº 3 (P.K. 706+340)
PASO SUPERIOR Nº 4 (P.K. 709+614)
PASO SUPERIOR Nº 5 (P.K. 0+698)
PASO SUPERIOR Nº 6 (P.K. 1+920)
PASO SUPERIOR Nº 7 (P.K. 2+310)
PASO SUPERIOR Nº 8 (P.K. 4+632)

PASOS INFERIORES

PASO INFERIOR Nº 1 (P.K. 700+312)
PASO INFERIOR Nº 2 (P.K. 702+940)
PASO INFERIOR Nº 3 (P.K. 703+775)
PASO INFERIOR Nº 4 (P.K. 704+693)
PASO INFERIOR Nº 5 (P.K. 707+200)
PASO INFERIOR Nº 6 (P.K. 708+600)
PASO INFERIOR Nº 7 (P.K. 710+962)
PASO INFERIOR Nº 8 (P.K. 704+882) (ACEQUIA REGUEROS)
PASO INFERIOR Nº 9 (P.K. 707+115) (ACEQUIA TERCERA)
PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5
RESTANTES ESTRUCTURAS (MUROS)

5. PROCESO CONSTRUCTIVO
6. RESUMEN DEL CONTROL DE CALIDAD (Empresa constructora y Asistencia Técnica)
7. ACCESOS Y ELEMENTOS PARA MANTENIMIENTO
8. RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO

- Movimientos previstos en las estructuras

1. Cuadro resumen

1. CUADRO RESUMEN

PUENTES

DENOMINACIÓN	TIPO DE ESTRUCTURA	Nº DE VANOS (m)	SECCIÓN (ancho en m)	CIMENTACIÓN
Puente del F.C. sobre el canal de Aragón y Cataluña	Hiperestática	15,50+16,50	14,00	Superficial

PASOS SUPERIORES

DENOMINACIÓN	TIPO DE ESTRUCTURA	Nº DE VANOS (m)	SECCIÓN (ancho en m)	CIMENTACIÓN
P.S. nº 1. P.K. 702+245,774	Isostática	3x17,59	9,00	Superficial
P.S nº 2 P.K. 702+625	Isostática	3x17,59	5,00	Superficial
P.S. nº 3 P.K. 706+340	Isostática	3x17,59	5,00	Superficial
P.S. nº 4 P.K. 709+614	Isostática	33,30	9,00	Superficial
P.S. nº 5 P.K. 0+698,5	Isostática	21,0+33,5	9,00	Superficial
P.S. nº 6 P.K. 1+920	Isostática	29,72	9,00	Superficial
P.S. nº 7 P.K. 2+310	Isostática	40,04	9,00	Superficial
P.S. nº 8 P.K. 4+632	Isostática	23,75	9,00	Superficial

PASOS INFERIORES

DENOMINACIÓN	TIPO DE ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	SECCIÓN (ancho en m)	CIMENTACIÓN
P.I. nº 1. P.K. 700+312,669	Pórtico unicelular “in situ”	L_t=22,0	7,00	Superficial mediante losa corrida
P.I nº 2 P.K. 702+940	“	L_t=17,40	7,00	“
P.I. nº 3 P.K. 703+775,771	“	L_t=20,60	9,00	“
P.I. nº 4 P.K. 704+693,313	“	L_t=26,64	7,00	“
P.I. nº 5 P.K. 707+200	“	L_t=15,08	7,00	“
P.I. nº 6 P.K. 708+600	“	L_t=24,20	7,00	“
P.I. nº 7 P.K. 710+962,615	“	L_t=15,12	7,50	“
P.I. nº 8 P.K. 704+882,224	“	L_t=22,00	14,60	**ojo**
P.I. nº 9 P.K. 707+115,021	“	L_t=23,47	2,50	Superficial mediante losa corrida
Paso sobre la Acequia Tercera del camino nº 5		L_t=6,31	2,50	“

2. Descripción: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.

2. DESCRIPCIÓN: tipología, aparatos de apoyo, juntas, impermeabilización, etc.

El contenido de este epígrafe se encuentra recogido en el epígrafe nº 3 “Definición geométrica” de este mismo Anejo y en el “Documento nº 2. Planos”.

3. Definición geométrica

3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN DE LAS SOLUCIONES ADOPTADAS
   - 1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL
   - 1.2. PUENTE DEL F.C. SOBRE EL CANAL DE ARAGÓN Y CATALUÑA
   - 1.3. PASOS SUPERIORES AL F.C.
     - 1.3.1. PASO SUPERIOR Nº 1
     - 1.3.2. PASO SUPERIOR Nº 2
     - 1.3.3. PASO SUPERIOR Nº 3
     - 1.3.4. PASO SUPERIOR Nº 4
     - 1.3.5. PASO SUPERIOR Nº 5
     - 1.3.6. PASO SUPERIOR Nº 6
     - 1.3.7. PASO SUPERIOR Nº 7
     - 1.3.8. PASO SUPERIOR Nº 8
   - 1.4. PASOS INFERIORES AL F.C.
     - 1.4.1. PASO INFERIOR Nº 1
     - 1.4.2. PASO INFERIOR Nº 2
     - 1.4.3. PASO INFERIOR Nº 3
     - 1.4.4. PASO INFERIOR Nº 4
     - 1.4.5. PASO INFERIOR Nº 5
     - 1.4.6. PASO INFERIOR Nº 6
     - 1.4.7. PASO INFERIOR Nº 7
     - 1.4.8. PASO SOBRE LA ACEQUIA REGUEROS
     - 1.4.9. PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA
     - 1.4.10. PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5
   - 1.5. RESTANTES ESTRUCTURAS
     - 1.5.1. MUROS

1. DESCRIPCION DE LAS SOLUCIONES ADOPTADAS.

1.1. DESCRIPCION GENERAL.

La reposición de todos los Caminos y Carreteras interceptados por el nuevo trazado de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, diseñado para una velocidad de 350 km/h. da lugar en su cruce con el ferrocarril a estructuras de diversas tipologias, condicionadas tanto en su número como en su forma y disposición por el carácter de alta velocidad de la Linea.

Se han clasificado las Estructuras en cuatro grupos:

a- Puente del F.C. sobre el Canal de Aragón y Cataluña.

b- Pasos Superiores al F.C.

c- Pasos Inferiores al F.C.

d- Restantes Estructuras.

Las tipologias adoptadas responden a criterios racionales tendentes a conseguír una geometria adecuada a cada actuación, a la par que una estética integrada en el entorno, dentro de la seguridad estructural requerida por las diferentes Normas e Instrucciones tanto nacionales como europeas.

1.2. PUENTE DEL F.C. SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA.

PUENTE DEL F.C. SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA.

Esta estructura se origina por el cruce del Canal de Aragón y Cataluña, el Camino Agricola y el Camino de Servicio del Canal, paralelos al mismo, con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección con el eje del Canal se produce en el P.K. 701 + 673,060 de la L. de A. V. bajo un ángulo de 118,72787º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura hiperestática de dos vanos con longitudes de 15,50 m. y 16.50 m. y un ancho de 14,00 m. que se remata por sus extremos mediante aletas en prolongación y normales a la traza para la contención de los taludes.

Bajo ella pasa un Camino Agricola de 7,00 m. de ancho, el Canal de Aragón y Cataluña y el Camino de Servicio del mismo de 5,00 m. de ancho.

El gálibo mínimo bajo la estructura es de 4,00 m.

Los vanos están constituidos por un tablero de losa postesada aligerada de 1,40 m. de canto, que apoya lateralmente en estribos de hormigón armado y cimentación superficial, rematados con aletas del mismo material y cimentación.

El apoyo intermedio está constituido por dos pilas-pilote de 1,10 m. de diámetro, prolongación de pilotes de 1,25 m.

1.3. PASOS SUPERIORES AL F.C.

1.3. PASOS SUPERIORES AL F.C.

Se presentan ocho Pasos Superiores al F.C. dentro de éste Subtramo VII, tres sobre la L. de A.V. de tres vanos, uno por el que pasa además la via actual de un solo vano y los otros cuatro en la Via de Acceso a Lérida, de uno y dos vanos (el P.S. nº 5).

El ancho total de todos ellos es de 9,00 m. con calzada de 7,00 m. y dos aceras de 1,00 m. cada una. El firme sobre el tablero está compuesto por mezcla bituminosa tipo S-20 con espesor mínimo de 5 cm. y bombeo de -2%, -2%.

La cimentación de todos los Pasos Superiores es superficial, tanto en pilas como en estribos, con una carga admisible deducida en cada caso de las condiciones geotécnicas de cimentación de las Estructuras.

Los P.S. nº 4,5,6,7 y 8 son ampliación de los existentes que presentan un gálibo menor al necesario para doble via, de modo que habrá que sustituirlos en su totalidad con el tráfico ferroviario en servicio.

Por debajo de los P.S. nº 5 y 7 pasan tambien el Camino Paralelo nº 1 y 2 respectivamente, por lo que habrá que habilitar el espacio necesario.

El hormigón en zapatas, estribos y aletas será H-200, en pilas, dinteles y losas de compresión H-250 y en tableros y prefabricados H-350. En todos los casos se dispondrá una capa de hormigón de limpieza H-125 entre la cimentación y el terreno.

Las armaduras pasivas serán de acero AEH-500.S.

La descripción de los diferentes Pasos Superiores se detalla a continuación

1.3.1. PASO SUPERIOR Nº 1.

PASO SUPERIOR Nº 1.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 1 esta originada por el cruce del Camino nº 2 con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.702 + 245,774 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 153,583 del Camino, bajo un ángulo de 71,438º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de tres vanos iguales con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 17,09 m.(Lt= 17,59 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y en su centro en dos pilas adinteladas compuestas por elementos prefabricados y cimentación superficial. El gálibo horizontal es de 16,00 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino nº 2 que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 25 cm de subbase granular rematado con un doble tratamiento superficial.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2%.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.2. PASO SUPERIOR Nº 2.

PASO SUPERIOR Nº 2.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 2 esta originada por el cruce del Camino de la Acequia del Coscollar con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.702 + 625 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 195,157 del Camino, bajo un ángulo de 71,438º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de tres vanos iguales con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 17,09 m.(Lt= 17,59 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y en su centro en dos pilas adinteladas compuestas por elementos prefabricados y cimentación superficial. El gálibo horizontal es de 16,00 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino de la Acequia del Coscollar que tiene una plataforma de 5,00 m. y un firme consistente en 30 cm. de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.3. PASO SUPERIOR Nº 3.

PASO SUPERIOR Nº 3.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 3 esta originada por el cruce del Camino de Valmanya con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.706 + 340 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 304,328 del Camino, bajo un ángulo de 71,438º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de tres vanos iguales con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 17,09 m.(Lt= 17,59 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y en su centro en dos pilas adinteladas compuestas por elementos prefabricados y cimentación superficial. El gálibo horizontal es de 16,00 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino de la Acequia del Coscollar que tiene una plataforma de 5,00 m. y un firme consistente en 30 cm. de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.4. PASO SUPERIOR Nº 4.

PASO SUPERIOR Nº 4.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 4 esta originada por el cruce del Camino nº 6 con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.709 + 614,758 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 206,496 del Camino, bajo un ángulo de 63,331º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de un vano con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 32,70 m.(Lt= 33,30 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y cimentación superficial.

El gálibo horizontal es de 28,32 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino nº 6 que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 20 cm. de subbase granular rematado con 5 cm. de mezcla bituminosa en caliente.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.5. PASO SUPERIOR Nº 5.

PASO SUPERIOR Nº 5.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 5 esta originada por el cruce del Camino nº 8 con las Vias de Acceso a Lérida.

La intersección se produce en el P.K.0 + 698, 500 de las V. de A. L. que se corresponde con el P.K.0 + 152,573 del Camino, bajo un ángulo de 45º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de dos vanos con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitudes de cálculo 20,20 y 32,70 m.(Lt= 21,00 y 33,50 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y en su cento en una pila adintelada compuesta por elementos prefabricados y cimentación superficial. El gálibo horizontal es de 13,38 y 22,22 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino nº 8 que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 20 cm. de subbase granular rematado con 5 cm. de mezcla bituminosa en caliente.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.6. PASO SUPERIOR Nº 6.

PASO SUPERIOR Nº 6.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 6 esta originada por el cruce del Camino nº 9 con las Vias de Acceso a Lérida.

La intersección se produce en el P.K.1 + 920 de las V. de A. L. que se corresponde con el P.K.0 + 117,559 del Camino, bajo un ángulo de 45º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de un vano con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 28,92 m.(Lt= 29,72 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y cimentación superficial.

El gálibo horizontal es de 19,55 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino nº 9 que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 25 cm. de subbase granular rematado con doble tratamiento superficial.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.7. PASO SUPERIOR Nº 7.

PASO SUPERIOR Nº 7.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 7 esta originada por el cruce del Camino nº 10 con las Vias de Acceso a Lérida.

La intersección se produce en el P.K.2 + 310 de las V. de A. L. que se corresponde con el P.K.0 + 161,567 del Camino, bajo un ángulo de 45º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de un vano con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 39,24 m.(Lt= 40,04 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y cimentación superficial.

El gálibo horizontal es de 26,85 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa el Camino nº 10 que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 20 cm. de subbase granular rematado con 5 cm. de mezcla bituminosa en caliente.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.3.8. PASO SUPERIOR Nº 8.

PASO SUPERIOR Nº 8.

La obra de fábrica señalada como Paso Superior nº 8 esta originada por el cruce de la Carretera de Valcalent con las Vias de Acceso a Lérida.

La intersección se produce en el P.K.4 + 632 de las V. de A. L. que se corresponde con el P.K.0 + 167,123 de la Carretera, bajo un ángulo de 63º.

Consiste, la obra de nueva ejecución, en una estructura isostática de un vano con un ancho total de 9,00 m.(1,00+7,00+1,00) y longitud de cálculo 22,95 m.(Lt= 23,75 m.) que apoyan lateralmente en dos estribos de hormigón armado y cimentación superficial.

El gálibo horizontal es de 19.55 m. y el vertical superior a los 7,00 m.

Por la obra así definida pasa la Carretera de Valcalent que tiene una plataforma de 7,00 m. y un firme consistente en 20 cm. de zahorra artificial sobre 20 cm. de subbase granular rematado con 5 cm. de mezcla bituminosa en caliente.

Todo el camino tiene un bombeo de -2%,-2% y peralte de +2% en las curvas circulares.

El drenaje longitudinal se realiza por el pie del terraplén.

1.4. PASOS INFERIORES AL F.C.

1.4.- PASOS INFERIORES AL FERROCARRIL.

Se presentan nueve (9) Pasos Inferiores al F.C. dentro de éste Subtramo VII, siete (7) para el paso de viales y dos (2) para el paso de acequias, de modo que por todos ellos pasa superiormente, al menos, la plataforma de 14,00 m. de la L. de A. V.

Todas las estructuras se resuelven mediante pórticos cerrados unicelulares ejecutados "in situ" salvo la que se realiza para el cruce de la Acequia Tercera que es de módulos prefabricados.

La tipologia de las obras permite una cimentación superficial mediante losa corrida que transmite al terreno tensiones compatibles con las condiciones geotécnicas del mismo.

El Paso Inferior nº 6 pasa tambien bajo la via actual, que mantiene su tráfico, lo que nos da pie a pensar que su ejecución deberá acometerse mediante el procedimiento de empuje oleodinámico.

El Paso Inferior nº 7 es prolongación de otro existente pero de mayores dimensiones para conseguír el mayor gálibo posible dentro de un trazado en curva y a la necesidad de espacio para mejorar el drenaje longitudinal del camino.

El gálibo vertical minimo considerado es de 5,50 m.

El hormigón utilizado en los elementos prefabricados es de H-300.

El hormigón utilizado en los pórticos "in situ" es de H-250.

En todos los casos se dispondrá una capa de hormigón de nivelación y limpieza H-125 entre el cimiento y el terreno.

Las armaduras pasivas serán en todos los casos de AEH-500 S.

Todas las estructuras se han calculado con un coeficiente de balasto kv= 1000 t/m3.

El método de cálculo empleado está basado en el análisis estructural de la sección transversal del pórtico como un estado de deformación plana.

Esta asimilación teórica es válida ya que las condiciones de la estructura son constantes a lo largo de toda su longitud, así como las acciones transmitidas por el terreno.

Se permiten tres grados de libertad en cada nudo que corresponden a desplazamiento vertical, desplazamiento horizontal y giro en el plano de la sección transversal.

La interacción vertical entre estructura y terreno se considera a través de la solera apoyada en el terreno en función de la relación de rigideces estructura-terreno.

La transmisión de cargas exteriores genera unas deformaciones en el terreno que se compatibilizan con las producidas en la solera.

La reacción del terreno como apoyo de la solera, se determina considerando discretizado el terreno mediante unos muelles verticales situados en cada nudo de la discretización. La constante del muelle corresponde al módulo de balasto obtenido, afectado por las longitudes de barras que le transmiten carga.

Los esfuerzos en cada sección del pórtico se obtienen mediante un programa de ordenador tipo STRESS, que se basa en la formulación en elementos finitos y el cálculo matricial, escrito fundamentalmente en FORTRAN.

El proceso se compone de dos partes: un lenguaje para describir el problema y un programa de cálculo que lo interpreta y obtiene la información deseada.

El usuario describe su problema mediante una serie de sentencias en las que especifica el tipo, tamaño de la estructura, las dimensiones fisicas, las cargas que soporta, su posición y la información deseada.

En este caso se discretiza el pórtico en elementos finitos unidimensionales tipo barra correspondiente a un metro de ancho.

Los datos a introducir en el programa consisten en:

- Coordenadas de los nudos de discretización.
- Condiciones de restricción de movimiento de los nudos.
- Condiciones de apoyo en el terreno de los nudos de la solera inferior.
- Definición de las barras de discretización, con su geometría y características mecánicas.
- Cargas actuantes sobre las barras y los nudos según las hipótesis de carga consideradas.
- Combinaciones más desfavorables de las hipótesis de carga.
- Definición de las secciones de la estructura en que se desean conocer los esfuerzos y desplazamientos resultantes más desfavorables.

La geometría de la sección transversal discretizada se define por el eje de solera, muros y losa superior, que se divide en elementos unidimensionales tipo barra, cuyas características pueden variar según la parte del pórtico que representen.

Las acciones exteriores se determinan actuando sobre el eje de los elementos que componen el pórtico.

El valor de las acciones se calcula considerando la transmisión longitudinal y transversal desde el punto de origen hasta el punto de aplicación sobre el eje de la estructura. Estas acciones, calculadas en el eje de la sección transversal y por metro de ancho, son las cargas que se aplican en cada barra.

1.4.1. PASO INFERIOR Nº 1.

PASO INFERIOR Nº 1.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 1 está originada por el cruce del Camino nº 1 con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 700 + 312, 669 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 119, 677 del Camino, bajo un ángulo de 106,67º de manera que, respetando los 14,00 m. de la plataforma, nos vamos a una longitud total de 22,00 m. (9,52 + 12,48).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,00 m. de ancho y 6,20 m. de altura libres, que se remata por sus extremos mediante aletas a 30º y a 15º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el Camino Agricola nº 1 que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en 30 cm. de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud de la estructura es igual o superior a 5,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2% .

El drenaje longitudinal se realiza por gravedad a través de las cunetas laterales.

1.4.2. PASO INFERIOR Nº 2.

PASO INFERIOR Nº 2.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 2 está originada por el cruce del Camino nº 3 con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 702 + 940 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 140,0734 del Camino, bajo un ángulo de 71,82º de manera que, respetando los 14,00 m. de la plataforma, nos vamos a una longitud total de 17,40 m. (8,60 + 8,80).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,00 m. de ancho y 6,20 m. de altura libres, que se remata por sus extremos mediante aletas a 0º, 15º, 20º y 30º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el Camino Agricola nº 3 que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en 30 cm. de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la estructura es de 5,50 m.

Todo el camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2% con peralte del +2% en las curvas circulares y transiciones de 6,00 m. de longitud, la mitad en la recta y la mitad en la curva.

El drenaje longitudinal se realiza por gravedad a través de las cunetas laterales del Camino que enlazan con las cunetas del pié del terraplén del tronco, mediante sendos caños dobles de 400 mm. de diámetro.

1.4.3. PASO INFERIOR Nº 3.

PASO INFERIOR Nº 3.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 3 está originada por el cruce de la Carretera Local de Lérida a Santa Maria de Gimenells con la Línea de Alta Velocidad. La intersección se produce en el P.K. 703 + 775, 771 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 288, 849 de la Carretera, bajo un ángulo de 127,54º de manera que, respetando los 14,00 m. de plataforma, nos vamos a una longitud total de 20,60 m. (10,40 + 10,20).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 9,00 m. de ancho y 6,15 m. de altura libres, que se remata por sus extremos mediante aletas a 30º y a 15º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa la Carretera Local de Lérida a Santa Maria de Gimenells que tiene una plataforma de 7,00 m. con dos cunetas laterales de 1,407 m. (0,938 + 0,469) y un firme consistente en 20 cm. de subbase granular, 20 cm. de zahorra artificial y 5 cm. de capa de rodadura.

El gálibo en toda la longitud de la estructura es igual o superior a 5,50 m.

Toda la Carretera tiene un bombeo de -2%, -2% con peralte de +2% en las curvas circulares y transiciones en las clotoides.

El drenaje longitudinal se realiza por gravedad a través de las cunetas laterales.

1.4.4. PASO INFERIOR Nº 4.

PASO INFERIOR Nº 4.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 4 está originada por el cruce del Camino nº 4 con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 704 + 693, 313 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 151, 963 del Camino, bajo un ángulo de 81,88º de manera que, respetando los 14,00 m. de la plataforma, nos vamos a una longitud total de 26,64 m. (13,76 + 12,88).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,00 m. de ancho y 6,20 m. de altura libres, que se remata por sus extremos mediante aletas a 30º y a 15º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el Camino Agricola nº 4 que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en un doble tratamiento superficial sobre 30 cm. de zahorra natural y 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud de la estructura es igual o superior a 5,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2% con peralte del +2% en todas las curvas circulares y transiciones en las clotoides.

El drenaje longitudinal se realiza por gravedad a través de las cunetas laterales.

1.4.5. PASO INFERIOR Nº 5.

PASO INFERIOR Nº 5.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 5 está originada por el cruce del Camino nº 5 con la Linea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.707 + 200,000 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 176,068 del Camino, bajo un ángulo de 90,00º de manera que, respetando los 14,00 m. de plataforma, nos vamos a una longitud total de 15,080 m.(7,580 + 7,500).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,00 m. de ancho y 5,20 m. de altura libres, que se remata por sus extremos mediante aletas a 30º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el Camino Agricola nº 5 que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en 30 cm, de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud es superior a 4,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2% con peralte del +2% en todas las curvas circulares y transiciones en las clotoides.

El desague del Camino se realiza por gravedad mediante las cunetas laterales.

En el P.K.0 + 185 se dispone la recogida de las aguas mediante una arqueta de 50 x 50 cm. en la margen derecha, un tubo de 40 cm. de diámetro que atraviesa la calzada con pendiente del 1%, una arqueta de 80 x 80 cm. en la margen izquierda y un colector de 60 cm. de diámetro, con 0,25% de pendiente, que lleva las aguas hasta la Acequia Tercera próxima.

1.4.6. PASO INFERIOR Nº 6.

PASO INFERIOR Nº 6.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 6 está originada por el cruce entre los Caminos Laterales a la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 708 + 600,000 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 037,541 del Camino, bajo un ángulo de 90º de mnera que, respetando los 14,00 m. de plataforma, nos vamos a una longitud total de 24,20 m.(16,57 + 7,63).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,00 m. de ancho con dos alturas, de 7,00 m. bajo la L. de A. V. y de 7,70 m. bajo la Línea Férrea actual, que se remata por sus extremos medianta aletas a 30º para la contención de los taludes.

La ejecución de éste Paso Inferior se hará por el procedimiento de empuje oleodinámico para evitar interferencias con el tráfico ferroviario de la via actualmente en servicio.

Por la obra así definida pasa un Camino Agricola que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en 30 cm. de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud es superior a 5,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2%.

El desague del Camino se realiza por gravedad mediante las cunetas laterales.

1.4.7. PASO INFERIOR Nº 7.

PASO INFERIOR Nº 7.

La obra de fábrica señalada como Paso Inferior nº 7 está originada por el cruce del Camino nº 7 con la Linea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K.710 + 962,615 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K.0 + 109,079 del Camino, bajo un ángulo de 101,81º de manera que, respetando los 14,00 m. de plataforma, nos vamos a una longitud total de 15,120 m.(7,460 + 8,660).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 7,50 m. de ancho y 5,80 m. de altura libres, que se remata por su extremo libre mediante aletas a 30º para la contención de los taludes y por el otro contra la estructura existente.

Por la obra así definida pasa el Camino Agricola nº 7 que tiene una plataforma de 5,00 m. con dos cunetas laterales de 1,533 m. (0,920 + 0,613) y un firme consistente en 30 cm, de zahorra natural sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud es superior a 4,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo transversal de -2%, -2% con peralte del +2% en todas las curvas circulares y transiciones de 6,00 m. entre alineaciones diferentes.

El desague del Camino se realiza por gravedad mediante las cunetas laterales.

En el P.K.0 + 081 se dispone la recogida de las aguas mediante dos arquetas laterales de 100 x 100 cm. sobre ambas cunetas, de las que parten dos tubos de 40 cm. de diámetro que atraviesan la calzada con pendiente del 1% donde entroncan con el colector existente de 80 x 80 cm. de diámetro mediante un pozo de registro de 110 cm. de diámetro.

1.4.8. PASO SOBRE LA ACEQUIA REGUEROS.

ESTRUCTURA SOBRE LA ACEQUIA REGUEROS.

La estructura sobre la Acequia Regueros está originada por el cruce de la misma con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 704 + 882,224 de la L. de A.V. que se corresponde con el P.K. 0 + 040 del Camino de Servicio del Canal, bajo un ángulo de 75,895º, de modo que respetando los 14,00 m. de la plataforma, nos vamos a una longitud total de 22,00 m. (11,25 + 10,75).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 14,60 m. de ancho y 6,80 m. de altura libres, que prolonga sus hastiales en profundidad por medio de pilotes hasta las capas de mayor competencia y que se remata por sus extremos mediante aletas pilotadas a 15º y a 30º para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el cauce de la Acequia Regueros con la misma sección existente a la que se añaden unos cajeros verticales, y el Camino de Servicio de la misma con una plataforma de 5,00 m. y afirmado consistente en 30 cm. de zaharra natural dispuesta sobre 30 cm. de suelo seleccionado.

El gálibo en toda la longitud de la estructura es superior a 5,50 m.

Todo el Camino tiene un bombeo de -2%, -2%.

El drenaje longitudinal se realiza por gravedad a través de las cunetas laterales.

1.4.9. PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA.

PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA.

La estructura sobre la Acequia Tercera está originada por el cruce de la misma con la Línea de Alta Velocidad.

La intersección se produce en el P.K. 707 +115,021 de la L. de A. V. que se corresponde con el P.K. 0 + 398,685 de la Acequia, bajo un ángulo de 90º, de manera que, respetando los 14,00 m. de plataforma, nos vamos a una longitud total de 23,47 m. (11,54 + 11,93).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 2,50 m. de ancho interior y 2,50 m. de altura libre, compuesto por módulos prefabricados, que se remata por sus extremos mediante aletas en prolongación para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el cauce de la Acequia Tercera de sección trapezoidal revestida de hormigón en las zonas contiguas al cruce y en las curvas.

1.4.10. PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5

PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5

Esta otra estructura sobre la Acequia Tercera está originada por el cruce de la misma con el Camino nº 5.

La intersección se produce en el P.K. 0 + 303,842 del C. de S. que se corresponde con el P.K. 0 + 425,185 de la Acequia, bajo un ángulo de 90º, de manera que la longitud total de la obra es de 6,31 m. (3,19 + 3,12).

Consiste, la obra de nueva ejecución, en un pórtico cerrado unicelular de 2,50 m. de ancho interior y 2,50 m. de altura libre, compuesta por módulos prefabricados, que se remata por sus extremos mediante aletas en prolongación para la contención de los taludes.

Por la obra así definida pasa el cauce de la Acequia Tercera de sección trapezoidal revestida de hormigón en las zonas contiguas al cruce y en las curvas.

1.5. RESTANTES ESTRUCTURAS

1.5.1. MUROS

MUROS.

Los Muros que en principio se estiman necesarios para el desarrollo de las obras y como complemento a las Estructuras diseñadas, son los siguientes:

MURO 0.

Situado junto al Canal de Aragón y Cataluña, tiene como misión la protección de su cajero izquierdo, lado E-1, frente a los posibles movimientos horizontales de la pila-pilote del Viaducto.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón en masa H-150 con 14 m. de longitud, centrado con la estructura citada.

MURO 1.

Situado junto al Paso Inferior nº 5 como protección de la plataforma de la via actual frente a la excavación de la traza del Camino nº 5.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón armado de 20,032 + 22,795 m. de longitud, que figura en el Proyecto Base de Abril de 1.995.

MURO 2.

Situado en la margen derecha de la traza de la L. de A. V. entre los P.K. 710 + 800 y 710 + 860, para la protección de unas edificaciones no expropiadas.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón armado de 60 m. de longitud, que figura en el Proyecto Original de Abril de 1.995.

MURO 3.

Situado en la margen derecha de la traza de la L. de A. V. entre los P.K. 1 +800 y 1 + 900, para la protección de unas edificaciones no expropiadas.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón armado de 100 m. de longitud, que figura en el Proyecto Original de Abril de 1.995.

MURO 4.

Situado entre el Paso Superior nº 8 y el Camino Paralelo nº 2 para impedir que las tierras del terraplén de aquel invadan la traza de éste y para no aumentar la expropiación.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón armado de 10,77 + 10,771 + 10,397 + 10,624 + 21,086 + 21,662 de longitud, que figura en el Proyecto Original de Abril de 1.995.

MURO 5.

Situado en la margen izquierda de la Acequia Regueros, sirve de recrecido de la misma y como separación con el Camino de Servicio.

Se tata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón en masa H-150 y consta de dos transiciones de 20 m. y una parte central, coincidente con la estructura, de 22 m. de longitud.

MURO CUNETA.

Situado entre la via actual y la L. de A. V. tiene como misión conducir las aguas superficiales de la nueva plataforma impidiendo que penetren en profundidad y deteriore el fundamento de la via. Se dispone entre los P.K. 708 + 700 y 709 + 100.

Se trata de un muro de gravedad ejecutado con hormigón en masa de 400 m. de longitud.

4. Cálculos

4. CÁLCULOS

ÍNDICE

4. CÁLCULOS

PUENTES

PUENTE DEL F.C. SOBRE EL CANAL DE ARAGÓN Y CATALUÑA

PASOS SUPERIORES

PASO SUPERIOR Nº 1 (P.K. 702+245,774)

PASO SUPERIOR Nº 2 (P.K. 702+625)

PASO SUPERIOR Nº 3 (P.K. 706+340)

PASO SUPERIOR Nº 4 (P.K. 709+614)

PASO SUPERIOR Nº 5 (P.K. 0+698)

PASO SUPERIOR Nº 6 (P.K. 1+920)

PASO SUPERIOR Nº 7 (P.K. 2+310)

PASO SUPERIOR Nº 8 (P.K. 4+632)

PASOS INFERIORES

PASO INFERIOR Nº 1 (P.K. 700+312)

PASO INFERIOR Nº 2 (P.K. 702+940)

PASO INFERIOR Nº 3 (P.K. 703+775)

PASO INFERIOR Nº 4 (P.K. 704+693)

PASO INFERIOR Nº 5 (P.K. 707+200)

PASO INFERIOR Nº 6 (P.K. 708+600)

PASO INFERIOR Nº 7 (P.K. 710+962)

PASO INFERIOR Nº 8 (P.K. 704+882) (ACEQUIA REGUEROS)

PASO INFERIOR Nº 9 (P.K. 707+115) (ACEQUIA TERCERA)

PASO SOBRE LA ACEQUIA TERCERA DEL CAMINO Nº 5

RESTANTES ESTRUCTURAS (MUROS)

PUENTE DEL F.C SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA

CALCULOS

TODOS LOS CALCULOS RELATIVOS AL PUENTE DEL FERROCARRIL SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA, INCLUIDOS LOS DOS ANEJOS, HAN SIDO REALIZADOS POR EL INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS ABAJO FIRMANTE Dª.INMACULADA ROCHE JIMENEZ

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

LINEA DE ALTA VELOCIDAD: ZARAGOZA-LLEIDA

PUENTE SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA

INDICE

0. BASES DE CALCULO
1. GEOMETRIA Y REPLANTEO
2. ACCIONES GNS. DEL CASO
3. PRETENSADO
4. OBTENCION DE ESFUERZOS
5. ARMADURA PASIVA DE TABLERO
6. PILAS Y PILOTES
7. ESTRIBOS
8. COMPROBACION DE FLECHAS Y DEFORMACIONES

Oficina Técnica	PROYECTO: .....
	ASUNTO:

ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:	HOJA	DE

0. BASES DE CALCULO

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

MATERIALES

HORMIGONES.

Tablero	H-400
Pilas	H-300
Alzado Estribos	H-250
~~Zapata Estribos y Pilotes~~	H-200
Nivelación y Rellenos	H-125

ACERO

Pasivo AEH 500

Activo A 1860 { relajación 2,5%
tratamiento 0,20-0,26
" parcial 0,006

APOYOS ELASTOMERICOS

$\sigma_{estadero} = 20\ kg/cm^2$

$\sigma_{tenso} = 10\ kg/cm^2$

$\sigma_{mínimo} = 20\ kg/cm^2$

$\sigma_{máximo} = 150\ kg/cm^2$

deformación tenso $\leq 0,7 \times 2$

deformación total $\leq e$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

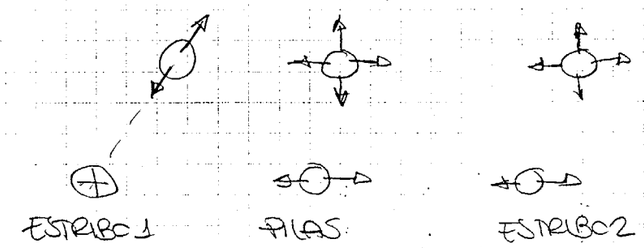
APOYOS DE NEOPRENO CONFINADO

Consisten en un recinto metálico cilíndrico que contiene una placa de material elastomérico.

La tapa superior reparte sobre el material elastomérico, que queda confinado no pudiendo cambiar su volumen. Su comportamiento es equivalente al de un líquido no comprimible y admite rotaciones en cualquier eje

Estos apoyos pueden ser fijos o admitir movimientos horizontales en una sola dirección o bien en cualquier dirección.

Se adopta el siguiente esquema en la distribución de apoyos de neopreno confinado



Del cálculo se deducen los fuerzas para las que estarán dimensionados los apoyos, así como los movimientos horizontales máximos estimados.

Se tiene en cuenta el documento "L.A.V. ZARAGOZA-LLEIDA. PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE FERROCARRIL. BASES DE CALCULO" de fecha 10 de Noviembre de 1994.

- Las acciones serán la envolvente de los valores pésimos por la "Instrucción de Puentes de FFCC" y la "Norma UIC"

- No se consideran acciones sísmicas pues la norma sismorresistente actualmente en vigor "NCS-94" excluye esta zona como de riesgo sísmico.

- Para el dimensionamiento de secciones se utilizan la Instrucción EH-91 y EP-93 y las fichas UIC 774-1 y 776-3 para estudio de fatiga y comprobación de flecha y deformaciones.

- El tablero pretensado se dimensionará en clase II

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

- Coeficiente de seguridad al vuelco y deslizamiento de cimentación
  - > 1,5 en servicio
  - > 1,35 en construcción
  - > 1,00 acción sísmica y accidentales
  - > 1,35 con fuerza de frenado

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

TERRENO DE CIMENTACION

ESTRIBOS. COTA ≅ 272,00 - 2,00 m

$\sigma_{adm} = 3 kg/cm^2$ (+30% para punta)

Coef rozamiento zapata-terreno = 0,40 × 1,1

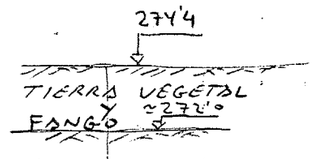
PILA - PILOTE

- Resistencia por fuste de pilote 1 kg/cm² desde cota 272
- Resistencia por punta del pilote 120 kg/cm² con empotramiento mínimo de 5 diámetros
- módulo de balasto horizontal $\frac{5150}{D_p}$ kg/cm³ (Dpen cm)

5150/125 = 41,2 kg/cm³ para pilote ø 1,25 m

Oficina Técnica	PROYECTO: AVE ZARAGOZA - LLEIDA	
	ASUNTO: Puente sobre el canal de Aragón y Cataluña	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

Perfil del terreno (inf. de EST)



SUSTRATO DE ARCILLAS ROJIZAS DURAS CON INTERCALACIONES DE ARENISCAS CALCAREAS Y CALIZAS

Se despreciа a efectos resistentes la capa superior de suelos blandos.

En el sustrato, se considera: $q_u = 21 Kp/cm^2$

Resistencia unitaria por el fuste, f:

$f = \alpha C_u$ (Tomlinson, 1957)

$C_u = \frac{q_u}{2} = \frac{21}{2} = 10'5 Kp/cm^2 \rightarrow \alpha = 0'4$ } $f = 4'2 Kp/cm^2 >> 1$

Se adopta $f = \underline{\underline{1'0}} Kp/cm^2$

Resistencia unitaria por la punta, p:

$p = 4'5\ q_u = 4'5 \times 27^{(*)} = 120 Kp/cm^2$

(*) Valor máximo del tramo intermedio

PILOTES. CARGA ADMISIBLE

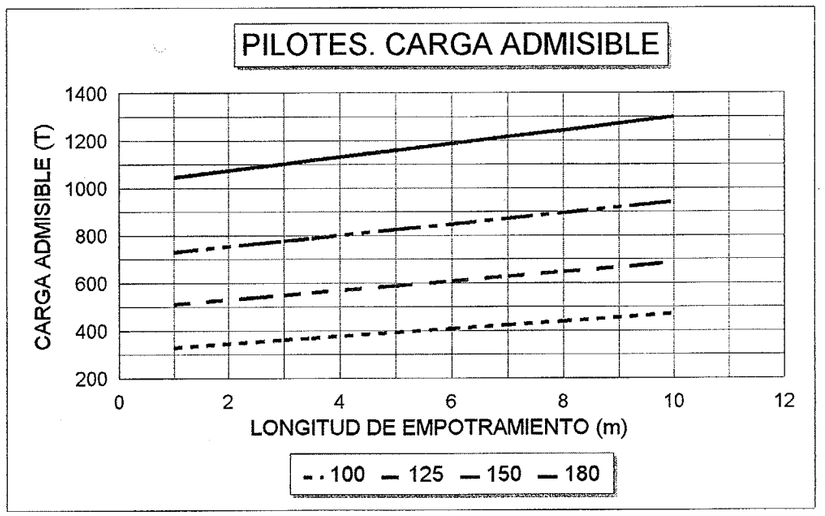
p(T/m2)=1200 **f(T/m2)=10** **SIGMAc (T/m2) 400** (*)

Fp=3 **Ff=2**

Q adm. (T)

l (m)	d(cm)= 100 Te(T)= 314.2	d(cm)= 125 Te(T)= 491	d(cm)= 150 Te(T)= 706.9	d(cm)= 180 Te(T)= 1018
0				
1	329.9	510.5	730.4	1046.2
2.5	353.4	540.0	765.8	1088.6
3	361.3	549.8	777.5	1102.7
3.5	369.1	559.6	789.3	1116.8
5	392.7	589.0	824.7	1159.2
6	408.4	608.7	848.2	1187.5
7	424.1	628.3	871.8	1215.8
8	439.8	648.0	895.4	1244.1
9.5	463.4	677.4	930.7	1286.5
10	471.2	687.2	942.5	1300.6

(*) Usualmente, 40 Kp/cm2. En caso de pilote único "in situ" de diámetro < 1 m, 30 Kp/cm2.

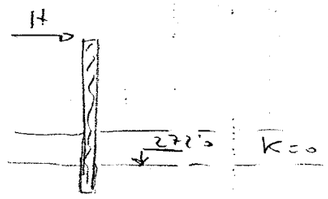


En cualquier caso, la longitud de empotramiento en el sustrato no será inferior a 5 diámetros

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Calculo a esfuerzo horizontal:



$$K = \frac{1'30}{D_p} \sqrt[12]{\frac{E_s D_p^4}{E_p I_p}} \left(\frac{E_s}{1-\nu_s^2}\right) \qquad \text{(Vesic)}$$

D_p = diámetro del pilote

E_s = mód. elasticidad suelo = 200 Cu ≈ 4.000 Kp/cm²

E_p = " " pilote = 2×10^5 Kp/cm²

I_p = Inercia " $= \frac{\pi D_p^4}{64}$

ν_s = coeficiente Poisson suelo = 0'25

$$K = \frac{1'30}{D_p} \sqrt[12]{\frac{4000 \times 64}{2 \times 10^5 \times \pi}} \left(\frac{4000}{1-0'25^2}\right) = \frac{514'68}{D_p}$$

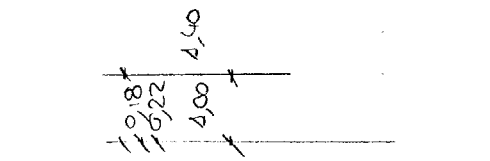
(K en Kg/cm³, D_p en cm

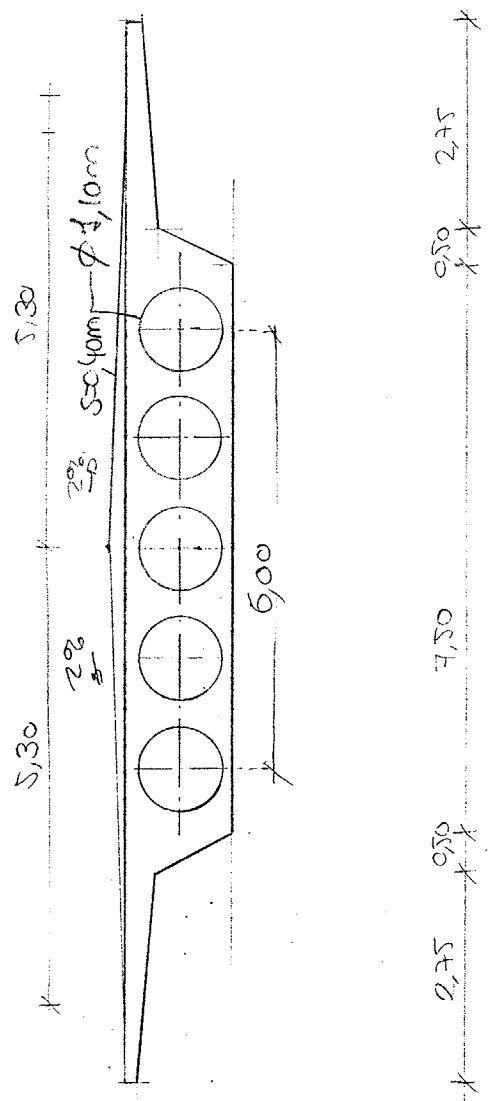
Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:	HOJA	DE

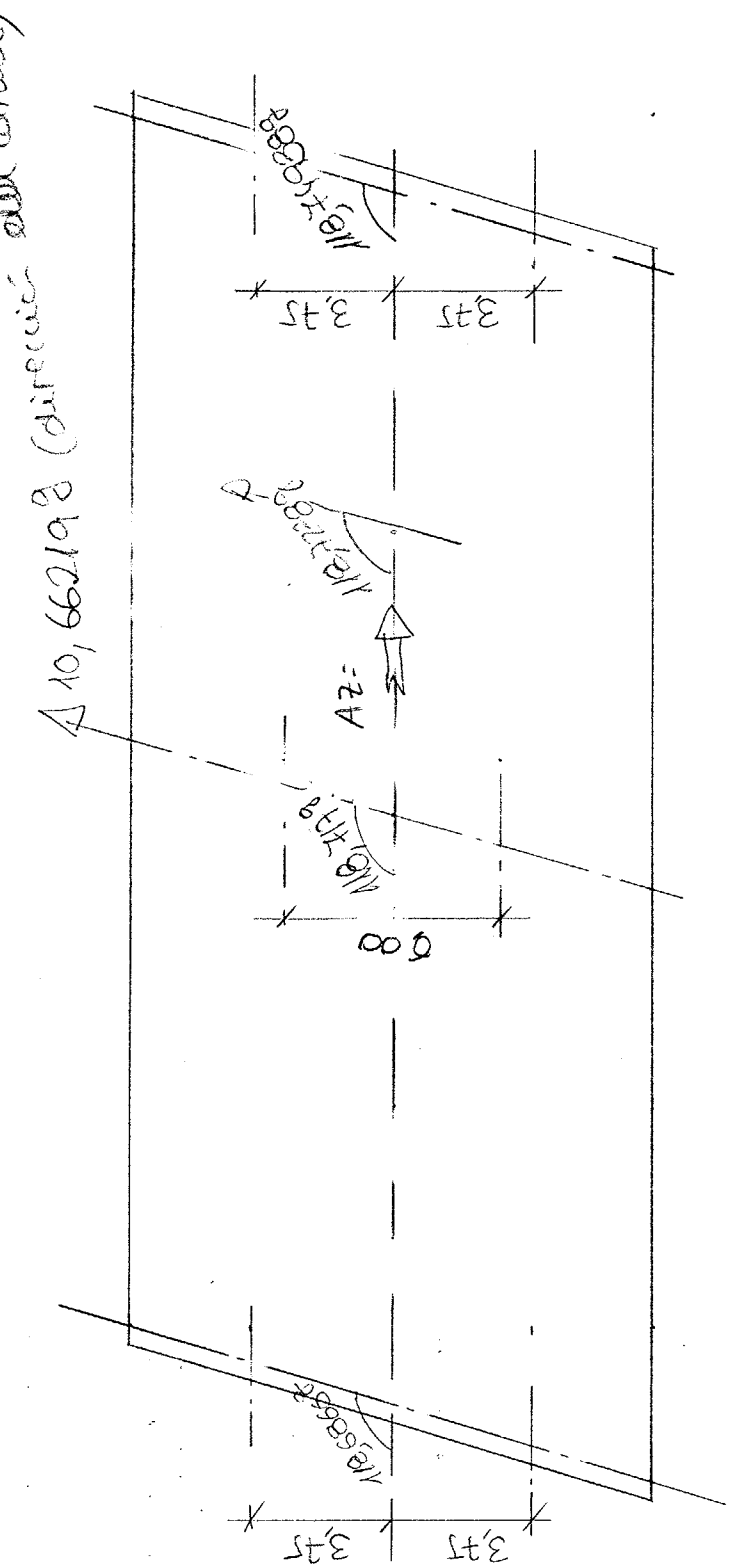
1. GEOMETRIA Y REPLANTEO

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

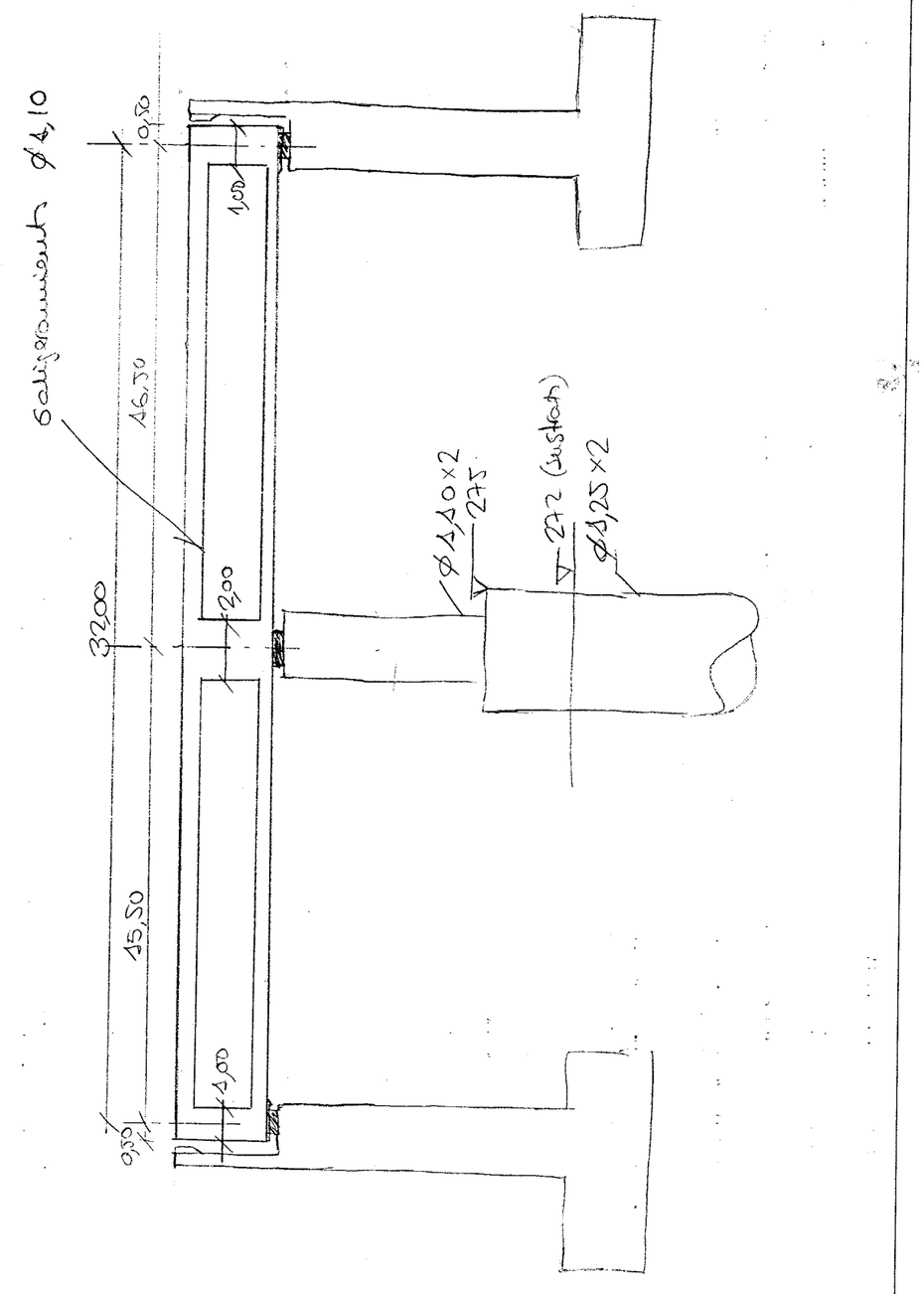




Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE



Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE



Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

EJE EN PLANTA DE FF.CC.

ARCO R = −32.440 m. (C1)

PKo = 700+700,229

X = 785.589,8946

Y = 4613.992,2051

Az = 93,843539

PKf = 702+465,771

X = 787.341,6820

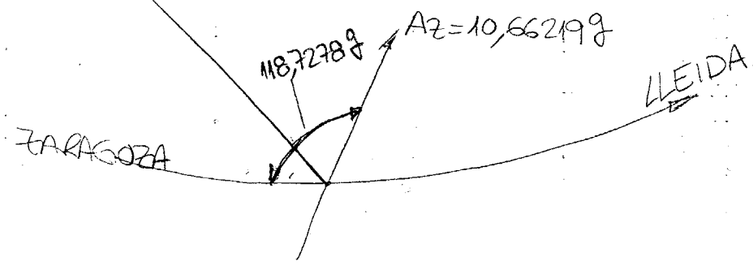
Y = 4614.210,4012

Az = 90,37873 g

L = 765,542

CRUCE EN EL CANAL

PK 701+673,060



X = 786.556,6267

Y = 4614.100,6404

Az = 91,93439 g

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA	DE

EJE EN ALZADO

vértice 1 PK 700+300,000

COTA 252,4750

vértice 2 PK 701+768,000

COTA 289,1750

KV = 25000

vértice 3 PK = 704+450,000

COTA = 222,1250

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA	DE

ESTRIBO 1

PK 701+652,060

X = 786.535,7942

Y = 4.614.097,9937

COTA SUBBALASTO = 284,094

Az = 91,975608

PILA

PK 701+667,560

X = 786.551,1708

Y = 4614099,9459

COTA SUBBALASTO = 281,161

Az = 91,945198

ESTRIBO 2

PK = 701+684,060

X = 786.567,5383

Y = 4614102,0322

COTA SUBBALASTO 281,222

Az = 91,912819

REPLANTEO EJE TABLERO

Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA:

REVISADO POR: FECHA:

HOJA DE

REPLANTEO ARCYOS

Z = COTA SUBBALASTO - $5{,}30 \times \frac{2}{100}$ - 1,40 - 0,05 + (0,05-0,02) × 1,4955 = C.SB. - 1,601

CAPA DE FORMA — CANTO RODILLO — RECRECIDO SOBRE ARCYOS

		PK	Z	según alejamiento Δs	COTA SUBBALASTO
ESTRIBO 1	DCHA	-3,75	-3,9176	535,1411	284,088
	CENTRO	0	0	486,535,7942	279,487
	IZDA	3,75	3,9176	536,4473	284,088
					279,493
PILA	DCHA	-3,00	-3,1345	550,6483	284,094
	CENTRO	0	0	486,535,7942	(279,493)
	IZDA	3,00	+3,1345	551,6933	284,094
					279,498
ESTRIBO 2	DCHA	-3,75	-3,9187	566,8851	284,099
	CENTRO	0	0	486,535,7942	279,498
	IZDA	3,75	+3,9187	568,1915	284,099
					279,556
					284,157
					-0,908
					279,563
					284,164
					+0,908
					279,617
					284,218
					-1,138
					279,621
					284,222
					0
					279,624
					284,225
					1,138

Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA:

REVISADO POR: FECHA:

HOJA DE

REPLANTEO ESTRIBO 1.

BORDE DERECHO

PK: 701+652,060 - 0,90 - 2,116 =

COTA SUBBALASTO: 281,079 / -0,106

-0,045 = 280,928

BORDE IZQUIERDO

PK: 701+652,060 -0,90 +2,116

COTA SBB: 281,099 / -0,106 - 0,045 = 280,948

CENTRO PK: 701+652,060 -0,90

COTA SBB: 281,089

REPLANTEO ESTRIBO 2

BORDE DERECHO

PK: 701+684,060 +0,90 - 2,123

COTA SUBBALASTO: 281,218 / 0,106 - 0,045 = 281,066

BORDE IZQUIERDO

PK: 701+684,060 +0,90 +2,123 =

COTA SUBBALASTO: 281,232 / -0,106 - 0,045 = 281,081

CENTRO PK: 701+684,060+0,90 =

COTA SUBBALASTO: 281,225

Ferrovial

*** INFORMACION SOBRE CIRCULO ***

COORDENADAS DEL PUNTO 1 DEL CIRCULO X= 785589.8946 Y=4613992.2051
COORDENADAS DEL PUNTO 2 DEL CIRCULO X= 787341.6820 Y=4614210.4012
RADIO DEL CIRCULO R= -32440.0000
PK DEL PUNTO 1 PK= 700700.2290
EL RECORRIDO DEL PUNTO 1 AL 2 ES POR EL CAMINO LARGO ? n

AZIMUT DE LA RECTA ENTRE PUNTOS 1-2	=	92.1111309751741
AZIMUT DEL PUNTO 1	=	93.8435274670732
AZIMUT DEL PUNTO 2	=	90.3787344832751
DISTANCIA EN CIRCULO DEL 1 AL 2	=	1765.5418395
DISTANCIA EN RECTA DEL 1 AL 2	=	1765.3239456
ABSCISA (X) DEL CENTRO DEL CIRCULO	=	782457.6509416
ORDENADA (Y) DEL CENTRO DEL CIRCULO	=	4646280.6341368
PK DEL PUNTO 2	=	702465.7708395

Ferrovial

*** PUNTOS A DISTANCIA Y SEPARACION EN CIRCULO ***

COORDENADAS DEL PUNTO DEL CIRCULO X= 785589.8946 Y=4613992.2051 AZ=
PK DEL PUNTO PK= 700700.2290
RADIO DEL CIRCULO R= -32440.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
700700.2290	785589.8946	4613992.2051	93.84353	- - - -	-
701673.0600	786556.6267	4614100.6404	91.93439	972.8310	CANAL
701652.0600	786535.7942	4614097.9937	91.97560	951.8310	E1
701667.5600	786551.1708	4614099.9459	91.94519	967.3310	PICA
701684.0600	786567.5383	4614102.0322	91.91281	983.8310	E2

Ferrovial

*** PUNTOS A SEPARACION Y DISTANCIA EN RECTA ***

COORDENADAS DEL PUNTO X= 786535.7942 Y=4614097.9937 AZ= 10.66219
PARALELA A DISTANCIA D= 0.0000
PK EN ESE PUNTO PK= 0.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
0.0000	786535.7942	4614097.9937	10.66219	- - - -	-
-3.9183	786535.1410	4614094.1302	10.66219	-3.9183	
3.9183	786536.4474	4614101.8572	10.66219	3.9183	

Ferrovial

*** PUNTOS A SEPARACION Y DISTANCIA EN RECTA ***

COORDENADAS DEL PUNTO X= 786551.1708 Y=4614099.9459 AZ= 91.94519
PARALELA A DISTANCIA D= 0.0000
PK EN ESE PUNTO PK= 0.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
0.0000	786551.1708	4614099.9459	91.94519	- - - -	-
-3.1347	786548.0612	4614099.5503	91.94519	-3.1347	

Ferrovial

*** PUNTOS A SEPARACION Y DISTANCIA EN RECTA ***

COORDENADAS DEL PUNTO X= 786551.1708 Y=4614099.9459 AZ= 10.66219
PARALELA A DISTANCIA D= 0.0000
PK EN ESE PUNTO PK= 0.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
0.0000	786551.1708	4614099.9459	10.66219	- - - -	-
-3.1345	786550.6483	4614096.8553	10.66219	-3.1345	
3.1345	786551.6933	4614103.0365	10.66219	3.1345	

Ferrovial

*** PUNTOS A SEPARACION Y DISTANCIA EN RECTA ***

COORDENADAS DEL PUNTO X= 786535.7942 Y=4614097.9937 AZ= 10.66219
PARALELA A DISTANCIA D= 0.0000
PK EN ESE PUNTO PK= 0.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
0.0000	786535.7942	4614097.9937	10.66219	- - - -	-
-3.9179	786535.1411	4614094.1309	10.66219	-3.9179	
3.9179	786536.4473	4614101.8565	10.66219	3.9179	

Ferrovial

*** PUNTOS A SEPARACION Y DISTANCIA EN RECTA ***

COORDENADAS DEL PUNTO X= 786567.5383 Y=4614102.0322 AZ= 10.66219
PARALELA A DISTANCIA D= 0.0000
PK EN ESE PUNTO PK= 0.0000

PK	X	Y	AZ	INTERV	DIS
0.0000	786567.5383	4614102.0322	10.66219	- - - -	-
-3.9187	786566.8851	4614098.1683	10.66219	-3.9187	
3.9187	786568.1915	4614105.8961	10.66219	3.9187	

ACUERDO VERTICAL 1

P.K. DE INTERSECCION DE LAS ALINEACIONES	P.K.	701768.0000
PARAMETRO DEL ACUERDO.....	K.V.	25000.0000
DIFERENCIA ALGEBRAICA DE PTES EN TANTO/1	0.V.	0.0500
LONGITUD DE LA TANGENTE DEL ACUERDO.....	L.T.	625.0000
COTA EN EL VERTICE.....	C.V.	289.1750
BISECTRIZ DEL ACUERDO.....	D.V.	7.8125
COTA RASANTE.....	C.R.	281.3625
P.K. DE COMIENZO DEL ACUERDO.....	P.K.	701143.0000
P.K. DE FINAL DEL ACUERDO.....	P.K.	702393.0000
COTA EN EL COMIENZO DEL ACUERDO.....	C.R.	273.5500
COTA EN EL FINAL DEL ACUERDO.....	C.R.	273.5500
PENDIENTE DE ENTRADA EN %	P.O.	2.5000
PENDIENTE DE SALIDA EN %	P.1.	-2.5000

ACUERDOS VERTICALES - PKS PROGRESIVOS 0 m.

— TIPO DE PUNTO PRINCIPAL	ACV	P. K.	COTA	PEND. %
ACUERDO	1	701650.924	281.088	Kv= 2500
ACUERDO	1	701652.060	281.094	Kv= 2500
ACUERDO	1	701653.196	281.099	Kv= 2500
ACUERDO	1	701666.681	281.157	Kv= 2500
ACUERDO	1	701667.560	281.161	Kv= 2500
ACUERDO	1	701668.439	281.164	Kv= 2500
ACUERDO	1	701682.924	281.218	Kv= 2500
ACUERDO	1	701684.060	281.222	Kv= 2500
ACUERDO	1	701685.196	281.225	Kv= 2500

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

2. ACCIONES CONSIDERADAS

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL TABLERO, SECCION TIPO ALIGERADA

ANCHO DEL TABLERO =	14	m
CANTO DEL TABLERO =	1.4	m
LONGITUD DE VOLADIZO =	2.75	m
ESPESOR EXTREMO VOLADIZO =	0.18	m
ESPESOR FINAL VOLADIZO =	0.4	m
ANCHO INFERIOR DEL TABLERO	7.5	m
NUMERO DE ALIGERAMIENTOS =	5	
DIAMETRO DE ALIGERAMIENTOS	1.1	m
ALTURA DE RECTANG ALIGER. =	-5.4E-20	m
NUMERO DE ALMAS INTERIORES	4	
ANCHO ALMAS INTERIORES =	0.35	m
BOMBEO =	0	%

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)^2	I
	1	TRIAN	14	0	1.4	0	0	0	0
A	1	RECT	7.5	1.4	0.7	10.5	7.35	0.172789	1.715
B	2	TRIAN, INV	0.5	1	0.666667	0.5	0.333333	0.01306	0.027778
C	2	RECT	0.5	0.4	1.2	0.4	0.48	0.05527	0.005333
D	2	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.605	0.693733	0.061328	0.001627
E	2	RECT	2.75	0.18	1.31	0.99	1.2969	0.229732	0.002673
F	-5	SEMICIR	1.1	0.55	0.933427	-2.37583	-2.21766	-0.02627	-0.05024
	-5	RECT	1.1	-5.4E-20	0.7	3.0E-19	2.1E-19	4.9E-21	7.3E-59
	-5	SEMICIR	1.1	0.55	0.466573	-2.37583	-1.1085	-0.31084	-0.05024
					0.828281	8.243341	6.827805		1.847013

AREA	8.243341	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.571719	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-0.82828	m
MOMENTO DE INERCIA	1.847013	m4

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	1	TRIAN	14	0	1.4	0	0	0
A	1	RECT	8.328281	0.571719	1.114141	4.761434	5.304907	1.3611
B	2	TRIAN, INV	0.085859	0.171719	0.94276	0.014744	0.0139	0.001688
C	2	RECT	0.085859	0.4	1.2	0.068687	0.082425	0.025532
D	2	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.605	0.693733	0.192623
E	2	RECT	2.75	0.18	1.31	0.99	1.2969	0.476901
F	-5	CIRCULO	1.069661	0.421719	1.004133	-1.67673	-1.68366	-0.29486
		(fi CIRCULC	2.670779	rad)				
					1.198413	4.763133	5.708202	1.762988

SECCION SOBRE FIBRA NEUTRA

AREA	4.763133	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.201587	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-1.19841	m
MOMENTO ESTATICO	1.762988	m3
COEFICIENTE RASANTE ALMA EXTERIOR	0.233603	
COEFICIENTE RASANTE ALMA INTERIOR	0.121825	

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	1	TRIAN	4.1	0	1.4	0	0	0
A	1	RECT	1.264141	0.571719	1.114141	0.722733	0.805226	0.2066
B	1	TRIAN, INV	0.085859	0.171719	0.94276	0.007372	0.00695	0.000844
C	1	RECT	0.085859	0.4	1.2	0.034344	0.041212	0.012766
D	1	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.3025	0.346867	0.096312
E	1	RECT	2.75	0.18	1.31	0.495	0.64845	0.238451
F	-0.5	CIRCULO	1.046231	0.380146	1.218009	-0.16767	-0.20423	-0.06535
		(fi CIRCULC	2.513677	rad)				
					1.17945	1.394275	1.644478	0.489625

SECCION SOBRE FIBRA NEUTRA
PRIMER ALIGERAMIENTO

AREA	1.394275	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.22055	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-1.17945	m
MOMENTO ESTATICO	0.489625	m3
COEFICIENTE DE RASANTE SOBRE 1 ALIGERAMIENTO	0.031487	

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	0	TRIAN	14	0	1.4	0	0	0
A	1	RECT	7.5	0.828281	0.414141	6.21211	2.572687	-2.57269
B	2	TRIAN, INV	0.414141	0.828281	0.552188	0.343025	0.189414	-0.09471
C	0	RECT	0.414141	0.4	1.2	0	0	0
D	0	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0	0	0
E	0	RECT	2.75	0.18	1.31	0	0	0
F	-5	CIRCULO	1.069661	0.678281	0.534159	-3.07493	-1.6425	0.904406
		(fi CIRCULC	3.612407	rad)				
					0.321706	3.480208	1.119603	-1.76299

SECCION BAJO FIBRA NEUTRA

AREA	3.480208	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	1.078294	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-0.32171	m
MOMENTO ESTATICO	-1.76299	m3

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	0	TRIAN	14	0	1.4	0	0	0
A	1	RECT	0.85	0.828281	0.414141	0.704039	0.291571	-0.29157
B	1	TRIAN, INV	0.414141	0.828281	0.552188	0.171512	0.094707	-0.04735
C	0	RECT	0.414141	0.4	1.2	0	0	0
D	0	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0	0	0
E	0	RECT	2.75	0.18	1.31	0	0	0
F	-0.5	CIRCULO	1.069661	0.678281	0.534159	-0.30749	-0.16425	0.090441
		(fi CIRCULC	3.612407	rad)				
					0.390855	0.568059	0.222028	-0.24848

SECCION BAJO FIBRA NEUTRA
PRIMER ALIGERAMIENTO

AREA	0.568059	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	1.009145	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-0.39085	m
MOMENTO ESTATICO	-0.24848	m3
COEFICIENTE DE RASANTE BAJO 1 ALIGERAMIENTO	-0.09907	

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	1	TRIAN	2.75	0	1.4	0	0	0
D	1	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.3025	0.346867	0.096312
E	1	RECT	2.75	0.18	1.31	0.495	0.64845	0.238451
					1.248046	0.7975	0.995317	0.334762

SECCION DE VOLADIZO

AREA	0.7975	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.151954	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-1.24805	m
MOMENTO ESTATICO	0.334762	m3
COEFICIENTE DE RASANTE DE VOLADIZO	0.181245	

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL TABLERO, SECCION TIPO SIN ALIGERAR

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)^2	I
	1	TRIAN	14	0	1.4	0	0	0	0
A	1	RECT	7.5	1.4	0.7	10.5	7.35	0.06953	1.715
B	2	TRIAN, INV	0.5	1	0.666667	0.5	0.333333	0.006579	0.027778
C	2	RECT	0.5	0.4	1.2	0.4	0.48	0.070099	0.005333
D	2	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.605	0.693733	0.08073	0.001627
E	2	RECT	2.75	0.18	1.31	0.99	1.2969	0.27665	0.002673
					0.781375	12.995	10.15397		2.255998

AREA	12.995	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.618625	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-0.78137	m
MOMENTO DE INERCIA	2.255998	m4

	NUM	TIPO	ANCHO	ALTO	Y	AREA	A*Y	A*(Y-YG)
	1	TRIAN	2.75	0	1.4	0	0	0
D	1	TRIAN, INV	2.75	0.22	1.146667	0.3025	0.346867	0.110501
E	1	RECT	2.75	0.18	1.31	0.495	0.64845	0.261669
					1.248046	0.7975	0.995317	0.37217

SECCION DE VOLADIZO

AREA	0.7975	m2
PROFUNDIDAD DEL CENTRO DE GRAVEDAD	0.151954	m
ALTURA DEL CENTRO DE GRAVEDAD	-1.24805	m
MOMENTO ESTATICO	0.37217	m3
COEFICIENTE DE RASANTE DE VOLADIZO	0.164969	

L.A.V. ZARAGOZA - LLEIDA. PUENTE SOBRE EL CANAL DE CATALUÑA Y ARAGON.

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL TABLERO, SECCION TIPO ALIGERADA. SENTIDO TRANSVERSAL.

ANCHO DEL TABLERO =	14	m
CANTO DEL TABLERO =	1.4	m
LONGITUD DE VOLADIZO =	2.75	m
ESPESOR EXTREMO VOLADIZO =	0.18	m
ESPESOR FINAL VOLADIZO =	0.4	m
ANCHO INFERIOR DEL TABLERO	7.5	m
NUMERO DE ALIGERAMIENTOS =	5	
DIAMETRO DE ALIGERAMIENTOS	1.1	m
BOMBEO =	0	%

SEPARACION = 0.35 m

	NUM	TIPO	ALTO	ANCHO	Y	AREA	A*Y^2	I
	2	TRIAN	7	0	2.333333	0	0	0
A	1	RECT	7.5	1.4	0	10.5	0	49.21875
B	2	TRIAN, INV	0.5	1	3.916667	0.5	7.670139	0.006944
C	2	RECT	0.5	0.4	4	0.4	6.4	0.008333
D	2	TRIAN, INV	2.75	0.22	5.166667	0.605	16.15014	0.254184
E	2	RECT	2.75	0.18	5.625	0.99	31.32422	0.623906
F	-5	CIRCULO	1.1	1.1	0.725	-4.75166	-2.49759	-0.35934
						8.243341		108.7997

AREA	8.243341	m2
MOMENTO DE INERCIA	108.7997	m4

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL TABLERO, SECCION TIPO SIN ALIGERAR. SENTIDO TRANSVERSAL.

	NUM	TIPO	ALTO	ANCHO	Y	AREA	A*Y^2	I
	2	TRIAN	7	0	2.333333	0	0	0
A	1	RECT	7.5	1.4	0	10.5	0	49.21875
B	2	TRIAN, INV	0.5	1	3.916667	0.5	7.670139	0.006944
C	2	RECT	0.5	0.4	4	0.4	6.4	0.008333
D	2	TRIAN, INV	2.75	0.22	5.166667	0.605	16.15014	0.254184
E	2	RECT	2.75	0.18	5.625	0.99	31.32422	0.623906
						12.995		111.6566

AREA	12.995	m2
MOMENTO DE INERCIA	111.6566	m4

PESO PROPIO

$f_c = 2,5 t/m^3$

Sección aligerado: $8,2433 \times 2,5 = 20,6 t/m$

Sección maciza: $12,995 \times 2,5 = 32,5 t/m$

CARGAS PERMANENTES

hormigón de tablero: $19,6 \times 5,30 \times 2/100/2 \times 2,5$		1,40 t/m
2 carriles de rodadura	$2 \times 4,74$	9,48 t/m
barreras y barandillas	$2 \times 0,05$	0,10 t/m
aceras	$2 \times 1,15 \times 0,25 \times 2,5 =$	1,44 t/m
canaletas	$2 \times 0,70 \times 0,5 =$	0,70 t/m
		13,12 t/m

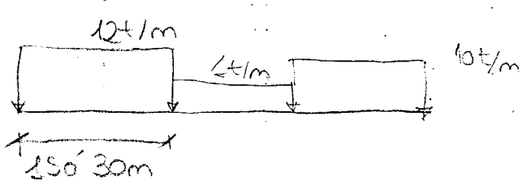
SOBRECARGAS

En paseos $0,400 \times (14 - 9,535) = 1,786 t/m$

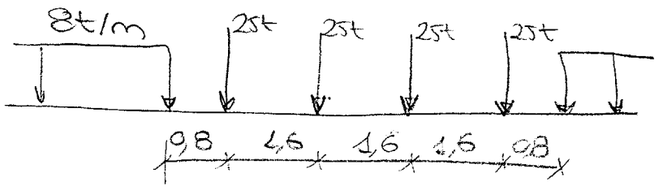
Tren A (por circulación)



Tren B (por circulación)



Tren UIC (por circulación)



COEFICIENTES DE IMPACTO

$V = 200 km/h = 55,5 m/s$

$I = 65 \frac{\mu}{1 - \mu + \mu^2}$ siendo $\mu = \frac{V \times T}{2L}$

$T = 0,11347$ seg obtenido del cálculo de frecuencias propias en el programa SAP90

V = velocidad de paso del tren

L = luz del elemento en estudio = 15,50m

$\mu = \frac{55,5 \times 0,11347}{2 \times 15,5} = 0,203$

$I = 15,75$

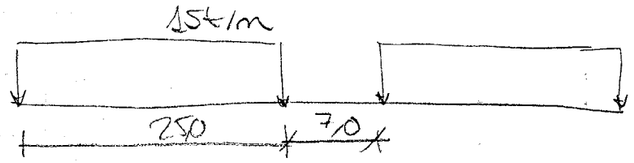
$V = 350 km/h$ en líneas en mantenimiento de alta calidad

para momentos $\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,82$

para cortantes $\phi_1 = \frac{0,96}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,88$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Transporte pesado UIC SW-2



Se puede combinar 1 carga UIC y 1 transporte pesado

Reparto local de cargas

Se supone un reparto a 45° → la carga de rueda se puede repartir en el ancho del tablero.

Reducción de sobrecarga

Al ser dos vías se contabiliza el total de la sobrecarga.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

longitud característica L_ϕ

tablero

$$L_\phi = \frac{1}{2}(15,5+16,5)\times 1,2 = 19,2\,m$$

traviesa de pila

$$L_\phi = 2\times 6 = 12\,m$$

traviesa de vano

$$L_\phi = 4\,m$$

elemento	$L_{tot\,\phi}$	ϕ momentos	ϕ cortantes
tablero	19,2	1,16	1,25
traviesa pila	12	1,26	1,39
traviesa vano	4	1,62	1,93

El coeficiente de impacto se aplica al cálculo de esfuerzos en el tablero, pero no al de apoyos, estribos y pilas.

Tampoco se aplica a esfuerzos de frenado y fuerza centrífuga.

Sí se aplica al cálculo de deformaciones.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

EMPUJES DEL TERRENO

$K_{activo} = 0,33 \;/\; 0,27$

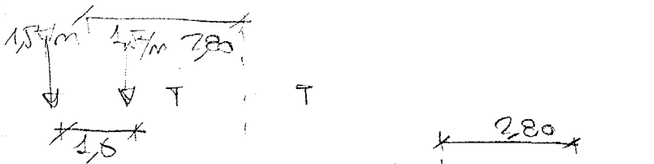
Sobrecarga en trasdós de estribos $3 t/m^2$

DESCARRILAMIENTO $\gamma_f = 1,0$

$\gamma_m = 1,1$

Caso A No datos permanentes

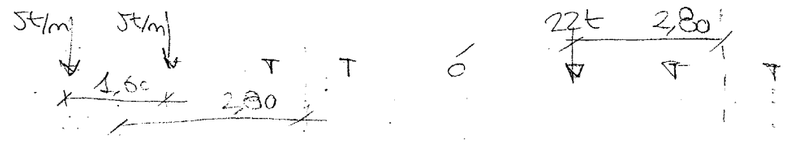
- Dos cargas lineales 1,5t/m cada una distantes 1,6m



- 1 carga puntual de 10t

No se considera ni choque ni viento lateral.

Caso B No datos personales. Se pueden admitir datos locales.



Caso C Sob para la estabilidad del conjunto

- 12t/m en una longitud de 30m en el borde de la construcción.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RETRACCION Y FLUENCIA

Deformación por retracción 0,23mm/m

Deformación horizontal total (elástica(retracción, fluencia) 0,50 mm/m

Coeficiente fluencia desde 28 días 2,45

A considerar: en acciones horizontales $0,5/2,45 = 0,20$

TEMPERATURA

$\Delta t = 20 - 0,75\sqrt{h}$

$h = \frac{A}{P/2} = \frac{82,433}{2961/2} = 0 \quad \Delta t = 14,4°C$

Gradiente térmico 5°C

Esfuerzo de dilatación del carril 50t/carril.

↳ no se considera al disponerse en los carriles aparatos de dilatación fuera de la estructura en los estribos

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Frenado y arranque

M. FOMENTO: 1/8 de peso del tren tipo
Para la 2ª vía se considera el 90% del esfuerzo

UIC: Frenado: 0,25 de la fuerza vertical del esquema UIC
Arranque $66 + 0{,}125 \times (L-30)$ toneladas
Se toma frenado en una vía y arranque en la segunda actuando simultáneamente y en el mismo sentido

Fuerza centrífuga

$F_C = Q \times V^2 / 127 \times r$

$Q_{max} = 2 \times 12 = 24$ t/m
$V = 350$ km/h
$r = 32.440$ m

$\Big\}$ $F_{C,max} = 0{,}71$ t/m actuando a 1,80 m sobre la vía

Efecto tren

M. Fomento: 5t actuando en la altura superior del carril

UIC: 10t

Empuje de serpentines

0,15 kg/m a 1,25 c. sup. del tablero : M FOMENTO
0,08 kg/m : UIC.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

VIENTO

presión bárica 0,2 t/m²

Superficie de viento

		h
lado de barlovento	3,4+0,4+9,5	-0,25
banco barlovento	0,70	0,35
cuadrante sotavento	0,40	0,20
barandilla	0,50	0,35
	3,9 m²/m	
tren	3,5 m²/m	2,45
	A = 7,4 m²/m	hag 1,16 m

W = 0,2 × A = 1,48 t/m

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Viento según UIC

Para condiciones medias $H \leq 20m$

$s = 1,5$
$V_m = 100 km/h$ } $q = 0,1125 t/m^2$ presión dinámica.

Coeficiente c

$$\frac{B}{h} = \frac{14}{2,3} = 6,09 \qquad c = 1,6 - \frac{1}{20} \times \frac{B}{h} = 1,30$$

$$W = 1,30 \times 0,1125 = 0,146 t/m^2$$

Sobre el tren

$c = 1,5$
$h = 3,50m$ } $W = 1,50 \times 0,1125 = 0,17 t/m^2$

Las cargas de viento de UIC son en general menores que las definidas en las normas del Ministerio de Fomento.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

COMBINACIONES DE CARGA

HIPOTESIS I

Cargas permanentes + sobrecargas

$\gamma_f = 1,60$

HIPOTESIS II

Cargas permanentes + sobrecargas + viento

$\gamma_f = 1,44$

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE	

DATOS DE ENTRADA EN PROGRAMA FUENTE

SECCION CTE, ALIGERADA

(TRAMO DE SECCION MALLA DE CANTO 1/20)

$E = 3.800.000\ t/m^2$

peso específico hormigón $2,5\ t/m^3$

SUPERESTRUCTURA

$13,12\ t/m$

SOBRECARGA TREN B

$q = (1,786 + 2 \times 12 \times 1,243)/14 = 2,26\ t/m^2$

$\times 1,16 = 2,12\ t/m^2$

↑ valor correcto

SOBRECARGA UIC+SW2

$q = (1,786 + (8+15) \times 1,16)/14 = 2,03\ t/m^2 <$ TREN B

Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:	HOJA	DE

3. PRETENSADO

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE	

Se disponen 6 tendons de pretensado compuestos por 25 cables ϕ 0,6" cada uno

De este manera tenemos de tensions pésimas:

Sección pila, estado final

Sobre sección aligerada: $\sigma_{sup} = -6\ kg/cm^2$ con sobrecarga A)

$\sigma_{sup} = -15\ kg/cm^2$ con sobrecarga + $0,6 \times 5°C$ gradiente B)

$\sigma_{sup} = -21\ kg/cm^2$ con sobrecarga + $+ 5°C$ gradiente C)

Sobre sección maciza: $\sigma_{sup} = -9\ kg/cm^2$ A)

$\sigma_{sup} = -17\ kg/cm^2$ B)

$\sigma_{sup} = -23\ kg/cm^2$ C)

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE	

Pretensado inicial

1ª fase de pretensado 40% + 5°C de gradiente sin tracciones

2ª fase de pretensado 100%

Sección de pila sobre sección aligerado

$\sigma_{inf} = 8\ kg/cm^2$ sin gradiente sin superestructura A)

$\sigma_{inf} = -9\ kg/cm^2$ con gradiente " B)

$\sigma_{inf} = -3\ kg/cm^2$ con gradiente con 28% superestructura C)

$\sigma_{inf} = 10\ kg/cm^2$ con gradiente con 100% SE D)

Sección de pila sobre sección maciza

$\sigma_{inf} = -2\ kg/cm^2$ A)

$\sigma_{inf} = -15\ kg/cm^2$ B)

$\sigma_{inf} = -11\ kg/cm^2$ C)

$\sigma_{inf} = 0\ kg/cm^2$ D)

C1) con 28% superestructura + $0,5 \times 5°C$ gradiente

$\sigma_{inf} = -4\ kg/cm^2$

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

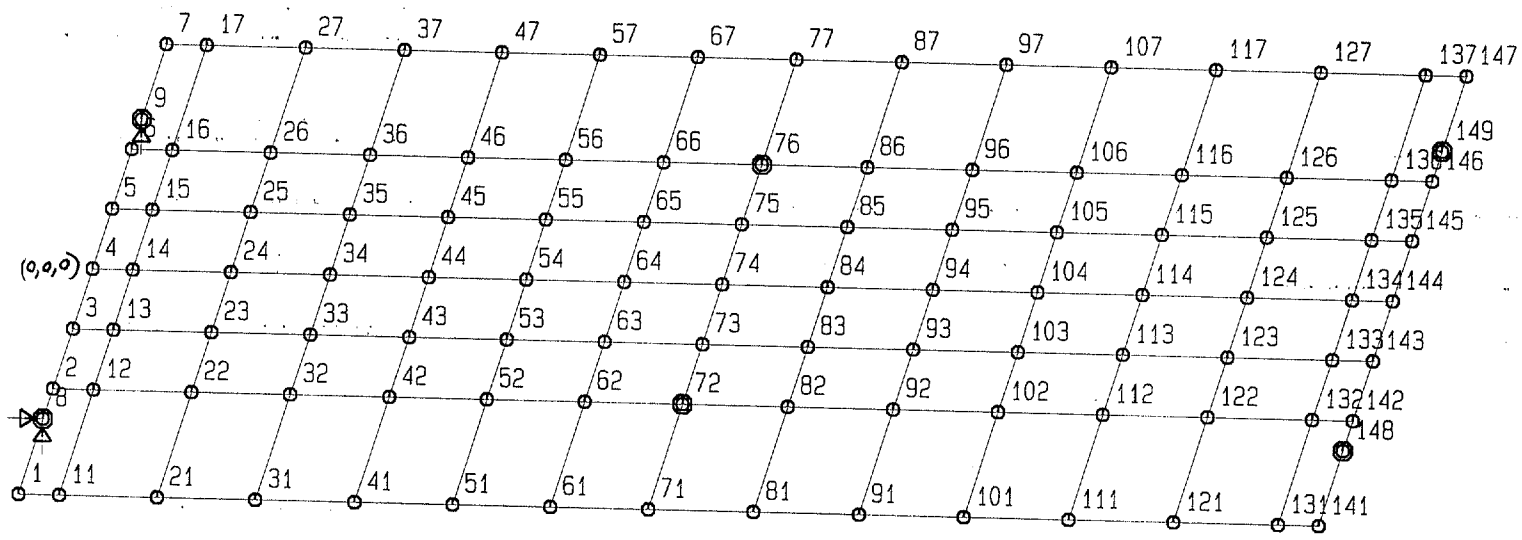
4. OBTENCION DE ESFUERZOS

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

Para la obtención de esfuerzos se utilizan distintos tipos de modelización que se adaptan bien a los distintos naturaleza de cargas actuantes y esfuerzos que producen

EMPARRILLADO

1. peso propio
2. Cargas permanentes
3. Sobrecargas en paseos. VANO 1 lado DCHO
4. " " VANO 2 lado DCHO
5. " " VANO 1 lado IZDO
6. " " VANO 2 lado IZDO
7. tren unitario 1t/m VANO 1 lado DCHO
8. VANO 2 lado DCHO
9. VANO 1 lado IZDO
10. VANO 2 lado IZDO
11. incremento UIC VANO 1 lado DCHO (ρ=6,4 3barras)
12. incremento UIC VANO 2 lado DCHO
13. " VANO 1 lado IZDO
14. " VANO 2 lado IZDO
15. pretensado final (con signo contrario en los listados)

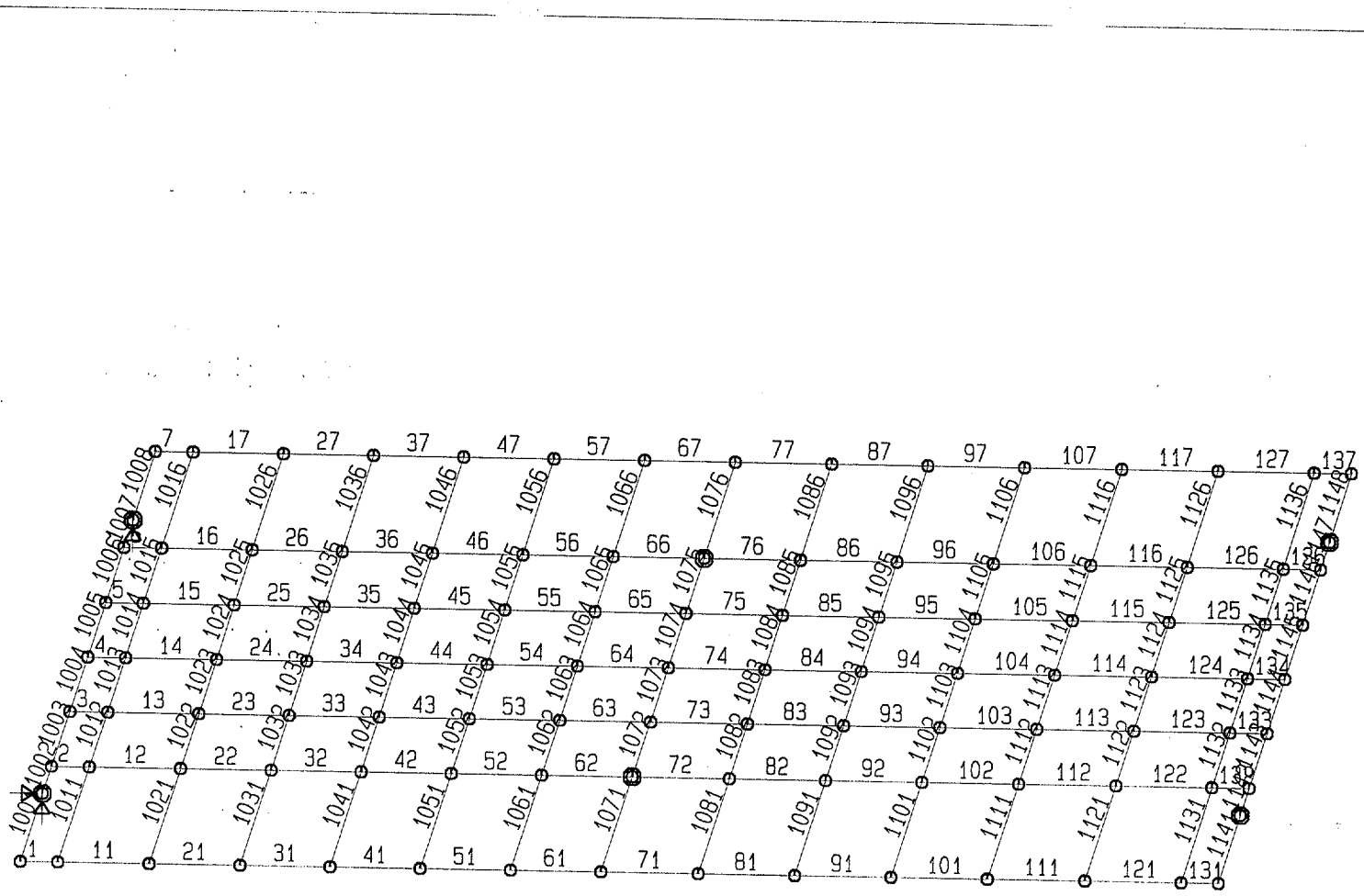


Y
X

W\LAV
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
WIRE FRAME

SAP90



Y
X

W\LAV
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

Se hace uso de emparrillados simplificados que representan el tablero con una sola barra para representar los efectos de algunas solicitaciones.

A continuación se enumeran y se describen algunas de las solicitaciones calculadas.

- Solicitaciones que dan lugar fundamentalmente a momentos flectores: peso propio
  cargas permanentes
  pretensado
  gradiente 5ºC

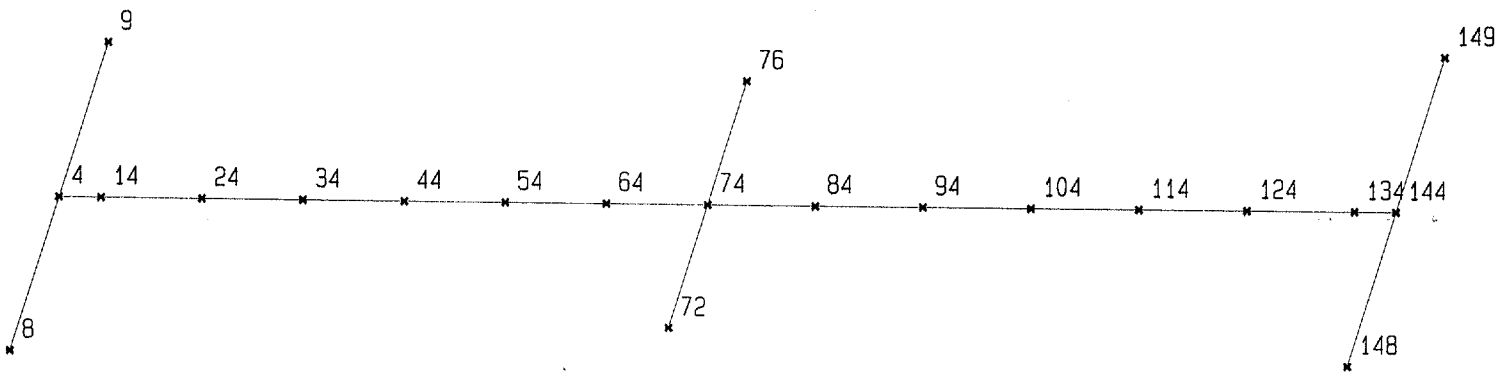
Los resultados obtenidos se han utilizado fundamentalmente para la comprobación de los esfuerzos ya conseguidos con los modelos anteriores: emparrillado y viga continua.

- Solicitaciones que dan lugar fundamentalmente a torsiones sobre el tablero y reacción transversales en apoyos: fuerza centrífuga
  efecto lazo (5 ton)
  ripado
  empuje sobre barandillas
  viento

- Solicitaciones que darán lugar a reacciones horizontales longitudinales:
  incremento uniforme de temperatura
  retardo (según Ministerio Fomento)
  retracción y fluencia

En estos emparrillados simplificados se han introducido las coacciones de apoyo como muelles. Las constantes de los muelles se han tomado según apoyos de neopreno zunchado que se dimensionaron inicialmente.

En una fase posterior se dispondrán apoyos de neopreno confinado como se describe en las bases de cálculo y se redimensionarán los apoyos, pilas y estribos para la nueva disposición de apoyos.

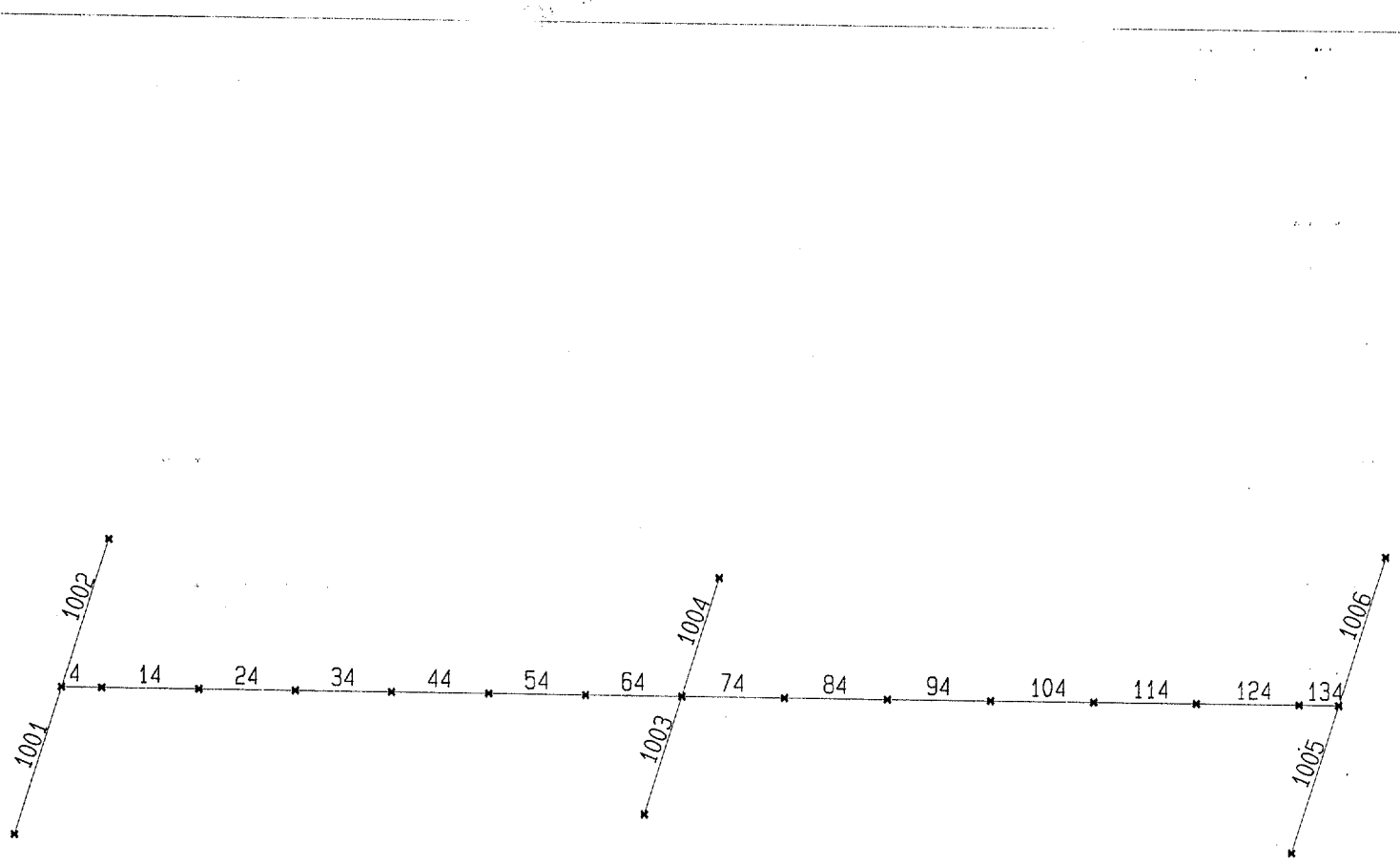


Y
X

W\LAVR
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ALL JOINTS
WIRE FRAME

SAP90



Y
X

W\LAVR
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
ALL JOINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

PREDIMENSIONAMIENTO APOYOS PILAS

Reacciones del programa puente

$R_{max} = 612,28 + 262,47 + 632,98 = 1307,73t$

$R_{max}/1,75 = 747t$ / del empotrado $R = 744,7t - 2\times124,5 = 495,7$

$2\times\phi700\times90$ (65 goma neta)

$N_{capas} = 5\,7\,7$

$W_{capas} = 45,5mm$ (anteior 35,0 mm)

$$K_{apoyo} = \frac{A\times G}{e}$$

G = módulo de deformación transversal

frente a acciones rápidas = $20 kg/cm^2$

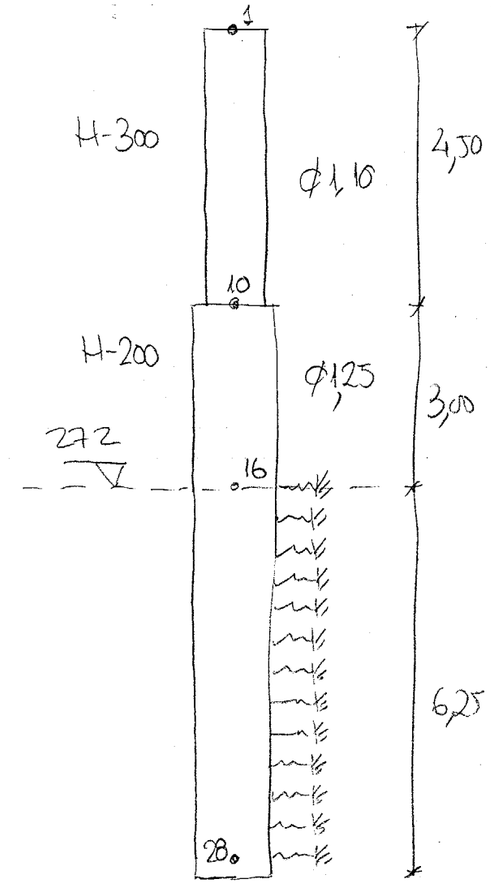
frente a acciones lentas = $10 kg/cm^2$

$K_{rapida} = 1184 t/m$

$K_{lenta} = 592 t/m$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

OBTENCION DE LA RIGIDEZ CONJUNTA PILA-PILOTE. INTERACCION PILOTE-TERRENO



$$K_{muelle} = \frac{5146,8\times Dp}{Dp}\ kg/cm^2 \times \Delta h = 51468 t/m^2 \times \Delta h$$

$\Delta h = 0,5m \quad K_m = 25734 t/m$

$\Delta h = 0,25m \quad K_m = 12867 t/m$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

$$K_{pila-pilote} = \frac{100}{0,106325} = 940,5\ t/m$$

$$K_{conj} = \frac{1}{\frac{1}{K_{apoyo}} + \frac{1}{K_{p-p}}}$$

$K_{rapida} = 524\ t/m$

$K_{lenta} = 363\ t/m$

$$\text{longitud elástica del pilote} = \sqrt[4]{3\frac{EI}{E_T}} = \sqrt[4]{3 \times \frac{255.000 \times 1PB4225}{4000}} = 2,2\ m$$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

PREDIMENSIONAMIENTO APOYOS ESTRIBOS

Reacción del programa puente

$R_{max} = 130,9t + 82,78 + 227,47 = 440,28t$

$R_{max}/1,75 = 251,6t$ / del empotrado $R_{max} = 189,7t + 2 \times 53,9 = 297,5t$

2# 400x500x84 (60 goma neto)

$N_{adm} = 30t$

$W_{adm} = 42,0\ mm$

$R_{min} = 117,15 + 74,58 - 35,78 = 155,95t$

$R_{min}/2 = 78t$

$\sigma_{min,real} = \frac{78000}{40 \times 50} = 39\ kg/cm^2 > 20\ kg/cm^2$

$K_{apoyo} = \frac{0,4 \times 0,5 \times G}{0,060}$

$G_{rápido} = 20\ kg/cm^2$ $K_{rápido} = 666,7\ t/m$

$G_{lento} = 10\ kg/cm^2$ $K_{lenta} = 333,3\ t/m$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RIGIDEZ DE ESTRIBOS (en sentido longitudinal)

$$\frac{1}{K_{TOT}} = \frac{8^3}{3 \times 190.000 \sqrt{250} \times 44 \times \frac{1,40^3}{12}} = \frac{1}{56351,5}$$

$$K_{rapida,TOT} = \frac{1}{\frac{1}{56304,5} + \frac{1}{2 \times 8163}} = 158 \neq t/m$$

$$K_{lenta,TOT} = \frac{1}{\frac{1}{56351,5} + \frac{1}{2 \times 408,2}} = 805 t/m$$

Los estribos se considerarán como totalmente rígidos.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

EMPARRILLADO SIMPLIFICADO CON MUELLES K lenta (LAVL)

1. peso propio
2. cargas permanentes
3. Pretensado
4. Retracción y fluencia

Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

EMPARRILLADO SIMPLIFICADO CON MUELLES K rapida.

LAVR

1. gradiente 5°C
2. fuerte centrífuga
3. efecto lato
4. ripado
5. empuje baranditas
6. viento
7. Temperatura uniforme
8. Frenado

COEFICIENTES DE IMPACTO

RENFE $I = 15,75$

UIC	Lut equivalente	Ø momentos	Ø cortantes
Tablero	19,2	1,16	1,25
Traviesa Pila	12	1,26	1,39
Traviesa Estribo	4	1,62	1,93

No se aplica a esfuerzos debidos al frenado y fuerza centrífuga

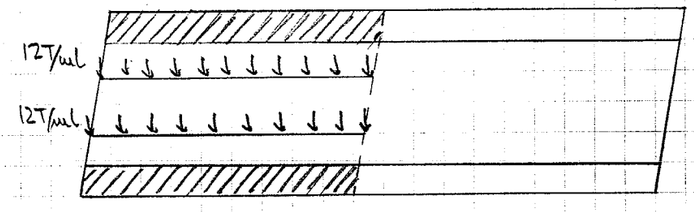
Si se aplica al cálculo de deformaciones

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Momento máximo positivo en vano 1 ($L = 15,50$ m)

Cortante máximo en apoyo 1 vano 1

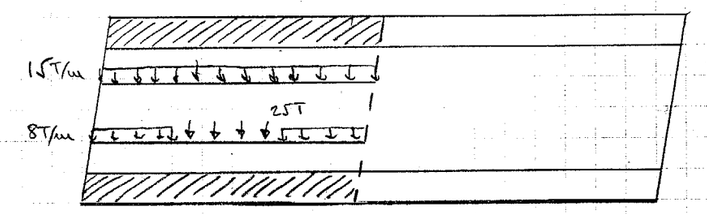
RENFE -



Zona cargada
Sobrecargas

Combinación - $H1 + H2 + H3 + H5 + \underbrace{12 \times H7 + 12 \times H9}_{1,1575} + (-1)\,H15$

UIC -

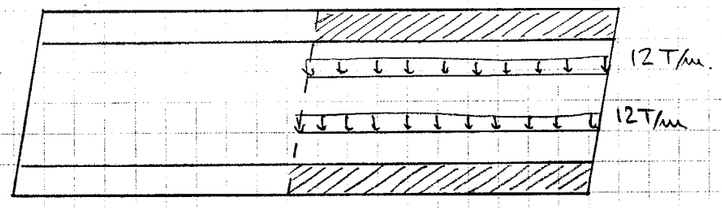


Combinación - $H1 + H2 + H3 + H5 + \underbrace{8 \times H7 + 15 \times H9 + H11}_{1,16\ \ 1,25} + (-1) \times 15$

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

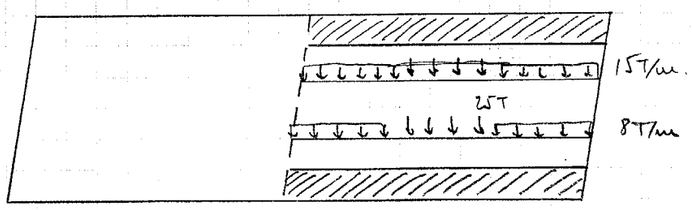
Momento máximo positivo en vano 2 ($L = 16{,}50$)
Cortante máximo en apoyo 2 vano 2

RENFE:



Combinación = $H1 + H2 + H4 + H6 + 12 \times H8 + 12 \times H10 + (-1) \times H15$

UIC:

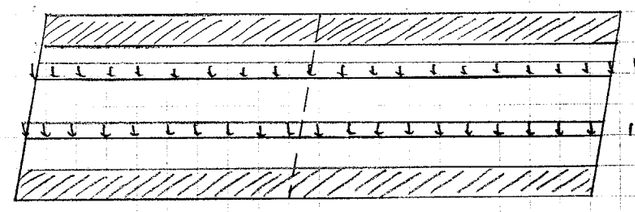


Combinación = $H1 + H2 + H4 + H6 + 8 \times H8 + 15 \times H10 + H12 + (-1) \times 15$

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

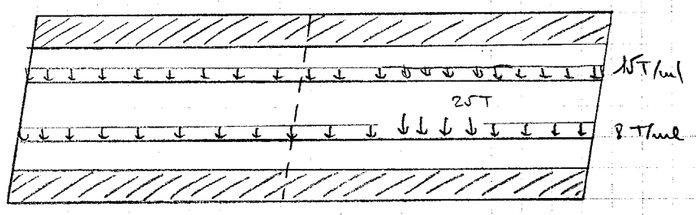
Momento negativo en apoyo central
Cortante máximo en apoyo central

RENFE:



Combinación = $H1 + H2 + H3 + H4 + H5 + H6 + 12 \times (H7 + H8 + H9 + H10) + (-1) \times H15$

UIC

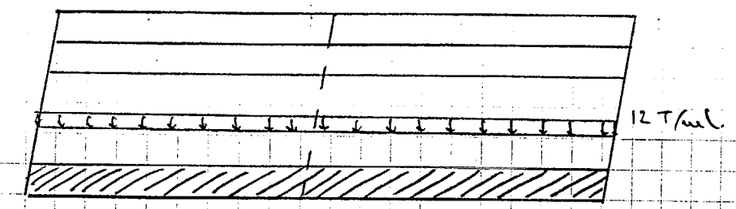


Combinación = $H1 + H2 + H3 + H4 + H5 + H6 + 8 (H7 + H8) + 15 (H9 + H10) + H12 + (-1) \times 15$

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

Momento torsor máximo.

RENFE



Combinación 7 = H1 + H2 + H3 + H4 + 12 (H7 + H8) + (-1) H15

Oficina Técnica

PROYECTO: .....

ASUNTO: .....

ESCRITO POR: ..... FECHA: .....

REVISADO POR: ..... FECHA: .....

HOJA ..... DE .....

5. ARMADURA PASIVA DE TABLERO

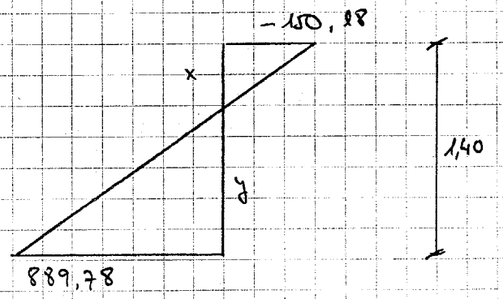
Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO: ARMADURA LONGITUDINAL.

ESCRITO POR: FECHA: REVISADO POR: FECHA: HOJA DE

Art. 51.5.1

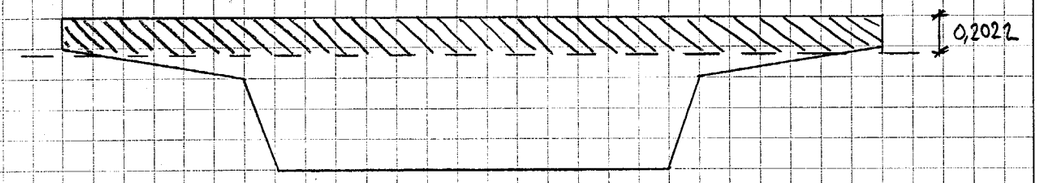


$$\frac{150,18}{x} = \frac{889,78}{y} \qquad x + y = 1,40$$

$$\left(\frac{150,18}{889,78} + 1\right) y = 1,40$$

$y = 1,1978$ m

$x = 0,2022$ m



El area rayada vale - $A = 2,8246\ m^2$

$(A_s + A_p) \geq \frac{A_{ct}}{200}$, A_p en la sección rayada = 0

$A_s \geq \frac{A_{ct}}{200} = \frac{2,8246}{200} \Rightarrow A_s \geq 141,23\ cm^2$

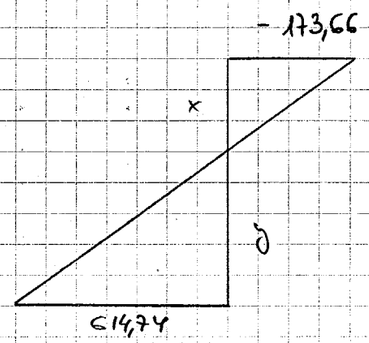
71 Ø16 en los 14 m. de ancho del tablero.

Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO: ARMADURA LONGITUDINAL.

ESCRITO POR: FECHA: REVISADO POR: FECHA: HOJA DE



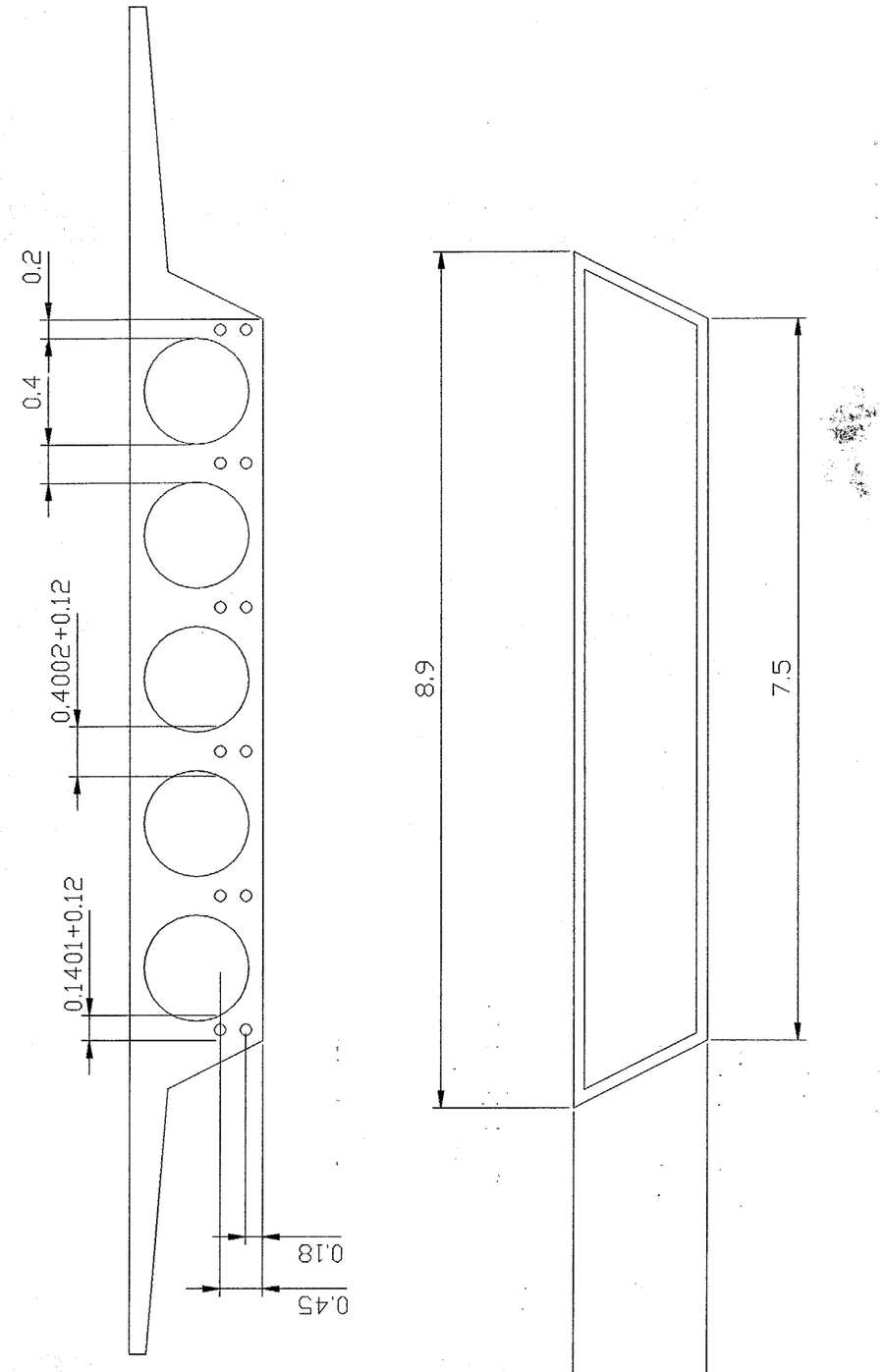
$x = 0,3084$ m

$y = 1,0916$ m

$A_{ct} = 4,1115\ m^2$

$A_s \geq 205,575\ cm^2$

$\frac{205,575}{14} = 14,684\ cm^2/m \rightarrow$ Ø20 a 20 $(15,708\ cm^2/m)$



Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO: CORTANTE + TORSION

ESCRITO POR: FECHA:

REVISADO POR: FECHA:

HOJA DE

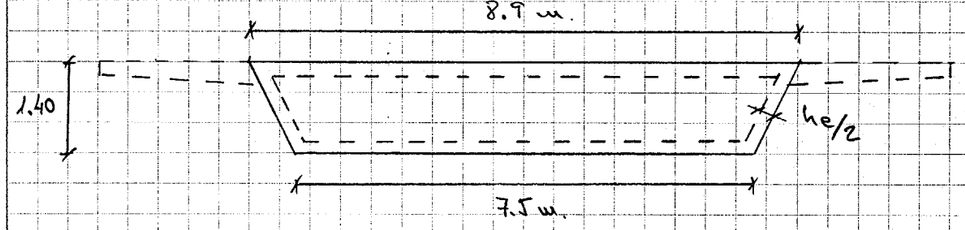
Torsión Momento torsor de agotamiento del hormigón.

Art. 48.2.2.

$$h_e = \frac{b - 2c_o}{5} \not> \frac{b}{6}$$

$$h_e = \frac{(1{,}40 - 2 \cdot 0{,}04)}{5} = 0{,}264\,m \not> \frac{b}{6} = 0{,}233\,m$$

$$\boxed{h_e = 0{,}233\,m}$$



$$A_e = [(8{,}9 - h_e) + (7{,}5 - h_e)] \times 0{,}5 \times (1{,}40 - h_e) = 9{,}3\,m^2$$

$$u = 8{,}9 - h_e + 7{,}5 - h_e + 2(1{,}4 - h_e) = 18{,}27\,m$$

La condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$T_{u1} = 0{,}36\, f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \quad , \text{con} \quad 0{,}36 f_{cd} \not> 9\ N/mm^2$$

$$0{,}36\, f_{cd} = 0{,}36 \cdot \frac{400}{1{,}5} = 96\ kg/cm^2 \not> 90$$

$$T_{u1} = 900 \times 9{,}3 \times 0{,}233 \Rightarrow \quad \boxed{T_{u1} = 1950{,}21\ m.T}$$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: CORTANTE + TORSION.

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Cálculo de θ: ángulo de inclinación de las fisuras oblicuas posibles en el hormigón.

Sección tipo sin aligerar: $A = 12,995\ m^2$

Sección tipo aligerada: $A = 8,2433\ m^2$

$f_{ct,k} = 4,5\sqrt[3]{400^2} \Rightarrow f_{ct,k} = 244,2976\ T/m^2$

En sección aligerada:

1) Axil permanente de pretensado: $N = 2798,3\ T$

$A = 8,2433\ m^2$

Tensión en la fibra neutra: $\sigma_{fN} = 339,464\ T/m^2$

$\cot g\,\theta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{fN}}{f_{ctk}}} = 1,1458 \Rightarrow \theta = 32,9°$

2) Axil permanente de pretensado $\Rightarrow$ $N = 2686,1\ T$

$A = 8,2433\ m^2$

$\sigma_{fN} = 325,85\ T/m^2$

$\theta = 33,21°$

En sección sin aligerar:

Axil permanente de pretensado: $N = 2735,6\ T$

$A = 12,995\ m^2$

$\sigma_{fN} = 210,51\ T/m^2$

$\theta = 36,24°$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: CORTANTE + TORSION.

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Cortante - Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma

48.1.3.4.

$$V_{u1} = 0,60\, f_{cd}\, \text{sen}^2\theta\, (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta)\, b_0 \cdot d$$

$\alpha = 90° \rightarrow \cot g\,\alpha = 0$

$\theta = 33° \rightarrow \text{sen}^2\theta = 0,2966$

$\cot g\,\theta = 1,54$

$0,60 \cdot f_{cd} = 0,60 \times \frac{400}{1,5} = 160\ kg/cm^2 \rightarrow 1600\ T/m^2$

$d = 1,4 - 0,03 = 1,37$

En sección maciza - $b_0 = 7,5\ m$

En sección aligerada - $b_0 = 1,881\ m$

$\phi_{vaina} = 12cm \rightarrow 0,4 \times 4 + 0,2 \times 2 = 2\ m$

$0,4002 \times 4 + 0,1401 \times 2 = 1,881\ m$

En sección maciza $\rightarrow$ $V_{u1} = 7509,2\ T$

En sección aligerada $\rightarrow$ $V_{u1} = 1883,307\ T$

CORTANTES MAYORADOS

X	PRETENS	PP + CP	Q +	Q -	R+	R-	Sum * 1.6	Pret * 1.1/.9	Abs. suma
0	329.163	-194.893	36.72075	**-226.149**	-19.316	**-27.9**	-718.308	296.247	422.0609
1	256.15	-161.162	36.7365	**-195.634**	-19.316	**-27.9**	-615.514	230.535	384.979
3.417	81.191	-79.653	36.7205	**-121.828**	-19.316	**-27.9**	-367.009	73.072	293.9369
5.833	-114.23	1.854	36.69875	**-32.522**	-19.316	**-27.9**	-93.7088	-125.653	219.3618
8.25	-167.022	83.365	**91.687**	32.61537	**-19.316**	-27.9	249.1776	-150.320	98.8578
10.667	-213.782	164.875	**165.4935**	32.61337	**-19.316**	-27.9	497.684	-192.404	305.2802
13.083	-304.86	246.384	**239.2938**	32.64015	**-19.316**	-27.9	746.1789	-274.374	471.8049
15.49	-148.055	327.894	**313.0985**	32.64015	**-19.316**	-27.9	994.6824	-133.250	861.4329
15.51	139.052	-340.729	-25.4072	**-325.474**	26.173	**18.181**	-1036.83	125.147	911.6876
18.083	244.659	-253.596	-25.3913	**-246.584**	26.173	**18.181**	-771.198	220.193	551.0053
20.667	200.695	-166.466	-25.4211	**-167.726**	26.173	**18.181**	-505.617	180.626	324.9913
23.25	158.872	-79.335	-25.4072	**-88.8223**	26.173	**18.181**	-239.962	142.985	96.9772
25.833	89.654	7.796	**33.91075**	-28.6668	**26.173**	18.181	108.6076	80.689	189.2962
28.417	-79.389	94.928	**129.3605**	-28.6268	**26.173**	18.181	400.7384	-71.450	329.2883
31	-251.607	182.056	**208.2177**	-28.6268	**26.173**	18.181	666.3148	-226.446	439.8685
32	-301.51	215.784	**238.7825**	-28.6268	**26.173**	18.181	769.1832	-271.359	497.8242

TORSORES ASOCIADOS A LOS CORTANTES MÁXIMOS

X	PRETENS	PP + CP	Tq	Tr	Sum * 1.6	Pret * 1.1/.9	Abs. suma
0	44.09961	-29.115	-196.007	-70.900	-473.635	39.689649	433.9451
1	44.10371	-29.1156	-170.847	-42.289	-387.603	39.693339	347.9097
3.417	44.09722	-29.1137	-123.661	-13.678	-266.324	39.687498	226.6367
5.833	44.10282	-29.1184	-110.226	14.933	-199.058	39.692538	159.3659
8.25	44.10076	-29.1168	-41.2494	-0.814	-113.888	39.690684	74.19757
10.667	44.09997	-29.1114	-89.6075	-29.425	-237.03	39.689973	197.3403
13.083	44.10412	-29.12	-141.456	-58.036	-365.779	39.693708	326.0855
15.49	44.10112	-29.1159	-182.555	-58.036	-431.531	48.511232	383.0198
15.51	46.71356	-45.9986	-203.592	-57.756	-491.754	42.042204	449.7116
18.083	46.71171	-46.0023	-148.36	-29.145	-357.612	42.040539	315.571
20.667	46.71354	-46.0082	-97.2546	-0.534	-230.075	42.042186	188.0327
23.25	46.71084	-46.0063	-49.7315	28.077	-108.257	42.039756	66.21757
25.833	46.70964	-46.0047	-120.802	-13.948	-289.207	42.038676	247.1685
28.417	46.70708	-46.0078	-138.858	-42.559	-363.88	42.036372	321.8432
31	46.7123	-46.0062	-191.513	-71.170	-493.902	42.04107	451.8612
32	46.7123	-46.0062	-208.51	-71.17	-521.097	42.04107	479.0562

TORSORES MAYORADOS

X	PRETENS	PP + CP	T +	T -	R+	R-	Sum * 1.6	Pret * 1.1/.9	Abs. suma
0	44.09961	-29.115	299.783	**-400.319**	113.910	**-71.170**	-800.967	39.690	761.2774
1	44.10371	-29.1156	248.979	**-345.856**	85.299	**-42.559**	-668.049	39.693	628.356
3.417	44.09722	-29.1137	141.5434	**-235.091**	56.688	**-13.948**	-445.044	39.687	405.3568
5.833	44.10282	-29.1184	57.40199	**-126.433**	28.077	**14.933**	-224.99	39.693	185.2975
8.25	44.10076	-29.1168	56.84171	**-97.6963**	43.544	**-0.814**	-204.203	39.691	164.5126
10.667	44.09997	-29.1114	136.2575	**-196.53**	72.155	**-29.425**	-408.107	39.690	368.4167
13.083	44.10412	-29.12	246.0697	**-310.375**	100.766	**-58.036**	-636.05	39.694	596.3564
15.49	44.10112	-29.1159	346.1662	**-410.528**	100.766	**-58.036**	-796.288	39.691	756.5968
15.51	46.71356	-45.9986	353.9503	**-435.447**	100.496	**-58.036**	-863.171	42.042	821.1291
18.083	46.71171	-46.0023	238.1928	**-314.418**	100.496	**-58.036**	-669.531	42.041	627.4901
20.667	46.71354	-46.0082	124.6079	**-197.548**	72.155	**-29.425**	-436.771	42.042	394.7284
23.25	46.71084	-46.0063	40.08875	**-91.0766**	43.544	**-0.814**	-220.635	42.040	178.5952
25.833	46.70964	-46.0047	41.16305	**-144.678**	28.077	**14.933**	-281.199	42.039	239.1608
28.417	46.70708	-46.0078	154.8183	**-262.223**	56.688	**-13.948**	-515.487	42.036	473.4504
31	46.7123	-46.0062	270.989	**-382.805**	85.299	**-42.559**	-754.193	42.041	712.1518
32	46.7123	-46.0062	312.4385	**-424.255**	113.91	**-71.17**	-866.29	42.041	824.2486

CORTANTES ASOCIADOS A LOS TORSORES MÁXIMOS

X	PRETENS	PP + CP	Q t	Q r	Sum * 1.6	Pret * 1.1/.9	Abs. suma
0	329.163	-194.893	-135.371	26.173	-486.546	296.2467	190.2989
1	256.15	-161.162	-115.748	26.173	-401.179	230.535	170.6438
3.417	81.191	-79.653	-68.27	26.173	-194.800	73.0719	121.7281
5.833	-114.23	1.854	-20.7735	26.173	11.606	-102.807	91.2014
8.25	-167.022	83.365	29.055	-19.316	148.966	-150.32	1.3534
10.667	-213.782	164.875	76.53375	-19.316	355.348	-192.404	162.9446
13.083	-304.86	246.384	123.9898	-19.316	561.692	-274.374	287.3184
15.49	-148.055	327.894	171.4665	-19.316	768.071	-133.25	634.8217
15.51	139.052	-340.729	-183.474	-19.316	-869.630	125.1468	744.4832
18.083	244.659	-253.596	-132.754	-19.316	-649.066	220.1931	428.8729
20.667	200.695	-166.466	-81.9983	-19.316	-428.448	180.6255	247.8229
23.25	158.872	-79.335	-31.261	-19.316	-207.859	142.9848	64.8744
25.833	89.654	7.796	21.51875	26.173	88.780	80.6886	169.469
28.417	-79.389	94.928	72.27475	26.173	309.401	-71.4501	237.9511
31	-251.607	182.056	122.9953	26.173	529.959	-226.446	303.5125
32	-301.51	215.784	142.657	26.173	615.382	-271.359	344.0234

Torsor máximo + Cortante acompañante **Td/Tu1 + Vrd/Vu1 < 1**

Tu1	1950.21 T	
Vu1	7509.2 T	en sección sin aligerar
	1883.307 T	en sección aligerada

X	Td	Vrd	Td/Tu1	Vrd/Vu1	Suma
0	761.277	190.299	0.390357	0.025	0.416
1	628.356	170.644	0.322199	0.091	0.413
3.417	405.357	121.728	0.207853	0.065	0.272
5.833	185.297	91.201	0.095014	0.048	0.143
8.25	164.513	1.353	0.084356	0.001	0.085
10.667	368.417	162.945	0.188911	0.087	0.275
13.083	596.356	287.318	0.305791	0.153	0.458
15.49	756.597	634.822	0.387957	0.085	0.472
15.51	821.129	744.483	0.421047	0.099	0.520
18.083	627.490	428.873	0.321755	0.228	0.549
20.667	394.728	247.823	0.202403	0.132	0.334
23.25	178.595	64.874	0.091577	0.034	0.126
25.833	239.161	169.469	0.122633	0.090	0.213
28.417	473.450	237.951	0.242769	0.126	0.369
31	712.152	303.513	0.365167	0.161	0.526
32	824.249	344.023	0.422646	0.046	0.468

Cortante máximo + Torsor acompañante **Td/Tu1 + Vrd/Vu1 < 1**

X	Td	Vrd	Td/Tu1	Vrd/Vu1	Suma
0	433.9451	422.0609	0.222512	0.056	0.279
1	347.9097	384.979	0.178396	0.204	0.383
3.417	226.6367	293.9369	0.116211	0.156	0.272
5.833	159.3659	219.3618	0.081717	0.116	0.198
8.25	74.19757	98.8578	0.038046	0.052	0.091
10.667	197.3403	305.2802	0.101189	0.162	0.263
13.083	326.0855	471.8049	0.167205	0.251	0.418
15.49	383.0198	861.4329	0.196399	0.115	0.311
15.51	449.7116	911.6876	0.230597	0.121	0.352
18.083	315.571	551.0053	0.161814	0.293	0.454
20.667	188.0327	324.9913	0.096417	0.173	0.269
23.25	66.21757	96.9772	0.033954	0.051	0.085
25.833	247.1685	189.2962	0.126739	0.101	0.227
28.417	321.8432	329.2883	0.16503	0.175	0.340
31	451.8612	439.8685	0.231699	0.234	0.465
32	479.0562	497.8242	0.245643	0.066	0.312

Reparto de Vsu en los dos nervios de la sección a la altura del fin de la fibra neutra:

$b_{o,nervio\ ext} = 0,6293$ m.

$b_{o,nervio\ int} = 0,4303$ m.

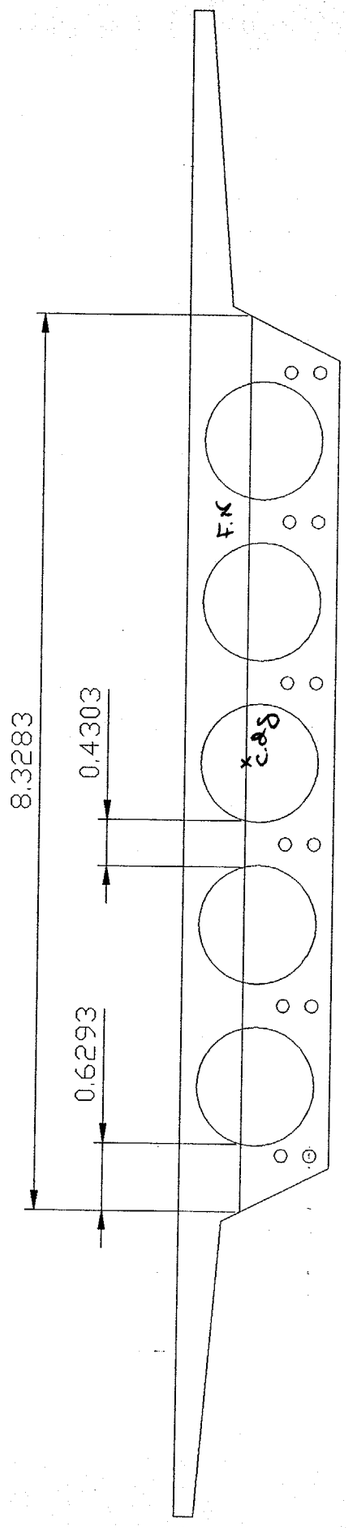
$b_o = 8,3283 - 1,1 \times 5 \Rightarrow$ **$b_o = 2,8283$ m.**

$V_{su,e} = \frac{0,6293}{2,8283} V_{su} \Rightarrow$ **$V_{su,e} = 0,2225\ V_{su}$**

$V_{su,i} = \frac{0,4303}{2,8283} V_{su} \Rightarrow$ **$V_{su,i} = 0,152\ V_{su}$**

en nervio exterior: $V_{su,e} = 0,2225\ V_{su}$.

en nervio interior: $V_{su,i} = 0,152\ V_{su}$



Cálculo de V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

48.1.3.3

Como en todas las secciones se verifica

$$\sigma_{cd} < f_{ct,k}$$

nos encontramos siempre en zona 1B y, por tanto,

$$V_{cu} = V_{cu0} = f_{cv} \cdot b_0 \cdot d = 0{,}16 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_0 \cdot d \quad (N, mm)$$

en zona aligerada:

$$V_{cu} = 0{,}16 \cdot \sqrt{\frac{40}{1{,}5}} \cdot 1881 \cdot 1370 \Rightarrow \boxed{V_{cu} = 212{,}92\ T}$$

en zona sin aligerar

$$V_{cu} = 0{,}16 \cdot \sqrt{\frac{40}{1{,}5}} \cdot 7500 \cdot 1370 \Rightarrow \boxed{V_{cu} = 848{,}96\ T}$$

Capacidad mecánica mínima de armadura transversal

48.1.3.5

$$U_{90,min} = A_{90,min} \cdot f_{yd} \geq 0{,}02\ f_{cd} \cdot b$$

en nervio exterior: $b = 0{,}6293\ m \rightarrow U_{90,min,e} = 0{,}02 \cdot \frac{4000}{1{,}5} \cdot 0{,}6293$

$$\boxed{U_{90,min,e} = 33{,}563\ T}$$

en nervio interior: $b = 0{,}4303\ m \rightarrow U_{90,min,i} = 0{,}02 \cdot \frac{4000}{1{,}5} \cdot 0{,}4303$

$$\boxed{U_{90,min,i} = 22{,}95\ T}$$

Capacidad mecánica de armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{su} = A_\alpha \cdot f_{y\alpha d} \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot \operatorname{cotg}\theta$$

$$U = A_\alpha \cdot f_{y\alpha d} = \frac{V_{su}}{0{,}9 \cdot d \cdot \operatorname{cotg}\theta} = \frac{V_{su}}{0{,}9 \cdot 1{,}37 \cdot 1{,}54}$$

$$\boxed{U = 0{,}527\ V_{su}\ \ T/m.l}$$

Capacidad mecánica de armadura transversal para absorver momento torsor:

$$T_d = T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot \Delta t}{s} \cdot f_{td} \qquad (f_{td} \neq 420\ N/mm^2)$$

$$U = \frac{\Delta t}{s} \cdot f_{yd} = \frac{T_d}{2 \cdot A_e} = \frac{T_d}{2 \cdot 9{,}3} \Rightarrow$$

$$\boxed{U = 0{,}054\ T_d\ \ T/m.l.}$$

Esta capacidad mecánica corresponde a una de las barras que constituye la armadura transversal correspondiente a torsión.

Cortante máximo + Torsor acompañante

Vsu= Vrd - Vcu
Vsu,i= 0.152* Vsu Vsu,e= 0.2225* Vsu $U_t = 0{,}054\ T_d$
Uv,i= 0.527* Vsu,i Uv,e= 0.527* Vsu,e

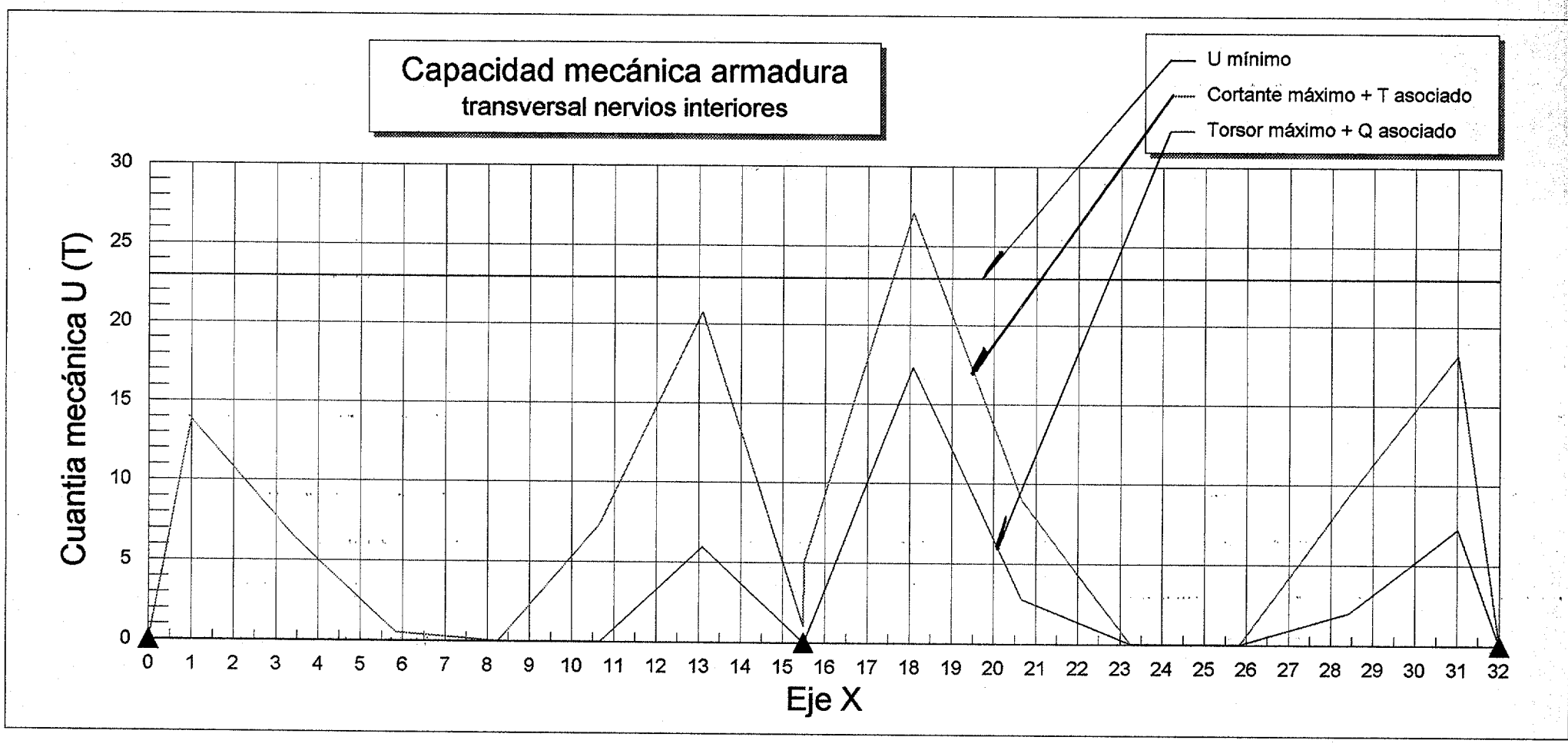
X	Td	Vrd	Vcu	Vsu	Vsu,i	Uv,i	Umin,i	Vsu,e	Uv,e	Ut	Uv,e+2Ut	Umin,e
0	433.945	422.061	848.960	0.000	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	23.43303	46.86607	33.563
1	347.910	384.979	212.920	172.059	26.153	13.783	22.95	38.283	20.175	18.78713	57.74946	33.563
3.417	226.637	293.937	212.920	81.017	12.315	6.490	22.95	18.026	9.500	12.23838	33.97661	33.563
5.833	159.366	219.362	212.920	6.442	0.979	0.516	22.95	1.433	0.755	8.605759	17.96687	33.563
8.25	74.198	98.858	212.920	0.000	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	4.006669	8.013338	33.563
10.667	197.340	305.280	212.920	92.360	14.039	7.398	22.95	20.550	10.830	10.65637	32.14267	33.563
13.083	326.086	471.805	212.920	258.885	39.351	20.738	22.95	57.602	30.356	17.60862	65.57343	33.563
15.49	383.020	861.433	848.960	12.473	1.896	0.999	22.95	2.775	1.463	20.68307	42.82868	33.563
15.51	449.712	911.688	848.960	62.728	9.535	5.025	22.95	13.957	7.355	24.28443	55.92414	33.563
18.083	315.571	551.005	212.920	338.085	51.389	27.082	22.95	75.224	39.643	17.04083	73.7247	33.563
20.667	188.033	324.991	212.920	112.071	17.035	8.977	22.95	24.936	13.141	10.15377	33.44873	33.563
23.25	66.218	96.977	212.920	0.000	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	3.575749	7.151497	33.563
25.833	247.169	189.296	212.920	0.000	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	13.3471	26.6942	33.563
28.417	321.843	329.288	212.920	116.368	17.688	9.322	22.95	25.892	13.645	17.37954	48.40413	33.563
31	451.861	439.869	212.920	226.948	34.496	18.179	22.95	50.496	26.611	24.40051	75.41242	33.563
32	479.056	497.824	848.960	0.000	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	25.86904	51.73807	33.563

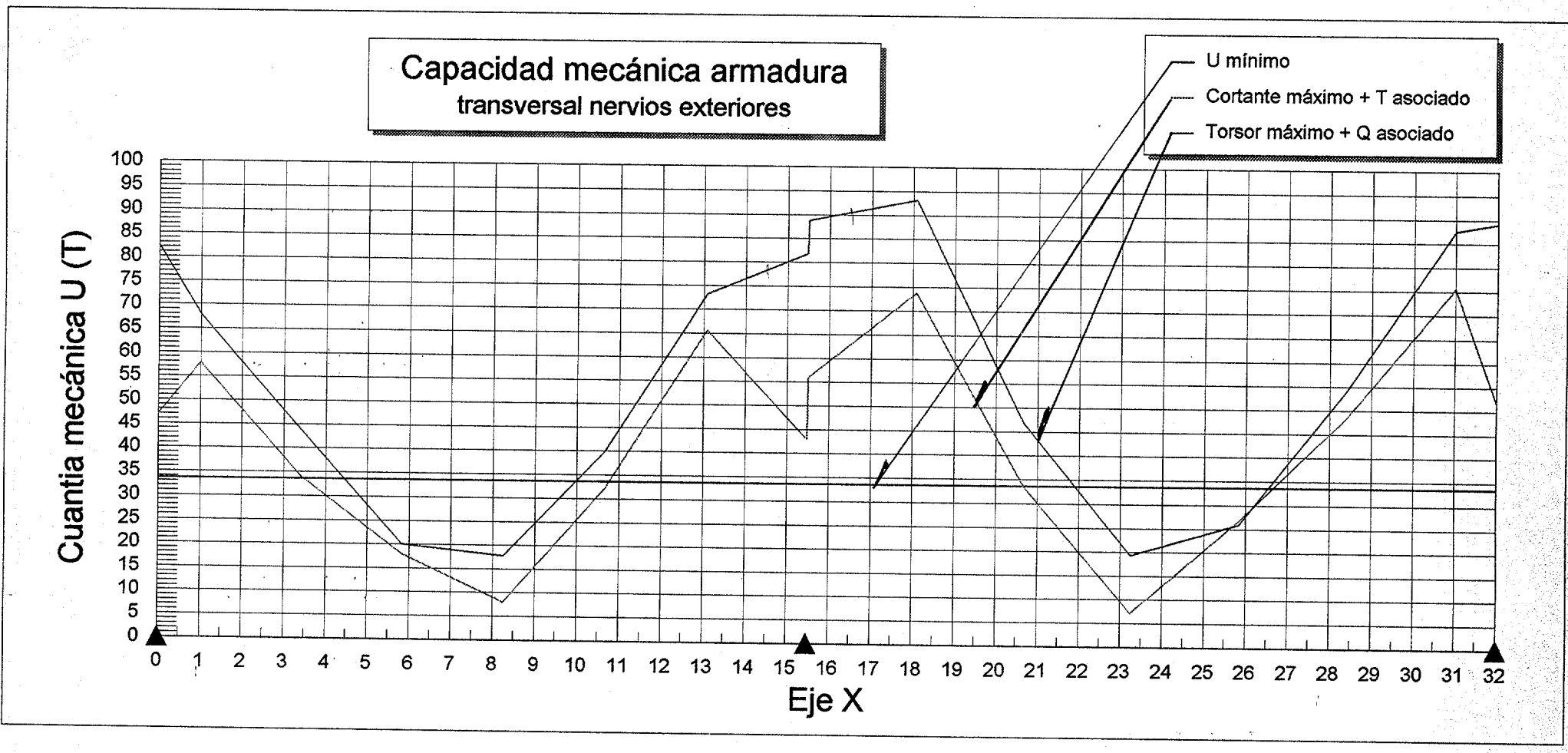
nervio int C¢12c25
nervio ext C¢16c25

C¢10c25 nervio int
C¢12c25 nervio ext

Torsor máximo + Cortante acompañante

X	Td	Vrd	Vcu	Vsu	Vsu,i	Uv,i	Umin,i	Vsu,e	Uv,e	Ut	Uv,e+2Ut	Umin,e
0	761.2774	190.2989	848.960	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	41.10898	82.21796	33.563
1	628.356	170.6438	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	33.93123	67.86245	33.563
3.417	405.3568	121.7281	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	21.88927	43.77854	33.563
5.833	185.2975	91.2014	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	10.00606	20.01213	33.563
8.25	164.5126	1.3534	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	8.883682	17.76736	33.563
10.667	368.4167	162.9446	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	19.8945	39.789	33.563
13.083	596.3564	287.3184	212.920	74.3984	11.309	5.960	22.95	16.554	8.724	32.20325	73.13026	33.563
15.49	756.5968	634.8217	848.960	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	40.85623	81.71245	33.563
15.51	821.1291	744.4832	848.960	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	44.34097	88.68194	33.563
18.083	627.4901	428.8729	212.920	215.9529	32.825	17.299	22.95	48.050	25.322	33.88446	93.09103	33.563
20.667	394.7284	247.8229	212.920	34.9029	5.305	2.796	22.95	7.766	4.093	21.31534	46.7233	33.563
23.25	178.5952	64.8744	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	9.644142	19.28828	33.563
25.833	239.1608	169.469	212.920	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	12.91468	25.82937	33.563
28.417	473.4504	237.9511	212.920	25.0311	3.805	2.005	22.95	5.569	2.935	25.56632	54.06772	33.563
31	712.1518	303.5125	212.920	90.5925	13.770	7.257	22.95	20.157	10.623	38.4562	87.53505	33.563
32	824.2486	344.0234	848.960	0	0.000	0.000	22.95	0.000	0.000	44.50942	89.01885	33.563


Capacidad mecánica armadura
transversal nervios interiores
U mínimo
Cortante máximo + T asociado
Torsor máximo + Q asociado
Cuantia mecánica U (T)
0
5
10
15
20
25
30
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32
Eje X


Capacidad mecánica armadura
transversal nervios exteriores
U mínimo
Cortante máximo + T asociado
Torsor máximo + Q asociado
Cuantia mecánica U (T)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
65
70
75
80
85
90
95
100
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32
Eje X

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: CORTANTE + TORSION

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Capacidad mecánica de cuadro longitudinal para absorber el momento torsor

$T_{d,max} = 824\ tm$

$A_e = 9{,}3\ m^2$

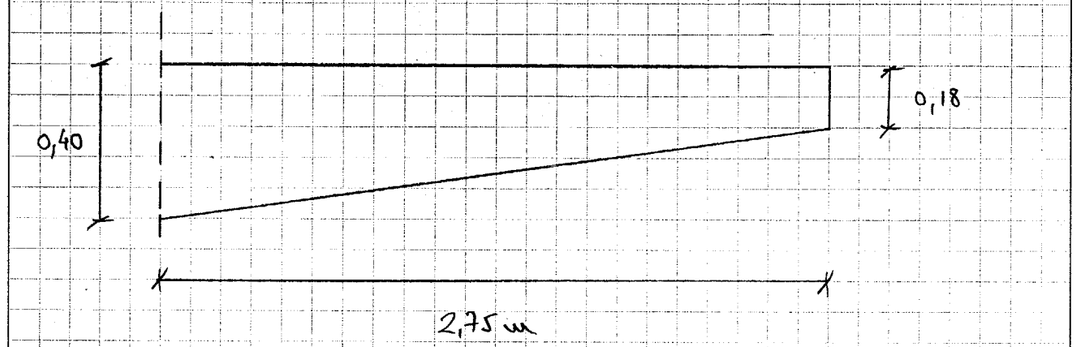
$u = 18{,}27\ m$

$$u_{nec} = \frac{T_d}{2A_e} = 44{,}3\ t/m$$

$$A = \frac{44{,}3}{f_{yd}} = 19{,}0\ cm^2/m \quad \phi 16\ a\ 20$$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: UNION ALMA - VOLADIZO

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE



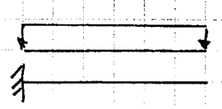
PESO PROPIO



$$M_d = 1{,}6 \times \frac{2{,}75^2}{6}\left(2 + 0{,}45 + 1\right)$$

$M_d = 3{,}83\ mT/m$

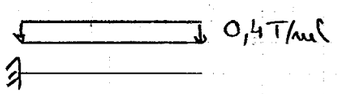
IMPOSTA + CANALETA + BALASTO



$$M_d = 1{,}6 \cdot 1 \cdot \frac{2{,}75^2}{2} = 6{,}05$$

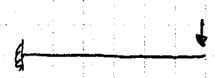
$M_d = 6{,}05\ mT/m$

SOBRECARGA



$$M_d = 1{,}6 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{2{,}75^2}{2} = 2{,}42\ mT/m$$

BARANDILLA



$M_d = 1{,}6 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}75 = 0{,}22\ mT/m$

Oficina Técnica | PROYECTÓ: | ASUNTO: UNION ALMA- VOLADIZO

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Armadura - $M_d = 12,52$ m.T

$\mu_c = 0,37 \times 4000/1,5 = 986,67$ T/m

$\mu_c \cdot d = 986,67 \cdot 0,37 = 365,07$ m.T/m

$\mu = \frac{M_d}{\mu_c \cdot d} = 0,0343$, $\omega = 1 - \sqrt{1-2\mu} = 0,035$

$\mu_s = \omega \times \mu_c = 34,53$ T

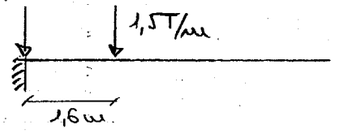
$A_{s\,AEH-500} = 7,78$ cm²/m Ø16 a 25 = 8,04 cm²/m

Descarrilamiento -

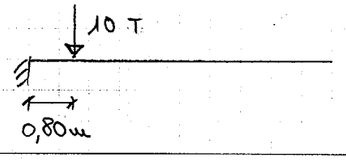
Coef. de seguridad de acciones - $\gamma = 1,0$

Coef. de minoración de materiales - $\gamma = 1,1$

Caso A -



$M_d = 7,825 + 1,5 \times 1,6 = 10,2 < 12,52$ tm

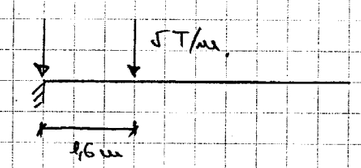


$M_d = 7,825 + \frac{10}{\pi} = 11,00 < 12,52$ tm.

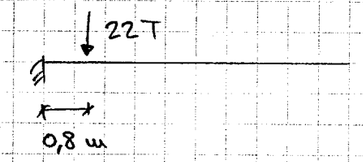
Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: UNION ALMA- VOLADIZO

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Caso B

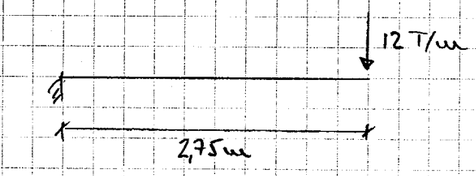


$M_d = 7,825 + 5 \times 1,6 = 15,82$ tm



$M_d = 7,825 + 22/\pi = 14,83$ tm

Caso C



$\mu_c = 0,37 \times 4000/1,1 = 1345,5$ t/m

$\mu_c \times d = 497,8$ tm/m

$\mu = 0,032$ $\omega = 0,032$ $\omega_{min} = 0,036$

$\mu_s = 48,3$ t $A_s = \frac{U_s}{f_y} \times 1,1 = 10,4$ cm²/m

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

DESARROLLAMIENTO. CASO C.

ESTABILIDAD DEL CONJUNTO

Se comprueba la estabilidad al vuelco respecto de los apoyos extremos de los estribos

$M_{VUELCO} = 12 t/m \times 30 m \times (14/2 - 3{,}75) m = 1170 tm.$

PESO TABLERO = 117,15 + 412,28 + 130,03 = 659,46 t

PESO SUPERESTRUCTURA = 74,58 + 262,47 + 82,78 = 419,83 t

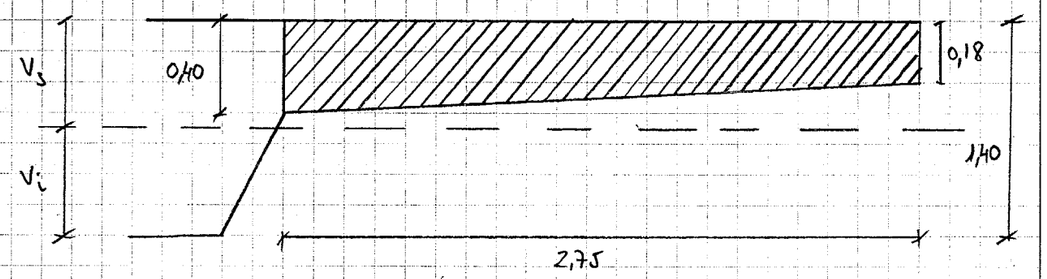
$M_{ESTABILIZADOR} = (659{,}46 + 419{,}83) \times 3{,}75 = 4047 tm$

$M_E > M_V$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: UNION ALMA-VOLADIZO
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Rasante voladizo

$Rd = \frac{\mu\varepsilon}{I} Vrd$



Sección aligerada → $v_i = 0{,}8283 m$ $I = 1{,}847 m^4$

Sección maciza → $v_i = 0{,}78137 m$ $I = 2{,}256 m^4$

$2{,}75 \times 0{,}18 = 0{,}495 \times (1{,}40 - 0{,}18/2) = 0{,}64845$

$\frac{1}{2} \cdot 0{,}22 \times 2{,}75 = 0{,}3025 \times (1{,}0 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}22) = 0{,}34687$

$A = 0{,}7975 m^2$ $0{,}99532 m^3 \rightarrow J = 1{,}248 m$

Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO: UNION ALMA - VOLADIZO

ESCRITO POR: ..... FECHA: .....
REVISADO POR: ..... FECHA: .....
HOJA ..... DE .....

Momento estático de la sección rayada respecto al c.d.g. de la sección completa:

Sección aligerada - $M_E = 0,7975\,(1,248 - 0,8283) = 0,3347\ m^3$

$\frac{M_E}{I} = 0,18122$ (coef. de rasante).

Sección maciza - $M_E = 0,7975\,(1,248 - 0,78137) = 0,37217\ m^3$

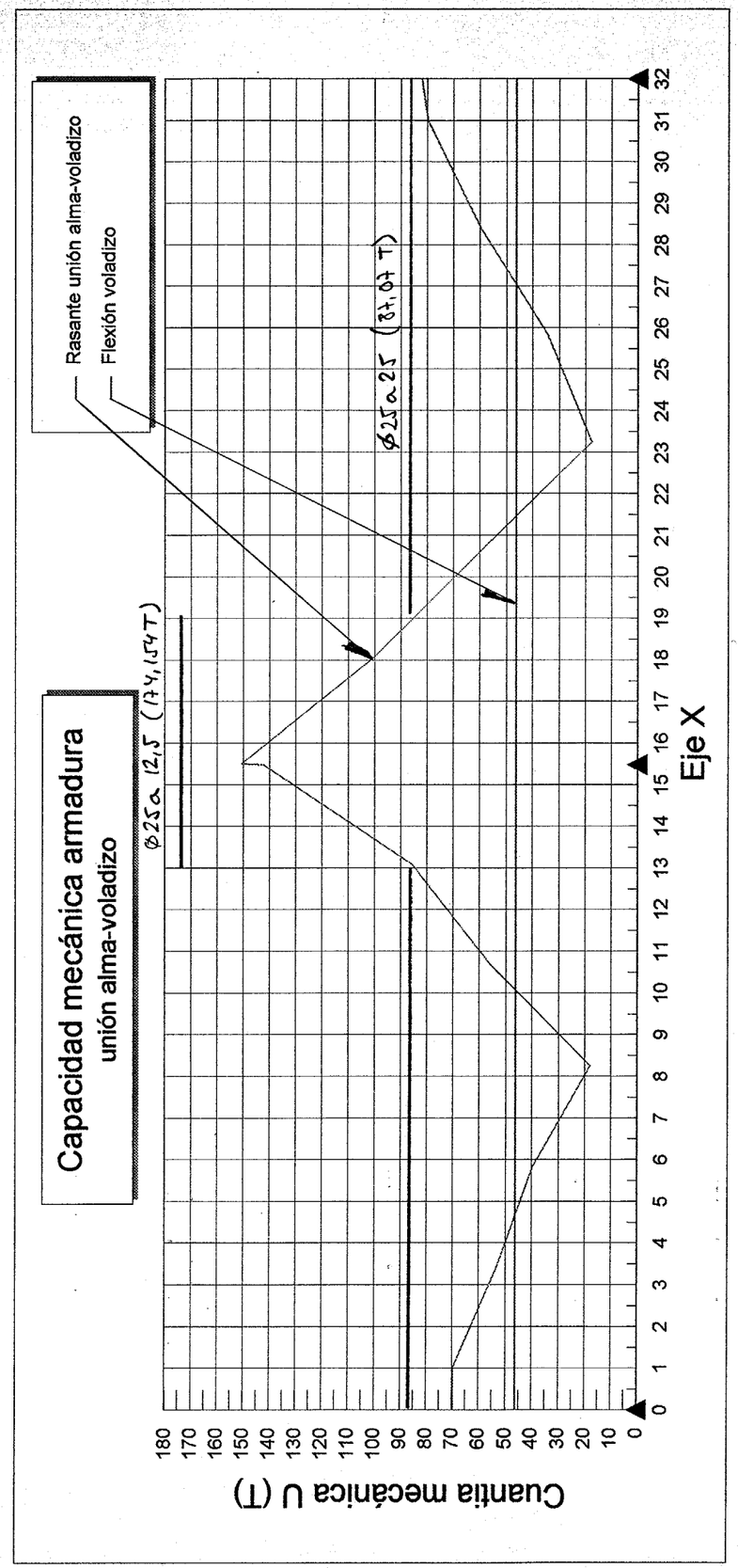
$\frac{M_E}{I} = 0,16497$

Armadura unión alma-voladizo Rd = Me / I * Vrd

Sección maciza	Me / I =	0.16497
Sección aligerada	Me / I =	0.18122

X	Vrd	Rd	U flex.vol	Máximo
0	422.061	69.62739	46.1217	69.627
1	384.979	69.76589	46.1217	69.766
3.417	293.937	53.26725	46.1217	53.267
5.833	219.362	39.75275	46.1217	46.122
8.25	98.858	17.91501	46.1217	46.122
10.667	305.280	55.32288	46.1217	55.323
13.083	471.805	85.50048	46.1217	85.500
15.49	861.433	142.1106	46.1217	142.111
15.51	911.688	150.4011	46.1217	150.401
18.083	551.005	99.85318	46.1217	99.853
20.667	324.991	58.89492	46.1217	58.895
23.25	96.977	17.57421	46.1217	46.122
25.833	189.296	34.30426	46.1217	46.122
28.417	329.288	59.67363	46.1217	59.674
31	439.869	79.71297	46.1217	79.713
32	497.824	82.12606	46.1217	82.126

$U_{flex.vol} = \frac{10.4 \times 5,1}{1,15} = 46,1217\ T$



Oficina Técnica

PROYECTO: .....

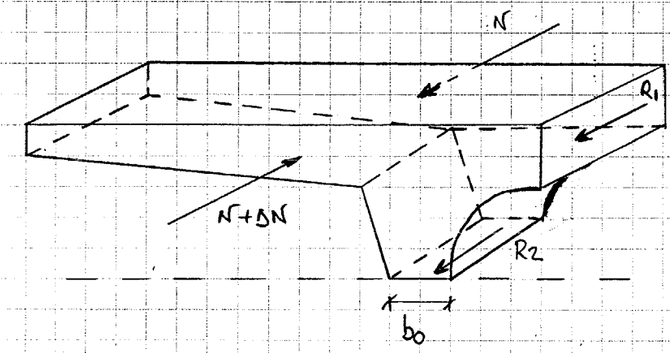
ASUNTO: RASANTES EN ALIGERAMIENTOS.

ESCRITO POR: ..... FECHA: .....

REVISADO POR: ..... FECHA: .....

HOJA ..... DE .....

Esfuerzo rasante sobre aligeramientos.-

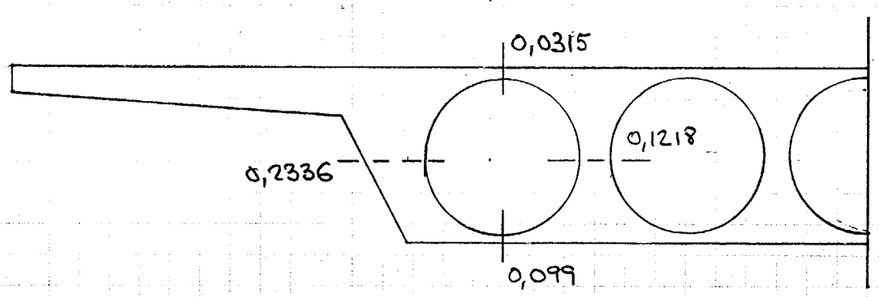


El incremento de axil se equilibra con los rasantes:-

$$R_2 = V_{rd} \cdot \frac{M_E}{I} \cdot \frac{b_0}{b}$$

$$\Delta N = R_1 + R_2 = V_{rd} \cdot \frac{M_{E1}}{I}, \quad R_1 = V_{rd} \frac{1}{I}\left(M_{E1} - M_E \cdot \frac{b_0}{b}\right)$$

De acuerdo con los resultados de las características mecánicas del tablero los coeficientes de rasante son:



Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO: RASANTES EN ALIGERAMIENTOS

ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:	HOJA	DE

con lo que:

$R_1 = 0{,}0315\ V_{rd}$

$R_{2,e} = 0{,}2336\ V_{rd}$

$R_{2,i} = 0{,}1218\ V_{rd}$

$R'_1 = 0{,}099\ V_{rd}$.

Esfuerzo rasante + torsor, en nervios sobre aligeramientos

R1= 0.0315 * Vrd

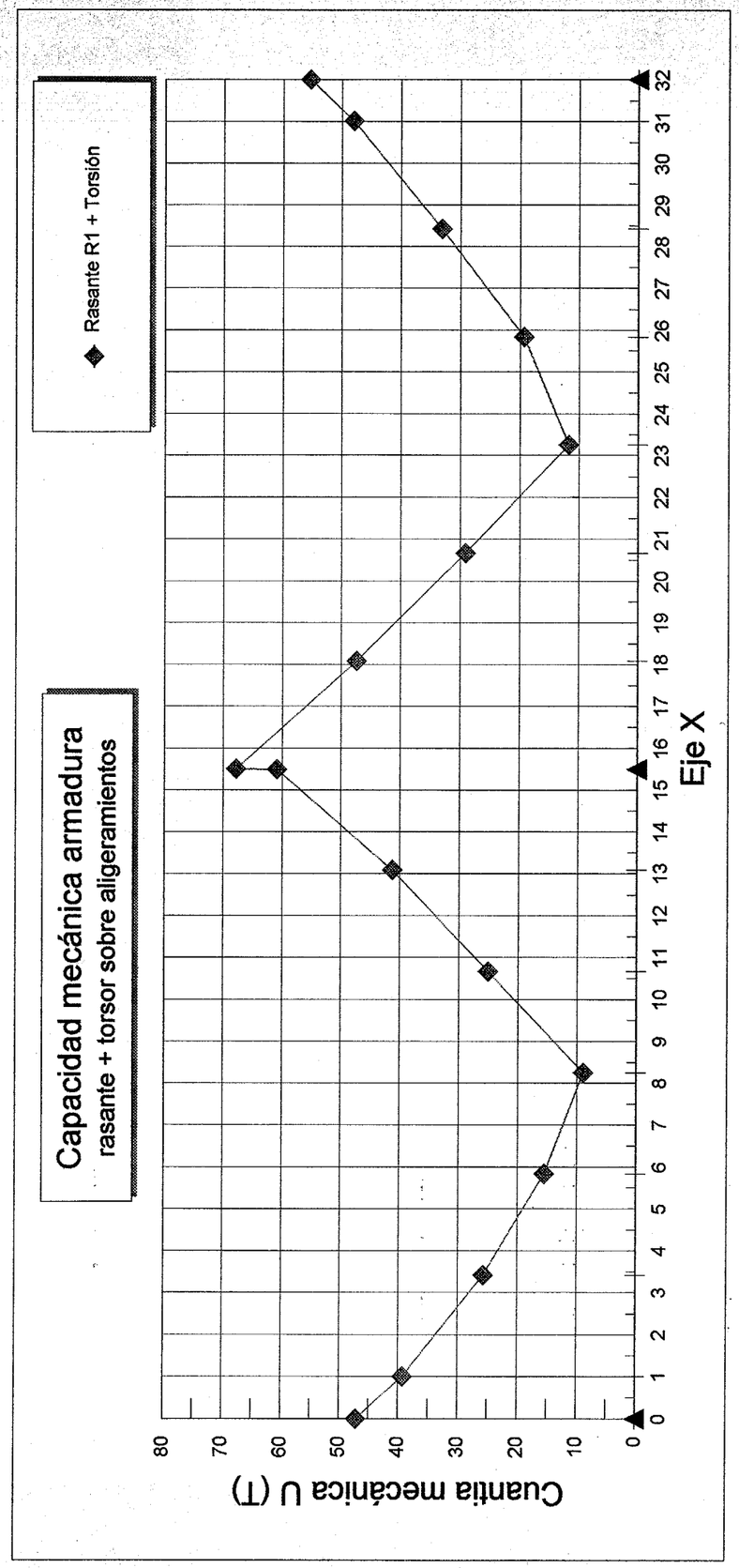
Cortante máximo + Torsor acompañante

X	Vrd	R1	Ut	R1+ Ut
0	422.061	13.295	23.43303	36.72795
1	384.979	12.127	18.78713	30.91396
3.417	293.937	9.259	12.23838	21.4974
5.833	219.362	6.910	8.605759	15.51566
8.25	98.858	3.114	4.006669	7.12069
10.667	305.280	9.616	10.65637	20.2727
13.083	471.805	14.862	17.60862	32.47047
15.49	861.433	27.135	20.68307	47.81821
15.51	911.688	28.718	24.28443	53.00259
18.083	551.005	17.357	17.04083	34.3975
20.667	324.991	10.237	10.15377	20.39099
23.25	96.977	3.055	3.575749	6.63053
25.833	189.296	5.963	13.3471	19.30993
28.417	329.288	10.373	17.37954	27.75212
31	439.869	13.856	24.40051	38.25636
32	497.824	15.681	25.86904	41.5505

Torsor máximo + Cortante acompañante

X	Vrd	R1	Ut	R1+ Ut
0	190.299	5.994	41.10898	47.1034
1	170.644	5.375	33.93123	39.30651
3.417	121.728	3.834	21.88927	25.7237
5.833	91.201	2.873	10.00606	12.87891
8.25	1.353	0.043	8.883682	8.926314
10.667	162.945	5.133	19.8945	25.02726
13.083	287.318	9.051	32.20325	41.25378
15.49	634.822	19.997	40.85623	60.85311
15.51	744.483	23.451	44.34097	67.79219
18.083	428.873	13.509	33.88446	47.39396
20.667	247.823	7.806	21.31534	29.12176
23.25	64.874	2.044	9.644142	11.68769
25.833	169.469	5.338	12.91468	18.25296
28.417	237.951	7.495	25.56632	33.06178
31	303.513	9.561	38.4562	48.01684
32	344.023	10.837	44.50942	55.34616

X	R1+ Ut
0	47.1034
1	39.30651
3.417	25.7237
5.833	15.51566
8.25	8.926314
10.667	25.02726
13.083	41.25378
15.49	60.85311
15.51	67.79219
18.083	47.39396
20.667	29.12176
23.25	11.68769
25.833	19.30993
28.417	33.06178
31	48.01684
32	55.34616



Esfuerzo rasante + torsor, en nervios bajo aligeramientos

R'1= 0.099 * Vrd

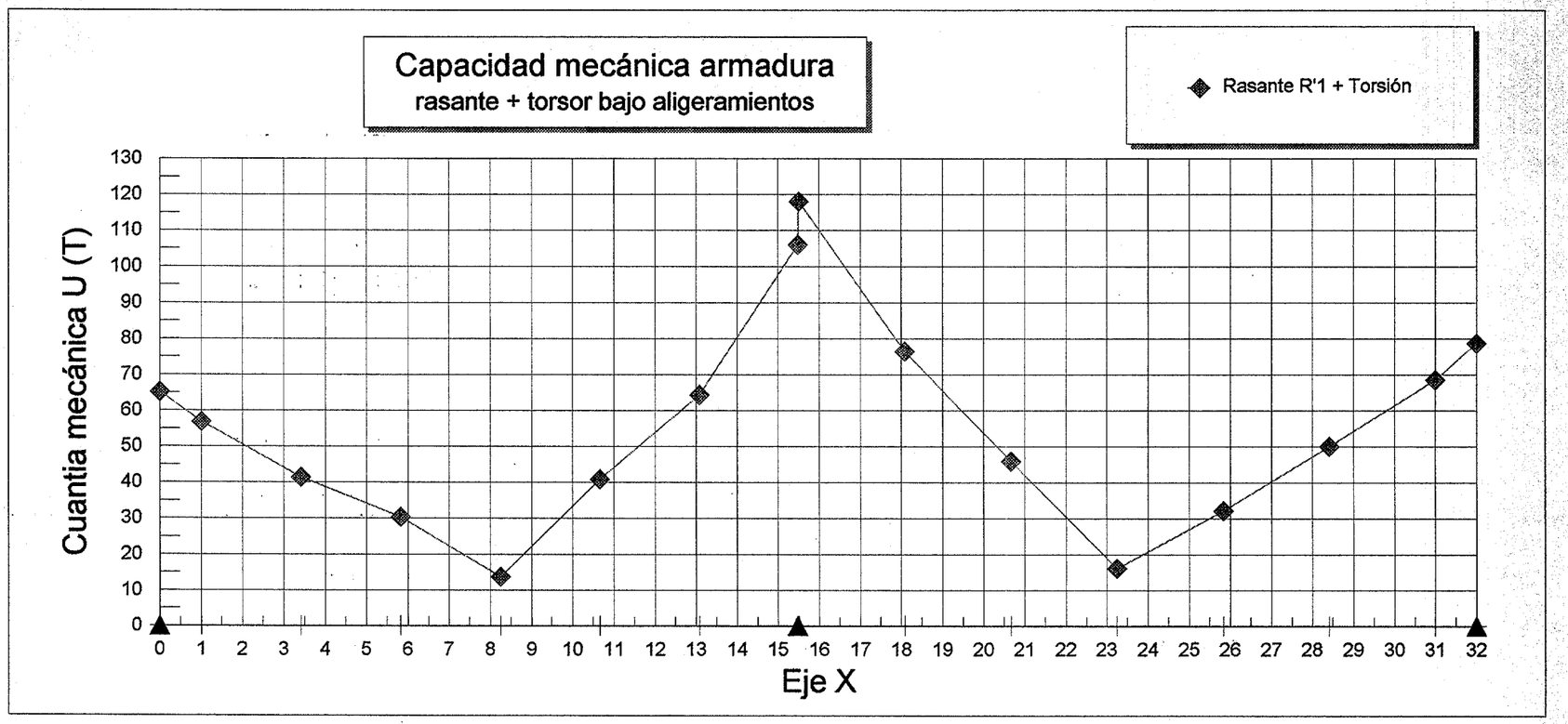
Cortante máximo + Torsor acompañante

X	Vrd	R'1	Ut	R1+ Ut
0	422.061	41.784	23.43303	65.21706
1	384.979	38.113	18.78713	56.90005
3.417	293.937	29.100	12.23838	41.33814
5.833	219.362	21.717	8.605759	30.32258
8.25	98.858	9.787	4.006669	13.79359
10.667	305.280	30.223	10.65637	40.87911
13.083	471.805	46.709	17.60862	64.3173
15.49	861.433	85.282	20.68307	105.9649
15.51	911.688	90.257	24.28443	114.5415
18.083	551.005	54.550	17.04083	71.59036
20.667	324.991	32.174	10.15377	42.3279
23.25	96.977	9.601	3.575749	13.17649
25.833	189.296	18.740	13.3471	32.08742
28.417	329.288	32.600	17.37954	49.97908
31	439.869	43.547	24.40051	67.94749
32	497.824	49.285	25.86904	75.15363

Torsor máximo + Cortante acompañante

X	Vrd	R1	Ut	R1+ Ut
0	190.299	18.840	41.10898	59.94857
1	170.644	16.894	33.93123	50.82496
3.417	121.728	12.051	21.88927	33.94035
5.833	91.201	9.029	10.00606	19.035
8.25	1.353	0.134	8.883682	9.017669
10.667	162.945	16.132	19.8945	36.02602
13.083	287.318	28.445	32.20325	60.64777
15.49	634.822	62.847	40.85623	103.7036
15.51	744.483	73.704	44.34097	118.0448
18.083	428.873	42.458	33.88446	76.34288
20.667	247.823	24.534	21.31534	45.8498
23.25	64.874	6.423	9.644142	16.06671
25.833	169.469	16.777	12.91468	29.69211
28.417	237.951	23.557	25.56632	49.12348
31	303.513	30.048	38.4562	68.50394
32	344.023	34.058	44.50942	78.56774

X	R1+ Ut
0	65.21706
1	56.90005
3.417	41.33814
5.833	30.32258
8.25	13.79359
10.667	40.87911
13.083	64.3173
15.49	105.9649
15.51	118.0448
18.083	76.34288
20.667	45.8498
23.25	16.06671
25.833	32.08742
28.417	49.97908
31	68.50394
32	78.56774



Oficina Técnica

PROYECTO: .....

ASUNTO: ARMADURA EN TRAVIESAS

ESCRITO POR: ..... FECHA: .....

REVISADO POR: ..... FECHA: .....

HOJA ..... DE .....

Viga Variosa sobre apoyo del vano 2-3 del vano 1

$M^+ = 215,28 + 112,19 = 327,47 \rightarrow M_d^+ = 523,96$ m+.

$M_d^- = 148,94 * 1,6 = 238,304$ m-

$U_c = 1,35 \cdot \frac{4000}{1,5} \cdot 1 = 3600$ t/m²

$U_c \cdot d = 3600 \cdot 1,35 = 4860$ t.m/m.

$\mu = \frac{M_d}{U_c d}$ $\begin{cases} \mu^+ = 0,1078 \\ \mu^- = 0,049 \end{cases}$ $\omega = 1 - \sqrt{1-2\mu}$ $\begin{cases} \omega^+ = 0,1143 \\ \omega^- = 0,0503 \end{cases}$

$U_s = \omega \cdot U_c \rightarrow U_s^+ = 411,53$ T $\rightarrow A_s^+ = 92,82$ cm²

$U_s^- = 181,087 \rightarrow A_s^- = 40,83$ cm²

9ϕ25

12 ϕ32

9ϕ25

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

$$Vd_{max} = 1,6\left(430,16 + 27,218\right) = 731,805\ T$$

$$V_{cu} = 0,16\sqrt{\frac{40}{1,5}} \cdot 1000 \cdot 1350 \cdot 10^{-4} = 111,542\ T$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 620,26\ T$$

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{4,2 \cdot 0,9 \cdot 1,35} = 121,55\ cm^2/m \Rightarrow 4\,c\,\phi 16\ a\ 12,5$$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Viga travesa sobre pila

$$M_d^+ = 1,6\left(92,78 + 15\right) = 172,448\ T \cdot m/m$$

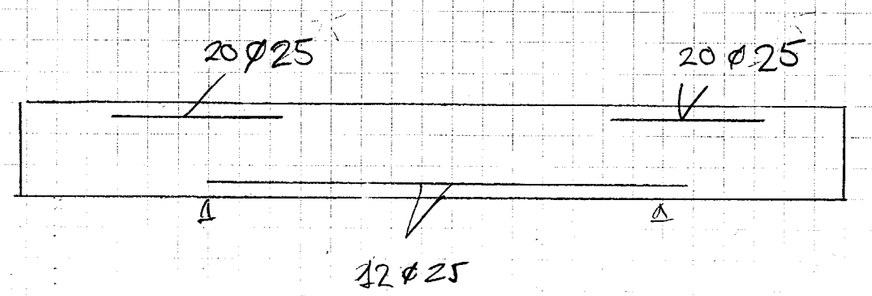
$$M_d^- = 1,6\left(84,045 + \frac{173,661}{2}\right) = 273,4\ T \cdot m/m$$

$$\mu^+ = \frac{172,448}{4860} = 0,0355 \rightarrow w^+ = 0,0361 \rightarrow U_s^+ = 130,09\ T/m$$

$$\mu^- = \frac{273,4}{4860} = 0,0563 \rightarrow w^+ = 0,0579 \rightarrow U_s^- = 208,56\ T/m$$

$A_s^+ = 29,33\ cm^2/m \rightarrow$ en los dos metros $\rightarrow A_s^+ = 58,67\ cm^2$

$A_s^- = 47,03\ cm^2/m \rightarrow$ en los dos metros $\rightarrow A_s^- = 94,06\ cm^2$



$V_{d\,max} = 1,6 \cdot \left(118,16 + \frac{55,4}{2}\right) = 233,376$ T/m

$V_{cu} = 111,542$ T

$V_{su} = 121,834$

$A_{90} = \frac{121,834}{4,2 \cdot 0,9 \cdot 1,35} = 23,875$ cm²/m

Como la viga tiene dos metros de ancho:-

$A_{90} = 47,75$ cm² 3c ϕ 12 a 12,5

Armadura transversal superior en inferior de rebalito

ϕ20 c 25 $U_t = 3,14 \times 4 \times 4,2 = 52,7$ t/m en tangenciales

$= 3,14 \times 4 \times 55,1/1,15 = 55,7$ t/m en normales

Esta armadura cubre flexión de rebalito en todo tablero

También cubre rasante de rebalito + tercer en todo tablero excepto en frente de pila $U_{rec} = 67,8$ t/m

Armadura transversal de rebalito inferior mínima:

ϕ12 a 25 $U_t = 1,13 \times 4 \times 4,2 = 19$ at/m

$\Sigma U = 52,7 + 19 = 71,7$ t/m

cubre rasante de rebalito en casi todo tablero

En los zonas proximas a frentes de pila necesitamos de capacidad total por rasante:

$U_t = -(150,4 - 99,9)/25 \times 1,00 + 99,9 = 119,3$ t/m.

ϕ25 c 25 arc sup
ϕ20 c 25 arc inf

En zona próxima a frente de viaducto

$U_t \cong 81$ t/m → ϕ20 c 25 arc sup
ϕ16 c 25 arc inf.

Oficina Técnica

PROYECTO:

ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: REVISADO POR: FECHA: HOJA DE

Armadura transversal zapatas

Por. necesidad de tener la armadura máxima necesaria =

$$\frac{824}{2Ae} = 44,3\,t/m^2 \approx 2,63\,cm^2/m$$

Armadura transversal = ø20 a 25 cubre la necesidad de rasante zapatas y tener en todo el tablero siendo necesario según reglamento ($l_t = 4 \times 3,14 \times 4,2 = 52,7\,t/m$)

Tomo próxima a transmisión

Δl_t por rasante $736 - 52,7 = 26,9\,t/m \approx$ ø16 a 25

Tomo próxima a brocha piel

Δl_t por rasante $102 - 52,7 = 49,3\,t/m \approx$ ø20 a 25

Ø	a		cm2	T	(AEH-500)
10		10	7.854	**34.831**	
10		12.5	6.283	**27.865**	
10		20	3.927	**17.415**	
10		25	3.142	**13.932**	
12		10	11.310	**50.156**	
12		12.5	9.048	**40.125**	
12		20	5.655	**25.078**	
12		25	4.524	**20.062**	
16		10	20.106	**89.167**	
16		12.5	16.085	**71.333**	
16		20	10.053	**44.583**	
16		25	8.042	**35.667**	
20		10	31.416	139.323	
20		12.5	25.133	111.458	
20		20	15.708	**69.661**	
20		25	12.566	**55.729**	
25		10	49.087	217.692	
25		12.5	39.270	174.154	
25		20	24.544	**108.846**	
25		25	19.635	**87.077**	

Ø	a		cm2	T	(AEH-500)
10		25	3.142	13.932	
10		20	3.927	17.415	
12		25	4.524	20.062	
12		20	5.655	25.078	
10		12.5	6.283	27.865	
10		10	7.854	34.831	
16		25	8.042	35.667	
12		12.5	9.048	40.125	
16		20	10.053	44.583	
12		10	11.310	50.156	
20		25	12.566	55.729	
20		20	15.708	69.661	
16		12.5	16.085	71.333	
25		25	19.635	87.077	
16		10	20.106	89.167	
25		20	24.544	108.846	
20		12.5	25.133	111.458	
20		10	31.416	139.323	
25		12.5	39.270	174.154	
25		10	49.087	217.692	

Oficina Técnica

PROYECTO: .....

ASUNTO: .....

ESCRITO POR: ..... FECHA: .....

REVISADO POR: ..... FECHA: .....

HOJA ..... DE .....

6. PILAS Y PILOTES

7. ESTRIBOS

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

En el cálculo de pilas y estribos se han seguido dos fases.

En la primera fase se hizo el dimensionamiento en la hipótesis de apoyos convencionales de material elastomérico.

Posteriormente se ha redimensionado con apoyos de neopreno confinado.

Se incluyen los dos fases del cálculo por las referencias existentes entre ellas.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RESUMEN DE REACCIONES DEL EMPARRILLADO

	ESTRIBO 1		PILA		ESTRIBO 2	
HIPÓTESIS	DCHA/8	IZDA/9	DCHA/72	IZDA/76	DCHA/148	IZDA/149
PESO PROPIO	57,2	61,8	203,6	206,1	69,5	62,3
RCP	36,3	39,6	128,9	131,1	44,5	39,5
SC PASO	9,1	-2,9	10,8	-2,6	-0,5	-0,1
	-9,4	-9,5	11,3	-2,4	9,6	-2,9
	-2,8	9,2	-2,3	10,4	-0,4	-0,3
	-0,1	-0,6	-2,8	11,7	-3,0	9,5
TREN UNITARIO	5,2	1,5	8,6	1,0	-0,7	-0,1
	-0,5	-0,7	7,6	2,8	6,4	0,8
	0,8	6,1	2,4	7,1	-0,5	-0,4
	-0,2	-0,9	1,1	9,3	1,6	5,5
INCREM UIC	10,2	3,4	11,7	1,3	-1,4	-0,3
	-9,9	-1,4	9,2	5,1	12,8	1,7
	1,6	12,0	1,5	8,5	-1,1	-0,7
	-0,4	-1,8	1,5	12,7	3,6	10,9
PRETENSADO	+69,8	+58,1	-123,6	-124,5	+53,9	+66,3
Σ PERM.	23,7	43,3	455,1	461,7	60,1	85,5
2×TRENB MAX	+3,0	91,2	236,1	242,4	96,0	+5,6
2×TRENB MIN	-8,4	-19,2	-	-	-4,4	-6,0
UIC+SW MAX	90 (SW)	114 (SW)	277	283	120 (SW) (89,4)	94,5 (SW) (69,9)
UIC+SW MIN	-10,5 (SW) (-6,9)	-24,0 (SW) (-16,0)	-	-	-18,0 (SW) (-12,1)	-7,5 (SW) (-5,0)
	+2×69,8	+2×58,1	-2×123,6	-2×124,5	+2×53,9	+2×66,3

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RESUMEN DE REACCIONES DEL EMPARRILLADO SIMPLIFICADO. ESTRIBO 1

	ARCO DCHO. NUDO 8			ARCO IZDO. NUDO 9		
HIPOTESIS	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
GRADIENTE	—	—	14,7	—	—	9,0
F. CENTRIF	0	4,0	2,5	0	4,0	-3,3
E. LATO	0	0,9	0	0	0,9	-0,1
RIPADO	—	—	8,0	—	—	-10,5
E. BARAND	0	0,9	0,3	0	0,9	-0,4
VIENTO	0	8,4	3,1	0	8,4	-4,0
TEMP. U.	-1,5	—	—	-1,5	—	—
FRENADO	-0,022×Q	—	—	-0,022×Q	—	—
PRET.	-0,43	—	VALOR ANT	-0,43	—	VALOR ANTERIOR
R. FLU	-1,1	0	0	-1,1	0	0

MOVIMIENTOS u(x) u(y)

u(x)		u(y)	
TEMP. UNIFORME	2,3	F. CENTRIFUGA	6,0
FRENADO	0,034×Q=26,7	EFECTO LATO	1,4
PRETENSADO	1,3	EMP. BARAN.	1,3
RETRAC. FLUENCIA	3,2	VIENTO	12,6
	33,5mm < Wadm = 42,0mm		21,3mm

$Q_{max} = 784\,t$

$F = K \times d$

$F = K_A \times d_A$

$F = K_P \times d_P$

$d_A = \frac{K \times d_{TOT}}{K_A}$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:
ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RESUMEN DE REACCIONES DEL EMPARRILLADO SIMPLIFICADO

	PILA DCHA. NUDO 72			PILA IZDA. NUDO 76		
HIPOTESIS	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
GRADIENTE	—	—	-22,9	—	—	-22,9
F. CENTRIF	0	3,2	5,7	0	3,2	-5,6
E. LATO	0	0,7	1,1	0	0,7	-1,1
RIPADO	—	—	18,1	—	—	-17,9
E. BARAND	0	0,7	0,7	0	0,7	-0,7
VIENTO	0	6,7	6,9	0	6,7	-6,8
TEMP. U.	0	—	—	0	—	—
FRENADO	-0,018×Q	—	—	-0,018×Q	—	—
PRET.	—	—	—	—	—	—
RTR. FLU	0	0	—	0	0	—

$Q_{max} = 784\,t$

MOVIMIENTOS : u(x) u(y)

u(x)		u(y)	
TEMPERATURA U.	0	F. CENTR	6,1
FRENADO	0,034×Q=26,7	E. LATO	1,3
PRETENSADO	0	E BARNDILA	1,3
RETRAC. FLUENCIA	0	VIENTO	12,8
	26,7mm		21,5mm

$MOV\ ARCO = \frac{K_{TOT} \times d_{TOT}}{K_{ARCO}} = \frac{524}{1184}\ d_{TOT} = 11,8mm < W_{adm} = 45,5$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

RESUMEN DE REACCIONES DEL ENPARRILLADO SIMPLIFICADO. ESTRUC2

	APOYO DCHO. NUDO 148			APOYO 1700. NUDO 149		
HIPOTESIS	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
GRADIENT	-	-	8,2	-	-	13,9
F. CENTRIF.	0	4,1	3,3	0	4,1	-2,6
E. LAZO	0	0,9	0,1	0	0,9	0
RIPADO	-	-	10,4	-	-	-8,1
E. BARAN.	0	0,9	0,4	0	0,9	-0,3
VIENTO	0	8,6	4,0	0	8,6	-3,1
TEMP. U.	1,5	-	-	1,5	-	-
FRENADO	0,022×Q	-	-	0,022×Q	-	-
PRET	0,44	-	VARIANT	0,44	-	VARIANT
R. FLU	1,1	0	0	1,1	0	0

MOVIMIENTOS $u(x)$ $u(y)$

TEMPERATURA U	2,3	F. CENTRIFUGA	6,2
FRENADO 0,034×Q=26,7		EFECTO LAZO	1,3
PRETENSADO	1,3	E. BARANDILLA	1,3
RETR, FLUENCIA	3,2	VIENTO	12,9
	33,5mm < u_{adm} = 43,0mm		21,7mm

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Dimensionamiento pila-pilote. ELS

Fuste dcho (Axil máximo)

$F_z = 202,6 + 128,9 - 123,6$ (C.P.)

$+10,8 + 11,3 + 27,7 + 5,7 + 1,1 + 18,1 + 0,7$

(10,8 + 11,3: SC PARED; 27,7: VIC+SW; 5,7: FUERZA CENTRIF; 1,1: EFECTO LAZO; 18,1: RIPADO; 0,7: EMP. BARAND)

$= 207,9 + 324,7 = 532,6$ t

$F_x = 0,018 \times 784,8 = 14,1$t

$F_y = 3,2 + 0,7 + 0,7 = 4,6$t

Fuste izquierdo (Axil mínimo, con viento)

$F_z = 206,1 + 131,1 - 124,5$

$+3,8 - 22,9 - 5,6 - 1,1 - 179/24 - 0,7 - 6,8 =$

(3,8: TREN UNIT; 22,9: GRAD; 179/24: RIPADO; 6,8: VIENTO)

$= 212,7 - 34,0 = 178,7$t

$F_x = -0,018 \times 32 = 0,6$t

$F_y = 3,2 + 0,7 + 0,7 + 6,7 = 11,3$t

LONGITUD NECESARIA DE PILOTE ϕ 1,25m.

$F_z = 532,6 + \frac{\pi}{4} \times 2,5\,(1,1^2 \times 4,5 + 1,25^2 \times 30) = 552,5$t

Resistencia punta: $1200 \times \frac{\pi}{4} \times 1,25^2/3 = 490,9$t

Longitud necesaria: $552,5 - 490,9 = \pi \times 1,25 \times L \times 10/2$

$L = \frac{61,6}{19,6} = 3,1$ m

Longitud mínima $5 \times 1,25 = 6,25$ m.

Terreno blando

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Dimensionamiento pila-pilote. ELU

Fuste derecho

$F_z = 1,60 \times 533,6 = 852,2t$

$F_x = 1,60 \times 14,1 = 22,6t$

$F_y = 1,60 \times 4,6 = 7,4t$

Fuste izquierdo

$F_z = 212,7 \times 1,00 - 34 \times 1,44 = 163,7t$

$F_x = 1,44 \times 9,6 = 9,9t$

$F_y = 1,44 \times 11,3 = 16,3t$

$q_x = 1,44 \times 0,2 \times 1,1 = 0,3t/m$ en 4,5m.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Dimensionamiento del fuste de pila

$N_c = 3000/1,5 \times 0,9 \times \frac{\pi}{4} \times 1,1^2 = 1710,6t$

$h = 1,1cm$

$r = 0,03 + 0,012 + 0,025/2 = 0,054m < 0,05 \times h$

Pila derecha.

$N_d = 852,2 + \underbrace{1,60 \times \frac{\pi}{4} \times 1,1^2 \times 4,5 \times 2,50}_{17,1} = 869,3t$

$H_d = \sqrt{22,6^2 + 7,4^2} = 23,8t$

longitud de pandeo $1,4 \times 4,5 = 6,3m$; radio de giro $= \frac{\sqrt{\phi}}{4} = 0,262m$; $\lambda = 24 < 35$

$M_d = 23,8 \times 4,5 + 852,2 \times 0,055 = 154,0tm$

$\nu = 0,508$; $\mu = 0,082$; $\omega = 0,01$

Pila izq.

$N_d = 163,7 + \underbrace{\frac{\pi}{4} \times 1,1^2 \times 4,5 \times 2,50}_{10,7} = 174,4t$

$H_d = \sqrt{0,9^2 + (16,3 + 0,3 \times 4,5)^2} = 17,7t$

$M_d = \sqrt{(0,9 \times 4,5)^2 + (16,3 \times 4,5 + 0,3 \times 4,5 \times 2,25)^2} + 163,7 * 0,055 =$

$= 76,5 + 9,0 = 85,5$

$\nu = 0,102$; $\mu = 0,045$; $\omega = 0,02$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Armadura mínima

$$A_s = \frac{0,1 \times N_d}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 869,3}{4,0} = 21,7 cm^2 \rightarrow 7\phi 20$$

$\rightarrow 16\phi 16$

Cortante

$$V_{cu} = 5\sqrt{f_{cd}} \times A_c = 5\sqrt{300/1,5} \times \frac{\pi}{4} \times 1,1^2 = 67,2t < Hd,max$$

$$A_{d,min} = \frac{0,02 \times 3000/1,5 \times 1,10}{4,2} = 10,5 cm^2/m \quad \phi 12 c 20$$

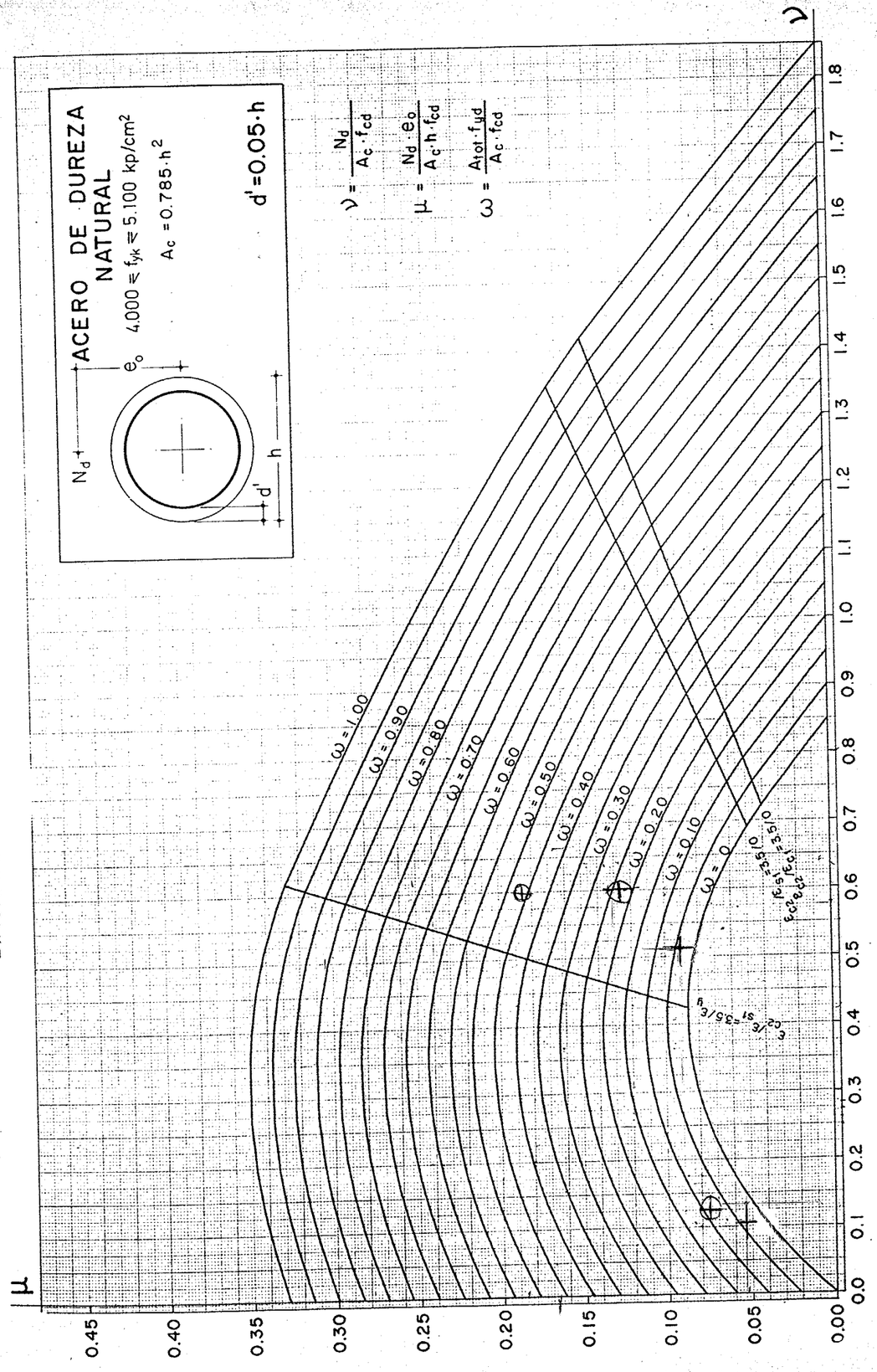
Armadura introducción reacción

$$T_d = 0,3 \times N_d \times \left(1 - \frac{0,7}{1,10}\right) = 93t$$

$A_s = 28,0 cm^2$ en cada dirección

($21,6 cm^2$)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



PILARE

Dimensionamiento del pilote

$U_c = 2000/1,5 \times 0,9 \times \frac{\pi}{4} \times 1,25^2 = 1472,6\,t$

$h = 1,25\,m$

$r = 0,04 + 0,012 + 0,025/2 = 0,0645\,m \simeq 0,05\,h$

$N_d = 869,3 + \underbrace{1,6 \times \frac{\pi}{4} \times 1,25^2 \times 30}_{14,7} \times 2,5 = 884,0\,t$

$H_d = 23,8\,t$

$M_d = 759,6/100 \times 23,8 + 869,3 \times 0,0625 = 178,6 + 54,3 =$
↑ del empuñado (se produce en cota ≈ 272) $= 232,9\,tm$

$\left.\begin{matrix} \upsilon = 0,600 \\ \mu = 0,12\,t \end{matrix}\right\} \omega = 0,24$

$N_d = 174,4 + \underbrace{\frac{\pi}{4} \times 1,25^2 \times 30}_{9,2} \times 2,5 = 183,6\,t$

$H_d = 17,7\,t$

$M_d = 130 + 174,4 \times 0,0625 = 140,9\,tm.$
↑ del empuñado

$\left.\begin{matrix} \upsilon = 0,125 \\ \mu = 0,077 \end{matrix}\right\} \omega = 0,09$

Comprobación pandeo

ϕ 1,10 m $\quad i = \frac{\sqrt{\phi}}{4} = 0,26$

ϕ 1,25 m $\quad i = 0,28$

$\lambda_{PILA} = \frac{1,4 \times 4,5}{0,26} = 24,2$

$\lambda_{PILOTE} = \frac{1,4 \times (3 + 2,2)}{0,28} = 26,0$

$\left.\begin{matrix} \\ \\ \end{matrix}\right\} \Sigma\lambda = 50,2$

En hipótesis 1 de pilote.

$e_0 = 0,4 \times \frac{232,9}{884,0} = 0,105\,m.$

$e_c = \left(0,85 + \frac{1,1\,\nu_d}{12000}\right) \frac{h + 20\,e_0}{h + 10\,e_0} \frac{l_c^2}{i} \times 10^{-4} = 0,12\,m$

$\Delta M = 884 \times 0,12 = 107\,tm.$

$\left.\begin{matrix} \upsilon = 0,600 \\ \mu = 0,185 \end{matrix}\right\} \omega = 0,47$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

$A_S = w \times l_c / f_{yd} = 0,47 \times \frac{1472,6 \times 1,15}{5,1} = 156,1\ cm^2$

$32\ \phi\ 25$ (No 10 cm)

Cortante

$V_{cu} = 5\sqrt{200 \times 0,9/1,5} \times \frac{\pi}{4} \times 1,25^2 = 67,2t$

$V_{d,1} = 2160/100 \times 23,8 = 51,4t$ $\Big\}$ $< V_{cu}$

$V_{d,2} = 37,4t$

↳ Datos obtenidos del cálculo matricial.

$A_{\alpha,min} = 7,9\ cm^2/m \rightarrow c\phi 12 c\ 20\ cm.$

Calculo Estribos Puente sobre el Canal de Aragon y Cataluña. (12-8-97)

1.- Acciones del tablero sobre los estribos.-

Las Acciones han sido facilitadas por Ferrovial, tras el Anejo del Calculo de la Solucion adoptada, siendo esta:

A todo ancho:

- Estribo-1.-

PP+SE = 322,80 t
SC. max = 144,20 t
SC. min = 0,00 t
Hlfr, rh, temp = 5,20 t
Hl frenado = 34,53 t

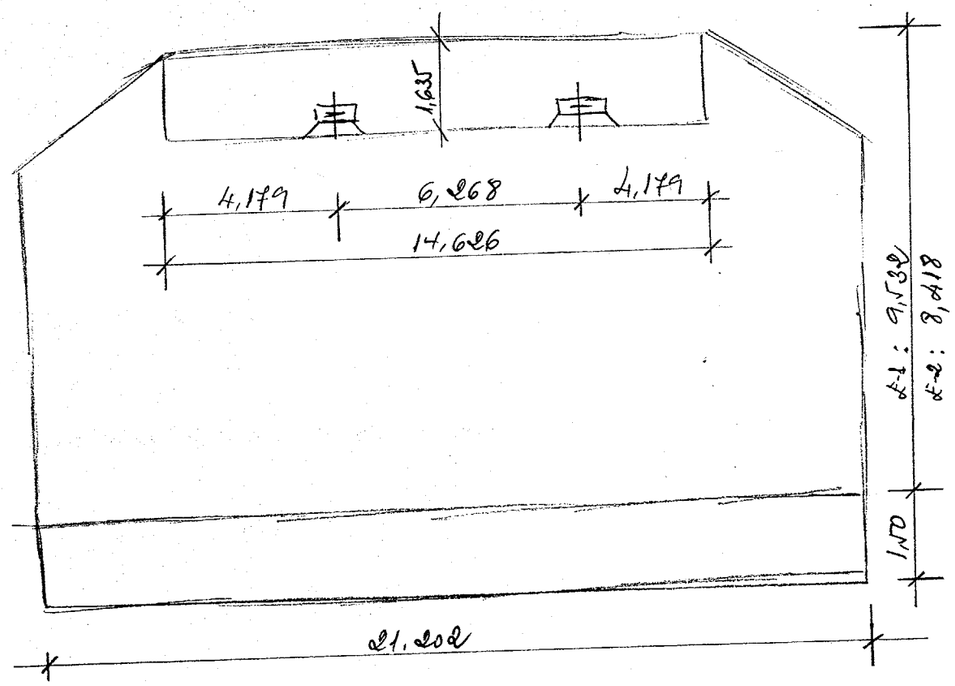
- Estribo-2.-

PP+SE = 336,00 t
SC. max = 179,30 t
SC. min = 0,00 t
Hlfr, rh, temp = 5,20 t
Hl frenado = 34,53 t

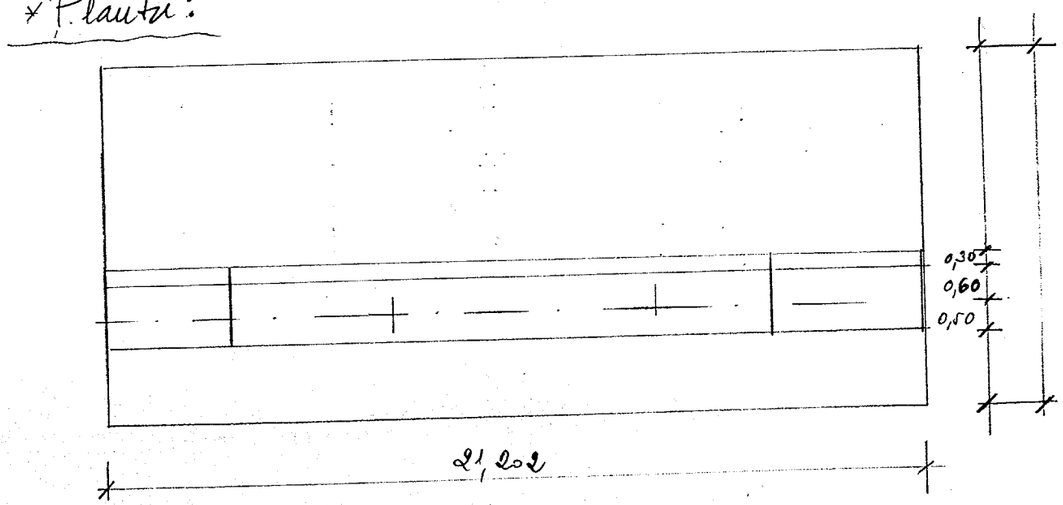
2.- Calculo de los estribos:

2.1.- Geometria estribos.-

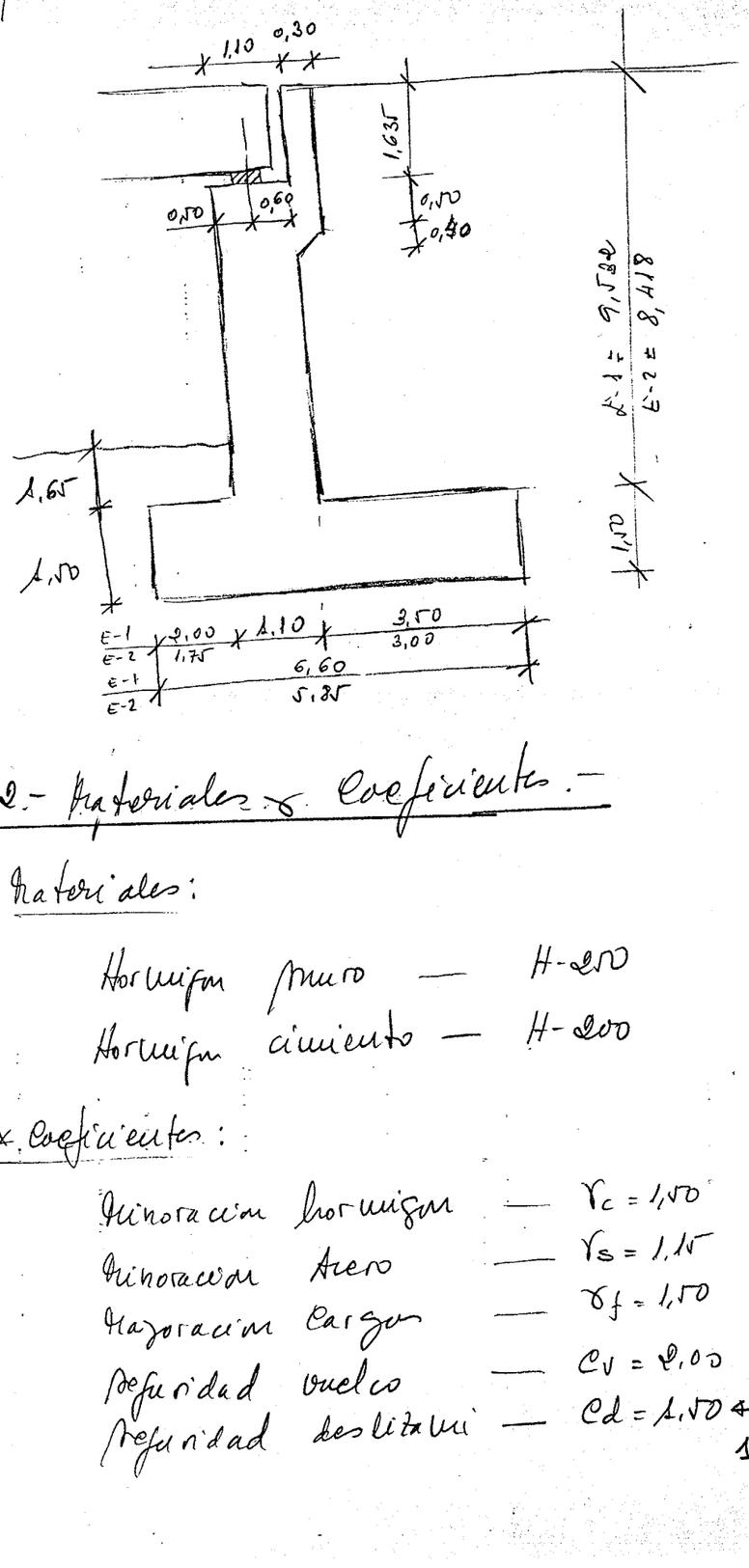
* Alzado:



* Planta:



* Seccion:



2.2.- Materiales y Coeficientes.-

* Materiales:

Hormigon muro — H-250
Hormigon cimiento — H-200

* Coeficientes:

Minoracion hormigon — $\gamma_c = 1,50$
Minoracion Acero — $\gamma_s = 1,15$
Mayoracion Cargas — $\gamma_f = 1,50$
Seguridad vuelco — $C_V = 2,00$
Seguridad deslizamiento — $C_d = 1,50$ ← puede ser 1,35 para frenado

2.3.- Características del Relleno y del Suelo.-

* Relleno:

$\varphi = 35^{\circ}$

$\gamma = 1.90\ t/m^3$

$c = 0$

* Suelo de cimentación: Arcillas.

$\sigma_{adm} = 3.00\ kg/cm^2$

$\varphi = 22^{\circ}$

$\mu = tg\,\varphi + 0{,}40 \times 0{,}10 = 0{,}44$

2.4.- Hipótesis Consideradas.-

2.4.1.- Hipótesis.-

H-1: Estribo sin tablero

H-2: Estribo + tablero sin S.C.

H-3: Estribo + tablero + S.C.

2.4.2.- Acciones en Cada Hipótesis.-

para el calculo a todo lo ancho, vamos a considerar una anchura efectiva del estribo de

$$\text{Anchura} = \frac{21.20 + 14{,}63}{2} = 17{,}90 \text{ mts.-}$$

2.4.2.1.- Estribo 1.-

- H-1:

$$q = \frac{8.00 \times 14{,}63}{17.90} = 2.50\ t/m^2$$

$N_R = 0$

$H_{LR} = 0$

- H-2:

$q = 2.50\ t/m^2$

$N_R = 322{,}80\ t \longrightarrow N_R = 18{,}03\ t/ml$

$H_{LR} = 5{,}20\ t \longrightarrow H_{LR} = 0{,}30\ t/ml.$ (9,432)

- H-3:

$q = 2.50\ t/m^2$

$N_R = 322{,}80 + 144.20 = 467.00\ t \longrightarrow N_R = 26{,}09\ t/ml.$

$H_{LR} = 5{,}20 + 34{,}53 = 39{,}73\ t \longrightarrow H_{LR} = 2{,}22\ t/ml.$ (9,432)

2.4.2.2.- Estribo 2.-

- H-1:

$q = 2.50\ t/m^2$

$N_R = 0$

$H_{LR} = 0$

- H-2:

$q = 2{,}50\ t/m^2$

$N_R = 336{,}00\ t. \longrightarrow N_R = 18{,}77\ t/ml.$

$H_{LR} = 5{,}20\ t \longrightarrow H_{LR} = 0{,}30\ t/ml.$ (8,318)

- H-3:

$q = 2{,}50\ t/m^2$

$N_R = 336{,}00 + 179{,}30 = 515{,}300\ t \longrightarrow N_R = 28{,}77\ t/ml.$

$H_{LR} = 5{,}20 + 34{,}53 = 39{,}73\ t \longrightarrow H_{LR} = 2{,}22\ t/ml.$ (8,318)

2.5.- Calculo longitudinal estribos.-

"Ser listados a continuacion"

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 9.532
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 6.6
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.5
Puntera de la zapata	(mts.)	= 2

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	0 2.5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	0 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	2.611475
(P2,Xp2)	= 24.75	3.3
Ptot	= 48.3143	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	6.6

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 54.3324	5.1
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.35
(Wt2,Xwt2)	= 6.27	1
(Wq,Xwq)	= 7.5	5.1
Wttot	= 74.89204	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 0	2.5
(Hl,Yhl)	= 0	9.432

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 607.1302
Mom. Volcad. (txm.) = 156.4437

CV = 3.880823

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 38.80574
Fuerza opuesta desl. (t.) = 54.21079

Cd = 1.396979 ≤ { Valor en construcción cd = 1,35

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 123.2063
M en puntera zapata (txm.) = 331.1294
M en centro zapata (txm.) = 75.45151

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 2.90604
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .8274859
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.386401
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 23.5643		-6.147474E-02
(e1,ye1) = 23.39081		3.177333
(e2,ye2) = 6.457698		4.766
(n,xn) = 0	5.000001E-02	
(hl,yhl) = 0	7.932	

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil	(t.)	NK = 23.5643
Cortante	(t.)	VK = 29.84851
Momento	(txm.)	MK = 103.6492

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 35.34645
Cortante de cálculo (t.) Vd = 44.77277
Momento de cálculo (txm.) Md = 155.4738

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 139106.4
As1 (cm2.) = 31.36713
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 7.841784

Us2 (Kg.) = 1767.322
As2 (cm2.9 = .4418306
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .1104576

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 7
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 14.28571
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 10

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 44772.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 4668674
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 41146.21
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 25713.82

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 7003011
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 61719.32
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 38570.73

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 48915.43
As1 (cm2.) = 13.17283
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 3.95185

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura Principal Número de Barras = 7
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 14.28571

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 38570.73
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 61719.32
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 16
Número Redondos Armadura Principal = 7
Tensión tangencial de cálculo Td = 13.44131
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1,	(Kgxcm.)	MK =-7344551
Cortante en S1,	(Kg.)	Vs1=-37011.18
Cortante a d/2,	(Kg.)	Vs2=-32512.6
Cortante a d,	(Kg.)	Vs3=-26358.66

Momento de cálculo	(Kgxcm.)	Md = 1.101683E+07
Cortante de cálculo en S1	(Kg.)	Vs1d=-55516.77
Cortante de cálculo a d/2	(kg.)	Vs2d=-48768.91
Cortante de cálculo a d	(Kg.)	Vs3d=-39537.99

- Flexión:

Us1	(Kg.)	= 77532.77
As1	(cm2.)	= 17.48288
Arm. de reparto	(cm2/ml.)	= 5.244864

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo	(mm.)	= 20
Armadura Principal Número de Barras		= 6
Armadura Principal Separación Barras	(cms.)	= 16.66667
Armadura de Reparto Diametro Redondo	(mm.)	= 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml.	(n/ml.)	= 7

- Cortante:

Cortante:

VS3d =-39537.99
Vcu3 = 83715.79

Punzonamiento:

VS2d =-48768.91
Vcu2 = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-55516.77

Diametro Redondo Armadura Principal	(mm.)	= 20
Número Redondos Armadura Principal		= 6
Tensión tangencial de cálculo		Td =-11.28448
Resistencia de Cálculo para Adherencia		Tbd = 53.1577

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 9.532
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 6.6
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.5
Puntera de la zapata	(mts.)	= 2

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	18.03 2.5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	.3 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	2.611475
(P2,Xp2)	= 24.75	3.3
Ptot	= 48.3143	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	6.6

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 54.3324	5.1
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.35
(Wt2,Xwt2)	= 6.27	1
(Wq,Xwq)	= 7.5	5.1
Wttot	= 74.89204	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 18.03	2.5
(Hl,Yhl)	= .3	9.432

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 652.2052
Mom. Volcad. (txm.) = 159.2733

CV = 4.094882

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 39.10574
Fuerza opuesta desl. (t.) = 62.14399

Cd = 1.589127

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 141.2363
M en puntera zapata (txm.) = 373.3748
M en centro zapata (txm.) = 92.70511

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.416875
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .8630147
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.778409
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1)	= 23.5643	-6.147474E-02
(e1,ye1)	= 23.39081	3.177333
(e2,ye2)	= 6.457698	4.766
(n,xn)	= 18.03 5.000001E-02	
(hl,yhl)	= .3 7.932	

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil	(t.)	NK = 41.5943
Cortante	(t.)	VK = 30.14851
Momento	(txm.)	MK = 106.9303

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 62.39145
Cortante de cálculo (t.) Vd = 45.22277
Momento de cálculo (txm.) Md = 160.3954

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 131816.9
As1 (cm2.) = 29.72342
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 7.430855

Us2 (Kg.) = 3119.573
As2 (cm2.9 = .7798931
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .1949733

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 7
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 14.28571
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 10

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 45222.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 5744071
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 50518.01
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 31641.61

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 8616106
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 75777.02
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 47462.42

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 60363.78
As1 (cm2.) = 15.28192
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 4.584577

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura Principal Número de Barras = 8
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 12.5

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 47462.42
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 75777.02
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td = 18.48315
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-6612322
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-31356.69
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-28753.83
Cortante a d, (Kg.) Vs3=-24117.08

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 9918483
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-47035.04
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-43130.75
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-36175.63

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 69658.23
As1 (cm2.) = 16.7225
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.016751

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 6
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 16.66667

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 7

- Cortante:

Cortante:
VS3d =-36175.63
Vcu3 = 83715.79
Punzonamiento:
VS2d =-43130.75
Vcu2 = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-47035.04
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 6

Tensión tangencial de cálculo Td =-9.560461
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 53.1577

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 9.532
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 6.6
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.5
Puntera de la zapata	(mts.)	= 2

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	26.09	2.5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	2.22	9.432

18,03

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	2.611475
(P2,Xp2)	= 24.75	3.3
Ptot	= 48.3143	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	6.6

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 54.3324	5.1
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.35
(Wt2,Xwt2)	= 6.27	1
(Wq,Xwq)	= 7.5	5.1
Wttot	= 74.89204	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 26.09	2.5	18,03
(Hl,Yhl)	= 2.22	9.432	

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 672.3552
Mom. Volcad. (txm.) = 177.3827

CV = 3.790421

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 41.02575
Fuerza opuesta desl. (t.) = 65.69039

Cd = 1.601199

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 149.2963
M en puntera zapata (txm.) = 375.4154
M en centro zapata (txm.) = 117.2625

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.877252
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .6468796
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 3.069659
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

vale

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 23.5643 -6.147474E-02
(e1,ye1) = 23.39081 3.177333
(e2,ye2) = 6.457698 4.766
(n,xn) = 26.09 5.000001E-02
(hl,yhl) = 2.22 7.932

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 49.6543
Cortante (t.) VK = 32.06851
Momento (txm.) MK = 122.5627

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 74.48145
Cortante de cálculo (t.) Vd = 48.10277
Momento de cálculo (txm.) Md = 183.8441

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 152006.4
As1 (cm2.) = 34.27594
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 8.568986

Us2 (Kg.) = 3724.072
As2 (cm2.9 = .9310181
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .2327545

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 7
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 14.28571
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 11

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 2
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 50
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 48102.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 6649656
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 58082.93
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 36678.27

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 9974483
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 87124.4
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 55017.41

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 70058.91
As1 (cm2.) = 16.77913
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.03374

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 6
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 16.66667

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 7

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 55017.41
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 87124.4
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 6
Tensión tangencial de cálculo Td = 17.70913
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-7203688
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-32643.18

Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-30804.94
Cortante a d, (Kg.) Vs3=-26394.03

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.080553E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-48964.77
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-46207.41
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-39591.05

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 76015.3
As1 (cm2.) = 17.43791
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.231373

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 6
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 16.66667

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 7

- Cortante:

Cortante:
VS3d =-39591.05
Vcu3 = 83715.79
Punzonamiento:
VS2d =-46207.41
Vcu2 = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-48964.77
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 6
Tensión tangencial de cálculo Td =-9.952703
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 53.1577

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 6.032
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 0
Altura de la zapata	(mts.)	= 0
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 1.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 0
Puntera de la zapata	(mts.)	= 0

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	26.09 .5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	2.22 4.397

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 13.9393	.6539227
(P2,Xp2)	= 0 .55	
Ptot	= 13.9393	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 9.366988	2.010667
(E2,Ye2)	= 4.086534	3.016
Etot	= 13.45352	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 6.28017	1.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	=-5.7304	1.35
(Wta1,Xwta1)	= 3.46465	1.35
(Wt2,Xwt2)	= 0	0
(Wq,Xwq)	=-1.25	1.35
Wttot	=-3.51575	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 26.09	.5
(Hl,Yhl)	= 2.22	4.397

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 24.32215
Mom. Volcad. (txm.) = 40.92022

CV = .5943798

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 15.67352
Fuerza opuesta desl. (t.) = 16.06596

Cd = 1.025038

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 36.51355
M en puntera zapata (txm.) =-23.50625
M en centro zapata (txm.) = 43.58871

Distribución de Tensiones Triangular:

Contacto zapata - suelo (mts.) =-1.931304
Tensión en la punta (Kg/cm2.) =-3.781233
Tensión de comparación (4/3 xTadm.) = 4

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 13.9393 -.1039227
(e1,ye1) = 9.366988 2.010667
(e2,ye2) = 4.086534 3.016
(n,xn) = 26.09 5.000001E-02
(h1,yh1) = 2.22 4.397

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 40.0293
Cortante (t.) VK = 15.67352
Momento (txm.) MK = 40.7761

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 60.04395
Cortante de cálculo (t.) Vd = 23.51028
Momento de cálculo (txm.) Md = 61.16415

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 63000
As1 (cm2.) = 14.20588
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 3.551471

Us2 (Kg.) = 3002.198
As2 (cm2.9 = .7505494
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .1876374

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 3
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 33.33333
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 23510.28
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 8.418
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 5.85
Talón de la zapata	(mts.)	= 3
Puntera de la zapata	(mts.)	= 1.75

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	0	2.25
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	0	8.318

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 20.5008	2.370661
(P2,Xp2)	= 21.9375	2.925
Ptot	= 42.4383	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 25.32361	3.306
(E2,Ye2)	= 6.719204	4.959
Etot	= 32.04281	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 14.95774	5.85

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 39.9855	4.6
(Wta1,Xwta1)	= 5.73135	3.1
(Wt2,Xwt2)	= 5.48625	.875
(Wq,Xwq)	= 6.25	4.6
Wttot	= 57.4531	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 0	2.25
(Hl,Yhl)	= 0	8.318

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 435.5214
Mom. Volcad. (txm.) = 117.0404

CV = 3.721121

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 32.04281
Fuerza opuesta desl. (t.) = 43.95222

Cd = 1.371672 ≤ 1,35 (en Construcción)

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 99.8914
M en puntera zapata (txm.) = 230.9782
M en centro zapata (txm.) = 61.20412

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 2.780596
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .6344947
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.244071
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 20.5008 -7.066125E-02
(e1,ye1) = 18.24295 2.806
(e2,ye2) = 5.702991 4.209
(n,xn) = 0 5.000001E-02
(hl,yhl) = 0 6.818

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 20.5008
Cortante (t.) VK = 23.94595
Momento (txm.) MK = 73.745

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 30.7512
Cortante de cálculo (t.) Vd = 35.91892
Momento de cálculo (txm.) Md = 110.6175

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 94146.5
As1 (cm2.) = 21.22911
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 5.307278

Us2 (Kg.) = 1537.56
As2 (cm2.9 = .38439
Arma. repar. de As2 (cm2.) = 9.609751E-02

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 5
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 7

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 35918.92
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 3410973
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 33854.21
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 19516.85

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 5116460
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 50781.32
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 29275.27

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 35613.95
As1 (cm2.) = 10.25839
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 3.077516

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura Principal Número de Barras = 6
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 16.66667

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 4

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 4
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 25

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 4

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 29275.27
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 50781.32
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 4
Tensión tangencial de cálculo Td = 15.48291
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-5272641
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-31189.29
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-26677.29

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 7908961
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-46783.93
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-40015.93

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 55336.48
As1 (cm2.) = 14.40125
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 4.320376

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

- Cortante:

VS2d (Kg.) =-40015.93
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-46783.93
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td =-11.4113
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 8.418
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 5.85
Talón de la zapata	(mts.)	= 3
Puntera de la zapata	(mts.)	= 1.75

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	18.77 2.25
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	.3 8.318

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 20.5008	2.370661
(P2,Xp2)	= 21.9375	2.925
Ptot	= 42.4383	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 25.32361	3.306
(E2,Ye2)	= 6.719204	4.959
Etot	= 32.04281	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 14.95774	5.85

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 39.9855	4.6
(Wta1,Xwta1)	= 5.73135	3.1
(Wt2,Xwt2)	= 5.48625	.875
(Wq,Xwq)	= 6.25	4.6
Wttot	= 57.4531	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 18.77	2.25
(Hl,Yhl)	= .3	8.318

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 477.7539
Mom. Volcad. (txm.) = 119.5358

CV = 3.996744

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 32.34281
Fuerza opuesta desl. (t.) = 52.21102

Cd = 1.6143

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 118.6614
M en puntera zapata (txm.) = 270.7153
M en centro zapata (txm.) = 76.36931

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.367332
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .6894686
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.697866
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 20.5008 -7.066125E-02
(e1,ye1) = 18.24295 2.806
(e2,ye2) = 5.702991 4.209
(n,xn) = 18.77 5.000001E-02
(hl,yhl) = .3 6.818

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 39.2708
Cortante (t.) VK = 24.24594
Momento (txm.) MK = 76.7289

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 58.9062
Cortante de cálculo (t.) Vd = 36.36892
Momento de cálculo (txm.) Md = 115.0934

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 85225.43
As1 (cm2.) = 19.2175
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 4.804375

Us2 (Kg.) = 2945.31
As2 (cm2.9 = .7363276
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .1840819

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 4
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 25
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 7

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 36368.92
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 4380425
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 43423.46
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 25053.38

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 6570638
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 65135.19
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 37580.07

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 45858.62
As1 (cm2.) = 12.5472
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 3.76416

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 4
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 25

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 37580.07
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 65135.19
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 4
Tensión tangencial de cálculo Td = 19.85932
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-4616211
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-25449.6

Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-23074.32

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 6924317
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-38174.39
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-34611.48

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 48358.71
As1 (cm2.) = 13.06085
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 3.918255

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

- Cortante:

VS2d (Kg.) =-34611.48
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-38174.39
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td =-9.31131
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 8.418
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 5.85
Talón de la zapata	(mts.)	= 3
Puntera de la zapata	(mts.)	= 1.75

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	28.77 2.25
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	2.22 8.318

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 20.5008	2.370661
(P2,Xp2)	= 21.9375	2.925
Ptot	= 42.4383	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 25.32361	3.306
(E2,Ye2)	= 6.719204	4.959
Etot	= 32.04281	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 14.95774	5.85

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 39.9855	4.6
(Wta1,Xwta1)	= 5.73135	3.1
(Wt2,Xwt2)	= 5.48625	.875
(Wq,Xwq)	= 6.25	4.6
Wttot	= 57.4531	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 28.77	2.25
(Hl,Yhl)	= 2.22	8.318

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 500.2539
Mom. Volcad. (txm.) = 135.5063

CV = 3.691738

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 34.26281
Fuerza opuesta desl. (t.) = 56.61102

Cd = 1.652259

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 128.6614
M en puntera zapata (txm.) = 277.2448
M en centro zapata (txm.) = 99.08986

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.936616
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .4620647
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 3.067978
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 20.5008 -7.066125E-02
(e1,ye1) = 18.24295 2.806
(e2,ye2) = 5.702991 4.209
(n,xn) = 28.77 5.000001E-02
(hl,yhl) = 2.22 6.818

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 49.2708
Cortante (t.) VK = 26.16595
Momento (txm.) MK = 90.31947

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 73.9062
Cortante de cálculo (t.) Vd = 39.24892
Momento de cálculo (txm.) Md = 135.4792

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 99650.63
As1 (cm2.) = 22.47024
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 5.617559

Us2 (Kg.) = 3695.31
As2 (cm2.9 = .9238276
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .2309569

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 5
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 8

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 2
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 50
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 39248.92
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 5264872
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 51828.13
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 30173.14

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 7897308
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 77742.2
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 45259.72

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 55253.75
As1 (cm2.) = 14.38617
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 4.31585

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 45259.72
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 77742.2
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td = 18.96249
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-5026691
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-26143.34

Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-24723.52

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 7540037
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-39215.02
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-37085.29

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 52719.04
As1 (cm2.) = 13.91454
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 4.174361

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 6

- Cortante:

VS2d (Kg.) =-37085.29
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-39215.02
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 20
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td =-9.565133
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 5.418
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 1.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 0
Puntera de la zapata	(mts.)	= 0

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	28.77 .5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	2.22 5.3

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 12.2508	.6682462
(P2,Xp2)	= 4.125	.55
Ptot	= 16.3758	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 12.32079	2.306
(E2,Ye2)	= 4.686777	3.459
Etot	= 17.00756	

Epas. zap. = 0

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 7.939215	1.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	=-5.1471	1.35
(Wta1,Xwta1)	= 2.88135	1.35
(Wt2,Xwt2)	= 0	0
(Wq,Xwq)	=-1.25	1.35
Wttot	=-3.51575	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 28.77	.5
(Hl,Yhl)	= 2.22	5.3

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 28.82718
Mom. Volcad. (txm.) = 56.3893

CV = .5112171

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 19.22756
Fuerza opuesta desl. (t.) = 18.31722

Cd = .9526544

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 41.63005
M en puntera zapata (txm.) =-36.29526
M en centro zapata (txm.) = 59.19179

Distribución de Tensiones Triangular:

Contacto zapata - suelo (mts.) =-2.615557
Tensión en la punta (Kg/cm2.) =-3.183265
Tensión de comparación (4/3 xTadm.) = 4

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 12.2508 -.1182461
(e1,ye1) = 7.557103 1.806
(e2,ye2) = 3.670563 2.709
(n,xn) = 28.77 5.000001E-02
(hl,yhl) = 2.22 3.8

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 41.0208
Cortante (t.) VK = 13.44767
Momento (txm.) MK = 32.01758

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 61.5312
Cortante de cálculo (t.) Vd = 20.1715
Momento de cálculo (txm.) Md = 48.02637

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 63000
As1 (cm2.) = 14.20588
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 3.551471

Us2 (Kg.) = 3076.56
As2 (cm2.9 = .7691401
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .192285

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 3
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 33.33333
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura As1 Número de Barras = 5
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 20171.5
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

9.6.- Armaduras mínimas. Anclajes y Esperas.-

9.6.1.- En el muro.-

* Armadura horizontal total:

$\rho = 0,0016 \rightarrow A_{s\,min} = 17,60\ cm^2/m$

dispuesta: $\phi 16\,a\,0,25 + \phi 12\,a\,0,25 = 12,56\ cm^2/m < A_{s\,min}$

ponemos: $\phi 20\,a\,0,25 + \phi 12\,a\,0,25 = 17,08\ cm^2/m \simeq A_{s\,min}$ vale

* Armadura horizontal una cara:

$\rho = 0,0006 \rightarrow A_{s\,min} = 6,60\ cm^2/m$

dispuesta $\phi 12\,a\,0,25 = 4,52\ cm^2/m < A_{s\,min}$.-

ponemos $\phi 16\,a\,0,25 = 8,04\ cm^2/m > A_{s\,min}$ vale

* Armadura Vertical total:

$\rho = 0,0009 \rightarrow A_{s\,min} = 9,90\ cm^2/m$

dispuesta: $\phi 12\,a\,0,25 + \phi 12\,a\,0,25 = 04,16\ cm^2/m > A_{s\,min}$

* Armadura Vertical una cara:

$\rho = 0,0003 \rightarrow A_{s\,min} = 3,30\ cm^2/m$

dispuesta: $\phi 12\,a\,0,25 = 4,52\ cm^2/m > A_{s\,min}$.-

2.6.2.- En la zapata.-

$$\rho = 0{,}0018 \times \frac{4100}{5100} \longrightarrow A_{s\,min} = 21{,}71\ cm^2/m$$

* Dirección longitudinal:

dispuesto: $\phi 25\,a\,0{,}25 + \phi 25\,a\,0{,}25 = 39{,}28\ cm^2/m > A_{s\,min\,calc}$

* Dirección transversal:

dispuesto: $\phi 16\,a\,0{,}20 + \phi 16\,a\,0{,}20 = 20{,}10 \geq A_{s\,min\ valor}$

2.6.3.- Anclajes y Solapes.-

* Anclaje a tracción:

$l_b = 19 \times \phi^2 =$ ⌐ $\phi 25 \rightarrow 125$.- cms.
└ $\phi 12 \rightarrow$ 30.- cms. $\rightarrow$ 0,50 m.
└ $\phi 20 \rightarrow$ 76 cms

* Anclaje a compresión:

Solo se admite la prolongación recta:

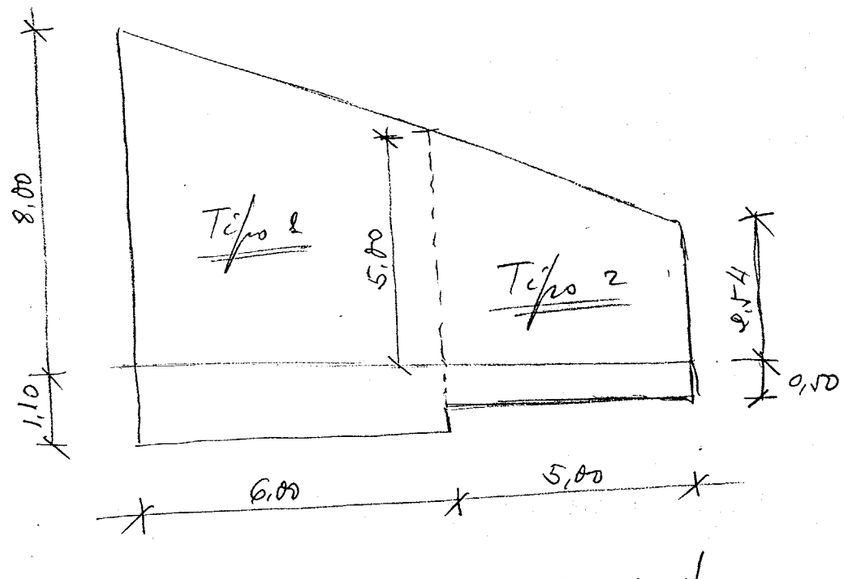
$l_b = \phi 12 = 0{,}50$ m.

* Solapes:

$l_o = \alpha \times 15 \times \phi^2 =$ ⌐ $\phi 25 = 1.80$ mts.
└ $\phi 12 = 1.00$ m.
└ $\phi 20 = 1.60$ m.-

2.7.- Calculo de las Aletas.-

2.7.1.- Geometria.-



2.7.2.- Calculo de los Asientos y Giramiento.-

- Aleta tipo 1:

Hcalculo = 7,25 mts. (altura a 1/4)

- Aleta tipo 2:

Hcalculo = 4.40 mts. (altura a 1/4)

- Ser listados a continuación:

CALCULO MECANIZADO DE MUROS.

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 7.25
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 1.65
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.1
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 4.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 2.2
Puntera de la zapata	(mts.)	= .8

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	= 1.50
Coef. minoración acero	= 1.15
Coef. mayoración cargas	= 1.5
Coef. seguridad vuelco	= 2.00
Coef. seguridad desliza.	= 1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	0	1
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	0	1

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = .4

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Glovales Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 19.9375	1.35
(P2,Xp2)	= 11.275	2.05
Ptot	= 31.2125	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 17.94941	2.783333
(E2,Ye2)	= .9051076	4.175
Etot	= 18.85452	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 8.801383	4.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt0,Xwt0)	= 0	3.366667
(Wt1,Xwt1)	= 30.305	3
(Wt2,Xwt2)	= 2.508	.4
(Wq,Xwq)	= .8800001	3
Wttot	= 33.693	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 0	1
(Hl,Yhl)	= 0	1

3.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 180.6732
Mom. Volcad. (txm.) = 53.73803

CV = 3.362112

4.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 18.85452
Fuerza opuesta desl. (t.) = 28.55842

Cd = 1.514672

5.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 64.9055
M en puntera zapata (txm.) = 90.84956
M en centro zapata (txm.) = 42.20672

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.089547
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = 7.657478E-02
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.336304
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

6.- Cálculo Resistente del Muro .

6.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 19.9375		0
(e1,ye1) = 13.53173		2.416667
(e2,ye2) = .7858718		3.625
(n,xn) = 0	.35	
(hl,yhl) = 0	-.1	

6.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 19.9375
Cortante (t.) VK = 14.3176
Momento (txm.) MK = 35.55047

6.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 29.90625
Cortante de cálculo (t.) Vd = 21.4764
Momento de cálculo (txm.) Md = 53.3257

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 63000
As1 (cm2.) = 14.20588
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 3.551471

Us2 (Kg.) = 1495.313
As2 (cm2.9 = .3738281
Arma. repar. de As2 (cm2.) = 9.345703E-02

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 20
Armadura As1 Número de Barras = 5
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 20
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 5

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 21476.4
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

7.- Cálculo Resistente de la Zapata.

7.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 1058723
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 21230.73
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 6600.007

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1588085
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 31846.1
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 9900.01

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 15207.21
As1 (cm2.) = 4.699183
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 1.409755

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura Principal Número de Barras = 3
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 33.33333

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 2

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 12
Armadura Principal Número de Barras = 5

Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 2

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 9900.01
Vcu2 (Kg.) = 47631.39

Adherencia:

VS1d = 31846.1
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 12
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td = 17.87814
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

7.2.- Talón:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-2606387
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-17766.47
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-16757.88

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 3909581
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-26649.7
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-25136.82

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 37742.86
As1 (cm2.) = 10.02833
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 3.008499

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 4

- Cortante:

VS2d (Kg.) =-25136.82
Vcu2 (Kg.) = 121243.6

Adherencia:

VS1d =-26649.7
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 16
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td =-11.22069
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

CALCULO MECANIZADO DE MUROS.

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo (t/m3.) = 1.9
Angulo rozamiento interno suelo (grados) = 35
Cohesion del suelo (t/m2.) = 0
Angulo rozamiento tierras-muro (grados) = 0
Tensión admisible del suelo (Kg/cm2.) = 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro (mts.) = 4.4
Espesor del Muro (mts.) = .4
Angulo trasdos muro con la horizontal (grad) = 90
Taluz del terreno con la horizontal (grad) = 0
Altura tierras sobre la puntera, (mts.) = 1.65

Altura de la zapata (mts.) = .6
Anchura trans. zapata (mts.) = 2.5
Talón de la zapata (mts.) = 1.6
Puntera de la zapata (mts.) = .5

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro fck (Kg/cm2.) = 250
Hormigón de la zapata fck (Kg/cm2.) = 200
Acero para armar fyk (Kg/cm2.) = 5100

Coef. minoración hormigón = 1.50
Coef. minoración acero = 1.15
Coef. mayoración cargas = 1.5
Coef. seguridad vuelco = 2.00
Coef. seguridad desliza. = 1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn : en (t., mts.) = 0 1
Hl, Yhl: en (t., mts.) = 0 1

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = .4

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Glovales Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 4.4	.7
(P2,Xp2)	= 3.75	1.25
Ptot	= 8.150001	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 6.436019	1.666667
(E2,Ye2)	= .5419806	2.5
Etot	= 6.978	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 3.257365	2.5

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt0,Xwt0)	= 0	1.966667
(Wt1,Xwt1)	= 13.376	1.7
(Wt2,Xwt2)	= 1.5675	.25
(Wq,Xwq)	= .64	1.7
Wttot	= 15.5835	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 0	1
(Hl,Yhl)	= 0	1

3.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 40.12999
Mom. Volcad. (txm.) = 12.08165

CV = 3.321565

4.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 6.978
Fuerza opuesta desl. (t.) = 10.44274

Cd = 1.496523

5.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 23.7335
M en puntera zapata (txm.) = 19.90493
M en centro zapata (txm.) = 9.76195

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 1.886487
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = 1.219281E-02
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 1.417914
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

6.- Cálculo Resistente del Muro .

6.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 4.4 0
(e1,ye1) = 4.984054 1.466667
(e2,ye2) = .4769429 2.2
(n,xn) = 0 -.3
(h1,yh1) = 0 .4

6.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 4.4
Cortante (t.) VK = 5.460997
Momento (txm.) MK = 8.35922

6.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 6.6
Cortante de cálculo (t.) Vd = 8.191495
Momento de cálculo (txm.) Md = 12.53883

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 33616.09
As1 (cm2.) = 7.5801
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 1.895025

Us2 (Kg.) = 330
As2 (cm2.9 = 8.250001E-02
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .020625

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura As1 Número de Barras = 4
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 25
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 12
Armadura As1 Número de Barras = 7
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 14.28571
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 8191.495
Vcu (Kg.) = 21433.04
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

7.- Cálculo Resistente de la Zapata.

7.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 201745
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 6981.271
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 3011.949

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 302617.4
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 10471.91
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 4517.923

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 5522.933
As1 (cm2.) = 1.760581
Arm. de reparto (cm2/ml.) = .5281743

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 12
Armadura Principal Número de Barras = 2
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 50

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 4517.923
Vcu2 (Kg.) = 38971.14

Adherencia:

VS1d = 10471.91
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 12
Número Redondos Armadura Principal = ~~2~~ 4
Tensión tangencial de cálculo Td = ~~28.05011~~ 14,03
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

7.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-785865.9
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-6624.527
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-6851.83
Cortante a d, (Kg.) Vs3=-6512.157

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1178799
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-9936.791
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-10277.74
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-9768.235

- Flexión:

Se pone cuantia mínima Us1<0.04*Uc

Us1 (Kg.) = 21755.41

As1 (cm2.) = 5.690884
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 1.707265

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 12
Armadura Principal Número de Barras = 6
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 16.66667

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

- Cortante:

Cortante:
VS3d =-9768.235
Vcu3 = 31754.27

Punzonamiento:
VS2d =-10277.74
Vcu2 = 63508.53

Adherencia:

VS1d =-9936.791
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 12
Número Redondos Armadura Principal = 6
Tensión tangencial de cálculo Td =-8.87478
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 61.94027

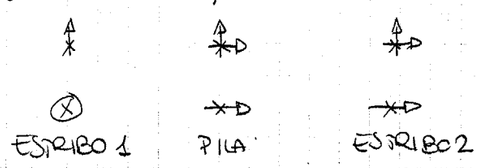
Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE	

Puente sobre el Canal de Aragón y Cataluña

Cálculo de apoyos y estribos (octubre 97)

- En primer lugar se adapta el estribo 2 a las cotas de cimentación adecuadas según los datos de geotecnia disponibles, de manera que sus dimensiones y armadura quedan como el estribo 1 calculado en la misma fecha de agosto de 1997.

- Se dimensionan los apoyos necesarios adoptando el tipo pot de neopreno confinado y siguiendo el siguiente esquema:



- Se recalcula el estribo 1 con las nuevas cargas que se deducen y se comprueba que dimensionamiento de fustes de pila y estribo 2 es suficiente.

Oficina Técnica	PROYECTO:		
	ASUNTO:		
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE	

Frenado y arranque según UIC

Arranque $F_A = 66 + 0{,}125 \times (L-30) = 66{,}25\ t$

Frenado $F_f = 0{,}25 \times [8 \times (32-6{,}4)+100] = 0{,}25 \times 304{,}8 = 76{,}2\ t$

Fuerza total $= 66{,}25 + 76{,}20 = 142{,}45\ t$

La fuerza compatible con reacción vertical de sobrecarga mínima:

Arranque $F_A = 2{,}2 \times L = 2{,}2 \times 16{,}50 = 36{,}3\ t$

Frenado $F_f = 0{,}25 \times [8 \times (16{,}5-6{,}4)+100] =$

$= 0{,}25 \times 180{,}8 = 45{,}2\ t$

Fuerza total $= 36{,}3 + 45{,}2 = 81{,}5\ t$

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

Apoyo fijo estribo 1 (dcho)

$N_{max} = 57,2 + 36,3 + 69,8 + 9,1 + 5,2\times8 + 10,2 + 0,8\times15$
P.P. RCP. PRET SC PASEO SOBRECARGAS
$+ 14,7 + 2,5 + 8,0 + 0,3 + 3,1 = 264,8t$
GRÚA FCENT RIP BAR. VIENTO

$N_{min} = 57,2 + 36,3 + 69,8/2 - 0,4 - 2,8 - 0,1 - 0,5\times8 -$
$- 0,9 - 0,2\times15 - 8,0 - 0,3 - 3,1 = 105,8t$

$H_{longit} = H_{FRENADO} = 76,2t$

$H_{trans\ MAX} = \Sigma H_{TRANS\ NUDO8\ Y\ NUDO9} + (\Sigma H_{TRANS\ NUDO76\ Y\ NUDO76})/2 =$
$= 8 + 1,8\ (\times2) + 1,8 + 16,8 = 30,2t$
F.CENT. E.LATO BARRO. VIENTO
$+3,2 + 0,7\ (\times2) + 0,7 + 6,7 = 12,0t$
$\Sigma = 42,2t$

Apoyo unidireccional estribo 1 (izda)

$N_{max} = 61,8 + 39,6 + 58,1 + 9,2 + 1,5\times15 + 6,1\times8 + 12,0 =$
$+ 9,0 + 10,5 + 9,4 + 4,0 = 275,9t$

$N_{min} = 61,8 + 39,6 + 58,1/2 - 2,9 - 0,5 - 9,6 - 9,7\times15 - 5,9\times8 - 18$
$- 3,3 - 9,1 - 10,5 - 9,4 - 4,0 = 88,7t$

$H_{lat} = 76,2t$

Movimiento transversal $\simeq 0$

Oficina Técnica	PROYECTO:	
	ASUNTO:	
ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

Apoyo unidireccional de pila (dcha)

$N_{max} = 203,6 + 128,9 - 123,6/2 + 10,8 + 11,3 + (8,6 + 7,6)\times15 +$
PP RCP PRET
$+ (2,4 + 1,1)\times8 + 4,5 + 5,7 + 1,1\ (\times2) + 18,1 + 0,7 + 6,9 =$
SOBRECARGA FCENT LATO RIP BARD VIENTO
$= 600,9t$

$H_{TRANSV\ MAX} = \Sigma H_{TRANS\ NUDO72\ Y\ NUDO76} =$
$= 2\times(3,2 + 0,7\ (\times2) + 0,7 + 6,7) = 24,0t$

Movimiento longitudinal $(0,5 + 0,15)\times16 = 10,4mm$

Apoyo multidireccional de pila (izda)

$N_{max} = 206,1 + 131,1 - 124,5\times0,75 + 10,4 + 11,7 + (7,1 + 9,3)\times15 +$
$+ (1,0 + 2,8)\times8 + 12,7 + 1,1\ (\times2) + 17,9 + 0,7 + 6,8 = 582,6t$

Movimiento longitudinal 10,4mm
Movimiento transversal $\simeq 0$

Apoyo unidireccional de estribo 2 (dcha)

$N_{max} = 69,5 + 44,5 + 53,9 + 9,6 + 6,4 \times 15 + 3,6 + 1,6 \times 8 +$
$+ 8,2 + 3,3 + \underset{2x}{0,1} + 10,4 + 0,4 + 4,0 = 316,4t$

$N_{min} = 69,5 + 44,5 + 53,9/2 + 0,5 - 0,4 - 3,0 - 0,7 \times 8 - 1,4 - 0,5 \times 15$
$\underset{2x}{-0,1} - 10,4 - 0,4 - 4,0 = 107,6$

$H_{TRANSV\ MAX} = 8,2 + \underset{2x}{1,8} + 1,8 + 17,2 + 11,3 = 42,1t$

movimiento longitudinal = $(0,5 + 0,45) \times 32 = 20,8mm$

Apoyo multidireccional de estribo 2 (izda)

$N_{max} = 62,3 + 39,5 + 66,3 + 9,5 + 5,5 \times 15 + 9,8 \times 8 + 1,7$
$+ 13,9 + 8,1 + 0,3 + 3,1 = 293,6t$

$N_{min} = 62,3 + 39,5 + 66,3/2 - 0,1 - 2,9 - 0,3 - 0,1 \times 8 - 9,4 \times 15 - 9,7$
$- 2,6 - 8,1 - 0,3 - 3,1 = 110t$

movimiento longitudinal $\simeq 20,8mm$
movimiento transversal $\simeq 0$

Redimensionamiento de estribo 1

$H_{de\ frenado\ y\ arranque} = 142,5t$ / en medio tablero $81,5t$
$H_{de\ retracción} = 0t$

Para el cálculo a todo ancho se puede tomar 17,90m

Se tomará altura de tierras sobre la pantalla 0 ó 1,00

Hipótesis 1

Carga en trasdós $q = \frac{3,00 \times 14,63}{17,90} = 2,50 t/m^2$

$N_R = 322,8t \rightarrow 18,03t/m$
$H_{e_R} = 81,5t \rightarrow 4,55t/m$

Hipótesis 2

Carga en trasdós $q = 2,5 t/m^2$
$N_R = 467t \rightarrow 26,09t/m$
$H_R = 142,5t \rightarrow 7,96t/m$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento debe ser mayor que 1,35.

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 9.532
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 0
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 7.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.6
Puntera de la zapata	(mts.)	= 2.4

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=~~1,250~~ 1,35

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	18.03 2.9
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	4.55 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	3.011475
(P2,Xp2)	= 26.625	3.55
Ptot	= 50.1893	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	7.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 56.14347	5.55
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.75
(Wt2,Xwt2)	= 0	1.2
(Wq,Xwq)	= 7.75	5.55
Wttot	= 70.68312	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 18.03	2.9
(Hl,Yhl)	= 4.55	9.432

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 726.4535
Mom. Volcad. (txm.) = 199.3593

CV = 3.643941

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 43.35574
Fuerza opuesta desl. (t.) = 61.11707

Cd = 1.409665

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 138.9024
M en puntera zapata (txm.) = 398.4798
M en centro zapata (txm.) = 94.62382

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.082623
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .8301216
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.519497
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 23.5643 -6.147474E-02
(e1,ye1) = 23.39081 3.177333
(e2,ye2) = 6.457698 4.766
(n,xn) = 18.03 5.000001E-02
(h1,yh1) = 4.55 7.932

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil (t.) NK = 41.5943
Cortante (t.) VK = 34.39851
Momento (txm.) MK = 140.6413

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 62.39145
Cortante de cálculo (t.) Vd = 51.59777
Momento de cálculo (txm.) Md = 210.9619

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 187755.7
As1 (cm2.) = 42.33706
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 10.58427

Us2 (Kg.) = 3119.573
As2 (cm2.9 = .7798931
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .1949733

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 9
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 11.11111
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 14

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 32
Armadura As1 Número de Barras = 6
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 16.66667
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 14

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 1
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 100
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 51597.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 8014716
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 59014.11
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 40902.21

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.202207E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 88521.16
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 61353.32

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 84769.26
As1 (cm2.) = 19.11464
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.734391

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 4
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 25

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 61353.32
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 88521.16

Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 25
Número Redondos Armadura Principal = 4
Tensión tangencial de cálculo Td = 21.59164
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-7682012
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-37256.46
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-33059.8
Cortante a d, (Kg.) Vs3=-27195.57

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.152302E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-55884.69
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-49589.7
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-40793.36

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 81173.16
As1 (cm2.) = 18.30375
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.491126

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 4
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 25

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

- Cortante:

Cortante:
VS3d =-40793.36
Vcu3 = 83715.79
Punzonamiento:
VS2d =-49589.7
Vcu2 = 167431.6
Adherencia:

VS1d =-55884.69
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 25
Número Redondos Armadura Principal = 4
Tensión tangencial de cálculo Td =-13.63112
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 47.66859

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 9.532
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 0
Altura de la zapata	(mts.)	= 1.5
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 7.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 3.6
Puntera de la zapata	(mts.)	= 2.4

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck	(Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck	(Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk	(Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50
Coef. seguridad vuelco	=2.00
Coef. seguridad desliza.	=~~1.50~~ 1.35

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn : en (t., mts.) = 26.09 2.9
Hl, Yhl: en (t., mts.) = 7.96 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	3.011475
(P2,Xp2)	= 26.625	3.55
Ptot	= 50.1893	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	7.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 56.14347	5.55
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.75
(Wt2,Xwt2)	= 0	1.2
(Wq,Xwq)	= 7.75	5.55
Wttot	= 70.68312	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 26.09	2.9
(Hl,Yhl)	= 7.96	9.432

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 749.8275
Mom. Volcad. (txm.) = 231.5224

CV = 3.238682

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 46.76574
Fuerza opuesta desl. (t.) = 64.66346

Cd = 1.38271

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 146.9624
M en puntera zapata (txm.) = 389.6906
M en centro zapata (txm.) = 132.026

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.641319
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .4984674
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.855606
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 23.5643		-6.147474E-02
(e1,ye1) = 23.39081		3.177333
(e2,ye2) = 6.457698		4.766
(n,xn) = 26.09	5.000001E-02	
(h1,yh1) = 7.96	7.932	

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil	(t.)	NK = 49.6543
Cortante	(t.)	VK = 37.80851
Momento	(txm.)	MK = 168.0924

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 74.48145
Cortante de cálculo (t.) Vd = 56.71277
Momento de cálculo (txm.) Md = 252.1386

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 230013.7
As1 (cm2.) = 51.86584
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 12.96646

Us2 (Kg.) = 3724.072
As2 (cm2.9 = .9310181
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .2327545

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 11
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 9.090909
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 17

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 2
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 50
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 56712.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 9499904
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 69219.45
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 48501.22

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.424986E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 103829.2
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 72751.84

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 100908.3
As1 (cm2.) = 22.75382
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 6.826148

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 9

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 72751.84
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 103829.2
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 25
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td = 20.2604
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 24.79335

5.2.- Talón:

ZAPATA TIPO III

Momento en S1, (Kgxcm.) MK =-8856009
Cortante en S1, (Kg.) Vs1=-41069.99
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2=-37412.25

Cortante a d, (Kg.) Vs3=-31427.8

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.328401E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-61604.99
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-56118.38
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-47141.7

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 93893.91
As1 (cm2.) = 21.17216
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 6.351647

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 4

- Cortante:

Cortante:
VS3d =-47141.7
Vcu3 = 83715.79
Punzonamiento:
VS2d =-56118.38
Vcu2 = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-61604.99
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 25
Número Redondos Armadura Principal = 5
Tensión tangencial de cálculo Td =-12.02111
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 47.66859

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo (t/m3.) = 1.9
Angulo rozamiento interno suelo (grados) = 35
Cohesion del suelo (t/m2.) = 0
Angulo rozamiento tierras-muro (grados) = 0
Tensión admisible del suelo (Kg/cm2.) = 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro (mts.) = 9.532
Espesor del Muro (mts.) = 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal (grad) = 90
Taluz del terreno con la horizontal (grad) = 0
Altura tierras sobre la puntera, (mts.) = 1.6

Altura de la zapata (mts.) = 1.5
Anchura trans. zapata (mts.) = 7.1
Talón de la zapata (mts.) = 3.6
Puntera de la zapata (mts.) = 2.4

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro fck (Kg/cm2.) = 250
Hormigón de la zapata fck (Kg/cm2.) = 200
Acero para armar fyk (Kg/cm2.) = 5100

Coef. minoración hormigón =1.50
Coef. minoración acero =1.15
Coef. mayoración cargas =1.50
Coef. seguridad vuelco =2.00
Coef. seguridad desliza. =~~1.50~~ 1,3

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn : en (t., mts.) = 18.03 2.9
Hl, Yhl: en (t., mts.) = 4.55 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 23.5643	3.011475
(P2,Xp2)	= 26.625	3.55
Ptot	= 50.1893	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 31.33183	3.677333
(E2,Ye2)	= 7.473912	5.516
Etot	= 38.80574	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 18.11471	7.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	= 56.14347	5.55
(Wta1,Xwta1)	= 6.78965	3.75
(Wt2,Xwt2)	= 7.296	1.2
(Wq,Xwq)	= 7.75	5.55
Wttot	= 77.97913	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 18.03	2.9
(Hl,Yhl)	= 4.55	9.432

2.-Estabilidad al vuelco:

Mom. Estabil. (txm.) = 735.2087
Mom. Volcad. (txm.) = 199.3593

CV = 3.687858

3.- Estabilidad al deslizamiento.:

Fuerza de desl. (t.) = 43.35574
Fuerza opuesta desl. (t.) = 64.32731

Cd = 1.483709

4.- Tensión Sobre el Terreno de Cimentación:

N en puntera o centro zapata (t.) = 146.1984
M en puntera zapata (txm.) = 407.235
M en centro zapata (txm.) = 111.7694

Distribución de Tensiones Trapecial.

Tensión en la Punta (Kg/cm2.) = 3.389457
Tensión en el talón (Kg/cm2.) = .728808
Tension en a/4 de la zapata (kg/cm2.) = 2.724295
Tensión de comparación (Tadm.) = 3

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 23.5643		-6.147474E-02
(e1,ye1) = 23.39081		3.177333
(e2,ye2) = 6.457698		4.766
(n,xn) = 18.03	5.000001E-02	
(h1,yh1) = 4.55	7.932	

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil	(t.)	NK = 41.5943
Cortante	(t.)	VK = 34.39851
Momento	(txm.)	MK = 140.6413

Cortante a d, (Kg.) Vs3=-28045.18

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.183727E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d=-55768.02
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d=-50395.18
Cortante de cálculo a d (Kg.) Vs3d=-42067.77

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 83436.8
As1 (cm2.) = 18.81418
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 5.644254

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 4
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 25

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 3

- Cortante:

Cortante:

VS3d =-42067.77
Vcu3 = 83715.79

Punzonamiento:

VS2d =-50395.18
Vcu2 = 167431.6

Adherencia:

VS1d =-55768.02
Diametro Redondo Armadura Principal (mm.) = 25
Número Redondos Armadura Principal = 4
Tensión tangencial de cálculo Td =-13.60266
Resistencia de Cálculo para Adherencia Tbd = 47.66859

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo (t/m3.) = 1.9
Angulo rozamiento interno suelo (grados) = 35
Cohesion del suelo (t/m2.) = 0
Angulo rozamiento tierras-muro (grados) = 0
Tensión admisible del suelo (Kg/cm2.) = 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro (mts.) = 9.532
Espesor del Muro (mts.) = 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal (grad) = 90
Taluz del terreno con la horizontal (grad) = 0
Altura tierras sobre la puntera, (mts.) = 1.6

Altura de la zapata (mts.) = 1.5
Anchura trans. zapata (mts.) = 7.1
Talón de la zapata (mts.) = 3.6
Puntera de la zapata (mts.) = 2.4

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro fck (Kg/cm2.) = 250
Hormigón de la zapata fck (Kg/cm2.) = 200
Acero para armar fyk (Kg/cm2.) = 5100

Coef. minoración hormigón =1.50
Coef. minoración acero =1.15
Coef. mayoración cargas =1.50
Coef. seguridad vuelco =2.00
Coef. seguridad desliza. =~~1.50~~ 1,35

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn : en (t., mts.) = 26.09 2.9
Hl, Yhl: en (t., mts.) = 7.96 9.432

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo (t.) Nd = 74.48145
Cortante de cálculo (t.) Vd = 56.71277
Momento de cálculo (txm.) Md = 252.1386

- Flexión compuesta:

Us1 (Kg.) = 230013.7
As1 (cm2.) = 51.86584
Arma. repar. de As1 (cm2.) = 12.96646

Us2 (Kg.) = 3724.072
As2 (cm2.9 = .9310181
Arma. repar. de As2 (cm2.) = .2327545

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura As1 Número de Barras = 11
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 9.090909
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 17

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 2
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 50
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

Armadura As1 Diametro Redondo (mm.) = 32
Armadura As1 Número de Barras = 7
Armadura As1 Separación Barras (cms.) = 14.28571
Armadura de Reparto diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 17

Armadura As2 Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura As2 Número de Barras = 2
Armadura As2 Separación barras (cms.) = 50
Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 10
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 1

- CORTANTE.-

Vd (Kg.) = 56712.77
Vcu (Kg.) = 64299.11
No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

6.- Cálculo Resistente de la Zapata.

5.1.- Puntera:

ZAPATA TIPO I

Momento en S1, (Kgxcm.) MK = 9351681
Cortante en S1, (Kg.) Vs1= 67902.69
Cortante a d/2, (Kg.) Vs2= 47742.28

Momento de cálculo (Kgxcm.) Md = 1.402752E+07
Cortante de cálculo en S1 (Kg.) Vs1d= 101854
Cortante de cálculo a d/2 (kg.) Vs2d= 71613.42

- Flexión:

Us1 (Kg.) = 99291.2
As1 (cm2.) = 22.38919
Arm. de reparto (cm2/ml.) = 6.716758

No es necesaria armadura de compresión.

**** OPCION DE ARMADO, (se cogera una) ****

Armadura Principal Diametro Redondo (mm.) = 25
Armadura Principal Número de Barras = 5
Armadura Principal Separación Barras (cms.) = 20

Armadura de Reparto Diametro Redondo (mm.) = 16
Armadura de Reparto Num. barras/ml. (n/ml.) = 4

- Cortante:

VS2d (Kg.) = 71613.42
Vcu2 (Kg.) = 167431.6

Adherencia:

VS1d = 101854

CALCULO LONGITUDINAL DE ESTRIBOS CERRADOS DE PUENTES

1.- Datos de partida

1.1.- Características del terreno:

Densidad del suelo	(t/m3.)	= 1.9
Angulo rozamiento interno suelo	(grados)	= 35
Cohesion del suelo	(t/m2.)	= 0
Angulo rozamiento tierras-muro	(grados)	= 0
Tensión admisible del suelo	(Kg/cm2.)	= 3

1.2.- Caracteristicas geometricas del muro:

Altura del Muro	(mts.)	= 6.032
Espesor del Muro	(mts.)	= 1.1
Angulo trasdos muro con la horizontal	(grad)	= 90
Taluz del terreno con la horizontal	(grad)	= 0
Altura tierras sobre la puntera,	(mts.)	= 0
Altura de la zapata	(mts.)	= 0
Anchura trans. zapata	(mts.)	= 1.1
Talón de la zapata	(mts.)	= 0
Puntera de la zapata	(mts.)	= 0

1.3- Características de los materiales y coeficientes:

Hormigón del muro	fck (Kg/cm2.)	= 250
Hormigón de la zapata	fck (Kg/cm2.)	= 200
Acero para armar	fyk (Kg/cm2.)	= 5100

Coef. minoración hormigón	=1.50
Coef. minoración acero	=1.15
Coef. mayoración cargas	=1.50

1.4.-Esfuerzos sobre el muro y sc. trasdos (sin mayorar)

N, Xn :	en	(t., mts.) =	26.09 .5
Hl, Yhl:	en	(t., mts.) =	7.96 4.397

Sobrecarga en el trasdos Qt (t/m2.) = 2.5

Tipo de empuje considerado - ACTIVO -
Coeficiente de empuje Landa = .2709903

2.- Esfuerzos o Acciones Sobre el Muro:

2.1.- Peso propio:

(P1,Xp1)	= 13.9393	.6539227
(P2,Xp2)	= 0 .55	
Ptot	= 13.9393	

2.2.- Empuje de tierras:

(E1,Ye1)	= 9.366988	2.010667
(E2,Ye2)	= 4.086534	3.016
Etot	= 13.45352	
Epas. zap.	= 0	

2.3.- Rozamiento tierras-tierras:

(Qv,Xqv)	= 6.28017	1.1

2.4.- Peso de las tierras:

(Wt1,Xwt1)	=-5.7304	1.35
(Wta1,Xwta1)	= 3.46465	1.35
(Wt2,Xwt2)	= 0	0
(Wq,Xwq)	=-1.25	1.35
Wttot	=-3.51575	

2.5.- Acciones exteriores sobre el muro:

(N,Xn)	= 26.09	.5
(Hl,Yhl)	= 7.96	4.397

5.- Cálculo Resistente del Muro .

5.1.- Desglose de acciones sobre el muro:

(p1,xp1) = 13.9393		-.1039227
(e1,ye1) = 9.366988		2.010667
(e2,ye2) = 4.086534		3.016
(n,xn) = 26.09	5.000001E-02	
(h1,yh1) = 7.96	4.397	

5.2.- Esfuerzos característicos resultantes:

Axil	(t.)	NK = 40.0293
Cortante	(t.)	VK = 21.41352
Momento	(txm.)	MK = 66.01488

5.3.- Cálculo de la armadura del muro:

Axil de cálculo	(t.)	Nd = 60.04395
Cortante de cálculo	(t.)	Vd = 32.12028
Momento de cálculo	(txm.)	Md = 99.02232

- Flexión compuesta:

Us1	(Kg.)	= 67958.7
As1	(cm2.)	= 15.32402
Arma. repar. de As1	(cm2.)	= 3.831005
Us2	(Kg.)	= 3002.198
As2	(cm2.9	= .7505494
Arma. repar. de As2	(cm2.)	= .1876374

**** OPCIONES DE ARMADO, (se cogera solo una) ****

Armadura As1	Diametro Redondo (mm.)	= 25
Armadura As1	Número de Barras	= 4
Armadura As1	Separación Barras (cms.)	= 25
Armadura de Reparto	diametro Redondo (mm.)	= 10
Armadura de Reparto	Num. barras/ml. (n/ml.)	= 5
Armadura As2	Diametro Redondo (mm.)	= 10
Armadura As2	Número de Barras	= 1
Armadura As2	Separación barras (cms.)	= 100
Armadura de Reparto	Diametro Redondo (mm.)	= 10
Armadura de Reparto	Num. barras/ml. (n/ml.)	= 1

- CORTANTE.-

Vd	(Kg.)	= 32120.28
Vcu	(Kg.)	= 64299.11

No es necesaria armadura para cortante se pone la mínima

Comprobación de fuste debe de pila

Carga en cabeza. Estado límite último

- $F_E = 1,60 \times 594,8 = 950,4\ t$
- $F_H = 1,60 \times 2 \times (3,20 + 0,7 + 0,7) = 17,0\ t$ (2×)

- $F_E = 1,00 \times (202,6 + 128,9 - 123,6 - (23,9 - 18,1 - 0,7 - 6,9) \times 1,44$ (GRAO)
  $= 164,0\ t$
- $F_H = 1,44 \times 6,7 \times 2 = 19,3\ t$

$q_x = 0,3\ t/m$ en $4,5\ m$

Fuste de pila

$N_c = 1710,6\ t$

$h = 1,1\ m$

$r = 0,0545\ m \approx 0,05\ h$

- $N_d = 950,4 + 17,1 = 967,5\ t$ $\quad \nu = 0,566$
  $M_d = 17,0 \times 4,5 + 950,4 \times 0,055 = 128,8\ tm$ $\quad \mu = 0,068$
  $\omega = 0$
- $N_d = 164,0 + 10,7 = 174,7\ t$
  $M_d = 19,3 \times 4,5 + 0,3 \times 4,5 \times 2,25 + 174,7 \times 0,055 = 99,8\ t/m$
  $\nu = 0,102$, $\mu = 0,053$ $\Rightarrow \omega = 0,04$

$A_{nec} = 0,04 \times 1710,6 / f_{yd} = 68,4 \times 1,15/5,1 = 15,4\ cm^2$

$A_{disponible} = 16 \times 3,14 = 50,2\ cm^2 > A_{nec}$

Comprobación del pilote

$N_c = 1472,6\ t$

$h = 1,25\ m$

$r = 0,0625\ m \approx 0,05\ h$

- $N_d = 967,5 + 14,7 = 982,2\ t$
  $M_d = 17,0\ t$
  $M_d = 56,6/100 \times 17,0 + 967,5 \times 0,0625 = 188,1\ tm$

$e_0 = 0,4 \times \frac{M_d}{N_d} = 0,077\ m$

$e_a = 0,120\ m$ $\quad \Delta M = 982,2 \times 0,120 = 117,9\ tm$

$\nu = 0,667$, $\mu = 0,166$ $\Rightarrow \omega = 0,43 < 0,47$

- $N_d = 164,0 + 9,2 = 172,2\ t$
  $M_d = 19,3 + 0,3 \times 4,5 = 20,65\ t$
  $M_d = 56,6/100 \times 20,65\ t + 0,3 \times 4,5 \times 5,25 + 164,0 \times 0,0625 =$
  $= 172,3\ tm$

$e_0 = 0,10\ m$ $\quad e_a = 0,141\ m$ $\quad \Delta M = 172,2 \times 0,141 = 24,4\ tm$

$\nu = 0,117$, $\mu = 0,106$ $\Rightarrow \omega = 0,20$

Oficina Técnica	PROYECTO: .....
	ASUNTO: .....

ESCRITO POR: ..... FECHA:	REVISADO POR: ..... FECHA:	HOJA ..... DE .....

8. COMPROBACIÓN DE FLECHAS Y DEFORMACIONES

Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA:	REVISADO POR: FECHA:	HOJA DE

LISTADOS DE DEFORMACIONES

Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:	HOJA	DE

LAJ

H1: peso propio

H2: cargas permanentes

H3 a H6: sobrecargas en pasos.

H7 a H10: tren suitario

H11 a H14: incremento VIC

H15: pretensado final.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Limitación de flechas para la frecuencia propia

Las flechas en vanos bajo cargas permanentes no deben superar el límite indicado en la figura 1 de la ficha 776-3 de UIC

$L = 15\,m$ $\quad \delta_{sup} = 12\,mm$

	NUDO 34	NUDO 104	
$\delta_{PESO\ PROPIO}$	0,95 mm	1,37 mm	2,2 mm
$\delta_{SUPERESTRUCTURA}$	0,60 mm	0,83 mm	2,2 mm
$\delta_{PRETENSADO}$	-2,23 mm	-2,29 mm	

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Alabeo de la vía

El alabeo no debe superar 0,0025 que equivale a

$$\alpha = \operatorname{atg} 0{,}0025 = 2{,}5\times10^{-3}\ rad$$

Comprobamos los giros en x de las hipótesis 7 a 10 multiplicando $\times 12 \times 1{,}16 =$ lo que significa.

$$\alpha/(12\times1{,}16) = 1{,}8\times10^{-4}\ rad.$$
$$= 0{,}18\times10^{-3}\ rad$$

Este valor no se supera en ningún caso.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Movimiento vertical de la viga

La variación del ángulo en los extremos del puente no debe superar 0,010 rad con las cargas de explotación y de gradiente térmico

LAV → ← LAV LAVS ↓

H7 × 12 × 1,16 + H9 × 12 × 1,16 + H3 nudos 2 a 6

H8 × " + H10 × " + H3 nudos 142 a 146

nudo			
2	(0,02 + 0,01) × 12 × 1,16 + 0	=	$9,4 \times 10^{-3}$
3	(0,02 + 0,01) × 12 × 1,16	=	
4	(0,02 + 0,01)	"	
5	(0,01 + 0,02)	"	
6	(0,01 + 0,02)	"	
142	(-0,02 - 0,02)	"	$= 9,6 \times 10^{-3}$
143	(-0,02 - 0,02)	"	
144	(-0,02 - 0,02)	"	
145	(-0,02 - 0,02)	"	
146	(-0,02 - 0,03)	"	$= 0,7 \times 10^{-3} < 0,010$ rad

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Valors de flechas en relación con el bienestar de los pasajeros.

VANO 1 : NUDO 34

$(H7 + H9) \times 12 \times 1,16 = (0,08 + 0,08) \times 12 \times 1,16 = 2,2$ mm

$\frac{L}{\delta} = \frac{15,50}{2,2 \times 10^{-3}} = 7045 > 800$

VANO 2 : NUDO 104

$(H8 + H10) \times 12 \times 1,16 \times (0,10 + 0,10) \times 12 \times 1,16 = 2,8$ mm

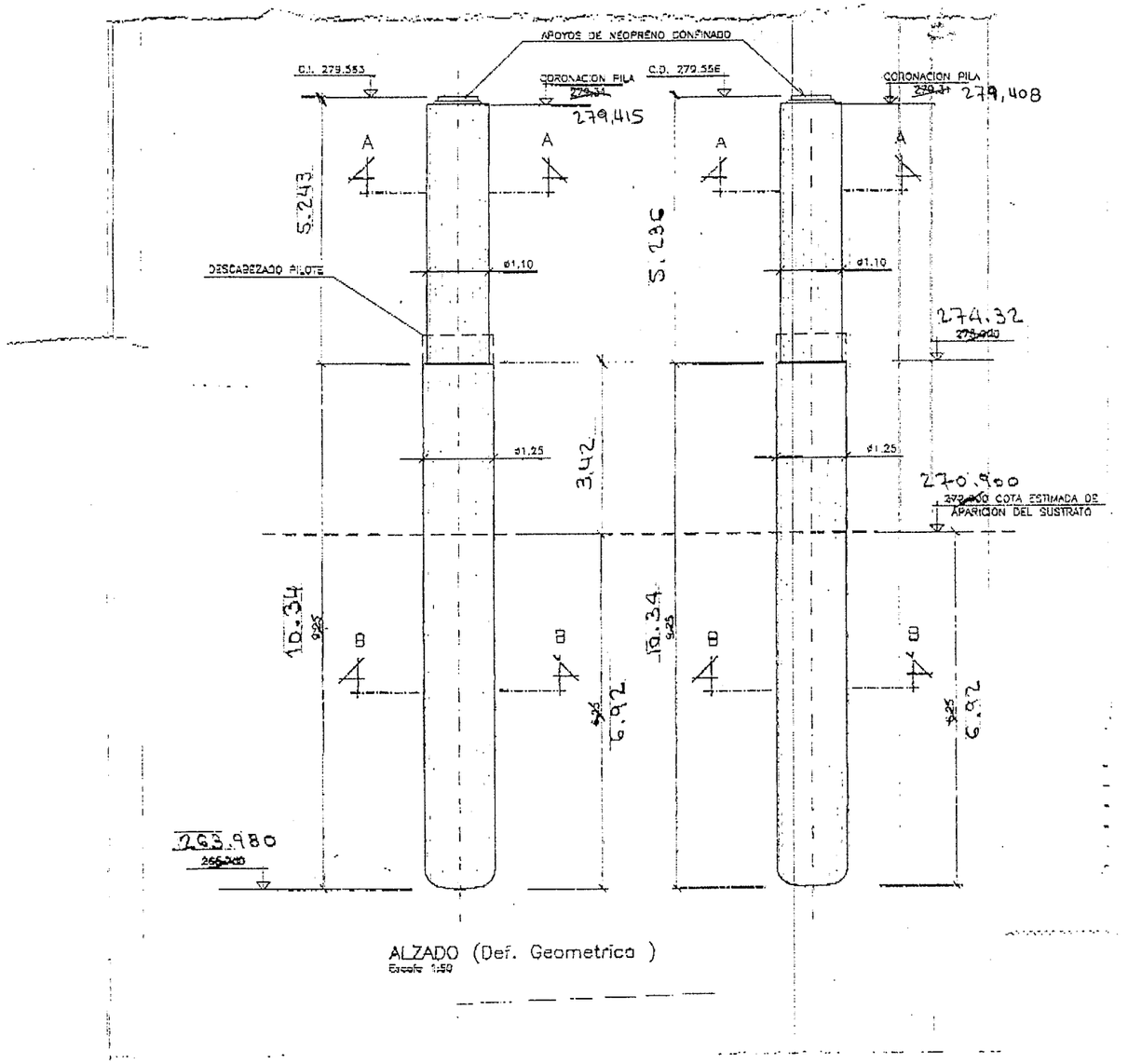
$\frac{L}{\delta} = \frac{16,50}{2,8 \times 10^{-3}} = 5927 > 800$

PUENTE DEL F.C. DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA

PUENTE DEL F.C. DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL CANAL DE ARAGON Y CATALUÑA

En el transcurso de la excavación de los pilotes correspondientes a las pilas del Puente citado y debido a la diferencia resultante entre la cota teórica y la realmente obtenida para el sustrato competente, se ha producido una nueva distribución de alturas, tanto para el fuste de las pilas como para los pilotes, de modo que nos hemos adaptado a la realidad manteniendo las mismas armaduras del Proyecto.

Se trata de comprobar que díchas armaduras continúan siendo válidas a pesar de los cambios geómetricos efectuados.



Oficina Técnica	PROYECTO:
	ASUNTO:

ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Esfuerzo en cabeza de fuste derecho

(de pag 188)

Axil máximo:

$F_z = 594t$ $\quad F_{z,d} = 1,6 \times F_z = 950,4t$

$F_H = 10,6t$ $\quad F_{H,d} = 1,6 \times F_H = 17,0t$

Axil mínimo, con viento:

$F_z = 177,4t$ $\quad F_{z,d} = 207,9 - 30,5 \times 1,44 = 164,0t$

$F_H = 13,4t$ $\quad F_{H,d} = 1,44 \times F_H = 19,3t$

$q_x = 0,22t/m$ $\quad q_{x,d} = 1,44 \times q_x = 0,3t/m$

Longitud necesaria de pilote ø1,25m

$F_z = 594 + \frac{\pi}{4} \times 2,5 \times (1,1^2 \times 5,243 + 1,25^2 \times 3,42) = 617t$

Resistencia punta 499t (pag 131)

Resistencia fuste $617 - 499 = \pi \times 1,25 \times L \times b/2$

Longitud necesaria $126,1/19,6 = 6,4m$

Longitud disponible $6,92 > 6,4m$.

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

Dimensionamiento fuste de pila

$N_c = 1710{,}6$ t

$h = 1{,}1$ m

$r < 9{,}05\,h$

$N_d = 950{,}4 + \frac{\pi}{4} \times 2{,}5 \times 1{,}1^2 \times 5{,}243 \times 1{,}6 = 950{,}4 + 19{,}9 =$

$= 970{,}3$ t

$M_d = 17 \times 5{,}243 + 950{,}4 \times 0{,}055 = 141{,}4$ tm

$D = 0{,}567$ | $\omega = 0$

$\mu = 0{,}075$ |

$N_d = 164{,}0 + \frac{\pi}{4} \times 2{,}5 \times 1{,}1^2 \times 5{,}243 = 164{,}0 + 12{,}5 =$

$= 176{,}5$ t

$M_d = 19{,}3 \times 5{,}243 + 0{,}3 \times 5{,}243^2/2 + 164 \times 0{,}055 = 114{,}3$ tm

$D = 0{,}103$ | $\omega = 0{,}06$

$\mu = 0{,}061$ |

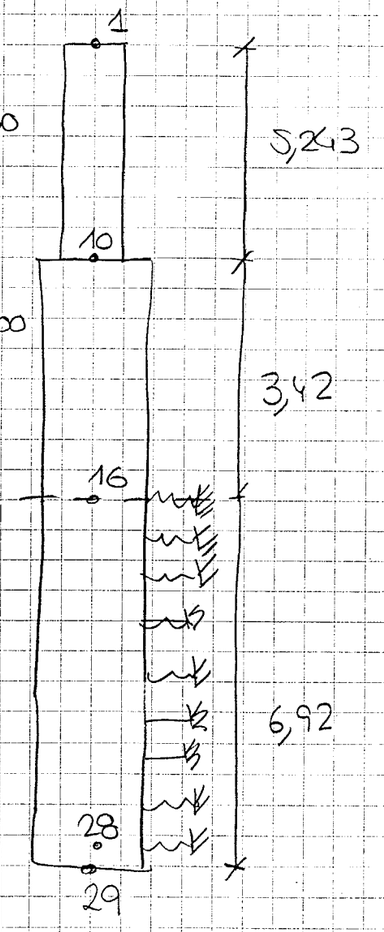
$A_{rec} = 0{,}06 \times 1710{,}6 / 1{,}40 = 23{,}1\ cm^2$

$A_{disponible} = 16 \times 3{,}14 = 50{,}2\ cm^2$

Oficina Técnica | PROYECTO: | ASUNTO: | ESCRITO POR: FECHA: | REVISADO POR: FECHA: | HOJA DE

ESFUERZOS SOBRE FUSTE DE PILOTE.

INTERACCION PILOTE-TERRENO



$K_{muelles} = \frac{5146{,}8 \times Dp}{Dp}\ kg/cm^2 \times \Delta h = 5146{,}8 \times \Delta u$

$\Delta u = 0{,}5536$ m $\rightarrow K_u = 28493$ t/m

$K_{u/2} = 14246$ t/m

HIPOTESIS 1: 100 t en cabeza horizontal

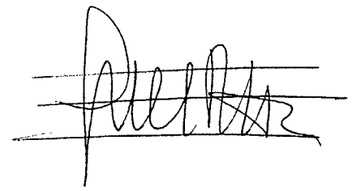
HIPOTESIS 2: 100 t/m en cabeza

HIPOTESIS 3: VIENTO MAXIMADO.

PASOS SUPERIORES AL F.C.

CALCULOS

LOS CALCULOS RELATIVOS A LOS PASOS SUPERIORES AL FERROCARRIL HAN SIDO REALIZADOS: LOS TABEROS, PILAS Y DINTELES POR EL INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS Dº. DAVID MARTINEZ MORAL, QUE FIRMA EN LA PARTE CORRESPONDIENTE, LAS ZAPATAS, LOS ESTRIBOS Y LAS ALETAS, POR EL INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS ABAJO FIRMANTE Dº. RICARDO J. MARTINEZ COLLIGA



PASO SUPERIOR Nº 1

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

1.1.- CALCULO TABLERO

1.2.- CALCULO PILAS Y DINTELES

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de tres vanos de 17,59 m de longitud, cada uno, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-100-A-100**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **17,09** m
Número de vigas por vano : **4**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **79,3756** g
Espesor losa continuidad: **0,13** m
Cálculo: **2788AA**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
Avda. [illegible], s/n.
31590 CASTEJON (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

1.1. – CALCULO TABLERO

TITULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-1

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788AA

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I100A100 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	: 9
Ancho de la acera izq.	(m)	: 1
Ancho de la acera der.	(m)	: 1
Espesor de aceras	(m)	: .2
Canto losa	(m)	: .15
Espesor de aglomerado	(m)	: .12
Canto encofrado perdido	(m)	: .05
Entrega encof. perdido	(m)	: .1
Canto total	(m)	: 1.2
Vuelo izquierdo	(m)	: .5
Vuelo derecho	(m)	: .5
N| de vigas		: 4
Ala superior	(m)	: 1

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	0.000
2	9.000	3.020
3	0.000	17.090
4	9.000	20.110

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,0) (9,3.02)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	17.59	17.09	0.00	1.000
2	17.59	17.09	2.81	1.000
3	17.59	17.09	5.63	1.000
4	17.59	17.09	8.44	1.000

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.0000 m		Inercia=	.03955637 m4
Ycg = .5083 m		Wxxi =	.07781437 m3
H-Ycg= .4917 m		Wxxs =	.08045516 m3
Area = .2754 m2			

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375 Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000 Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000 Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000 Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000 cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000 Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000 cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	688 Kp/m
Peso propio losa =	500 Kp/m2
Peso de Aceras =	500 Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50 Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50 Kp/m
Peso Barrera DER.=	50 Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50 Kp/m
Peso Aglomerado =	288 Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400 Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60 Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TITULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-1

TIPO VIGA UTILIZADA : I100A100

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	17.09	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.25	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10
2	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
3	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
4	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10

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+11

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61
2	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
3	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
4	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61

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

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	1.57	27.66	44.61	.80
2	1.11	34.56	60.58	.19
3	1.11	38.47	60.58	.19
4	1.57	27.66	44.61	.80

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
2	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
3	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
4	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
5	.23	-.04	.51	-.42	1.05	-.34	1.52	-.79
6	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
7	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
8	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
9	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
2	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
3	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
4	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
5	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
6	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
7	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
8	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
9	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70
1	33	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
2	2	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
2	34	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	3	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	35	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
4	4	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
4	36	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 352.800 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .164 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....: 9.929 T
Por acortamiento elastico del hormigon ....: 24.213 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....: 34.142 T (9.68%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....: 63.528 T (18.01%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 97.669 T (27.68%)

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 3.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-159.385	-3.106	2 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2252.903	2340.581	3.85 m. desde extremo viga

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	131.357	150.298	728.137
Fibra Sup. Viga	711.135	762.882	752.860	1028.276
Fibra Inf. Viga	1509.080	1162.782	1007.941	-228.761

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.2000 m Inercia= .09923605 m4
Ycg = .8179 m Wvxxi = .12133611 m3
Area = .5990 m2 Wvxxs = .54483648 m3
Ht-Ycg= .3821 m Wlxxs = .25968565 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 = 383.31 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 255.24 mt
Coeficiente de seguridad Mu/Mk = 1.50

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 : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.200	m
Ancho del alma de la viga	bw	.120	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.000	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.041	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.061	cm2/m
	Vcuo	11.747	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	5.883	11.393	7.343	9.752	26.210
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .280
CORTANTE Vd = 90.871 Tn Vu1 = 149.871 Tn Asc calculo = 16.545 cm2/m
Tc1,d = 50.364 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.090

RASANTE Vd = 64.957 Tn Tau = 5.609 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
LA SUP Vd = 12.255 Tn Tau = 13.926 Kp/cm2 As calculo = 3.647 cm2/m
ALA INF Vd = 36.348 Tn Tau = 19.755 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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	5.194	10.060	6.483	8.644	24.529
M	5.538	10.727	6.913	8.644	24.529

TOR. ASOC T = .441
CORTANTE Vd = 82.366 Tn Vu1 = 137.469 Tn Asc calculo = 10.585 cm2/m
Tc1,d = 102.790 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.539

RASANTE Vd = 59.484 Tn Tau = 5.137 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 11.108 Tn Tau = 12.623 Kp/cm2 As calculo = 3.306 cm2/m
ALA INF Vd = 32.946 Tn Tau = 17.906 Kp/cm2 As calculo = 3.912 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 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	4.506	8.727	5.624	7.603	22.847
M	10.389	20.120	12.967	15.206	45.695

TOR. ASOC T = .603
CORTANTE Vd = 73.961 Tn Vu1 = 133.379 Tn Asc calculo = 8.812 cm2/m
Tc1,d = 37.604 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.649

RASANTE Vd = 54.112 Tn Tau = 4.673 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 9.974 Tn Tau = 11.335 Kp/cm2 As calculo = 2.969 cm2/m
ALA INF Vd = 29.584 Tn Tau = 16.078 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 4.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.716	5.260	3.390	5.209	18.476
M	19.777	38.303	24.685	23.961	84.991

TOR. ASOC T = 1.023
CORTANTE Vd = 52.577 Tn Vu1 = 140.104 Tn Asc calculo = 7.816 cm2/m
Tc1,d = -58.148 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.465

RASANTE Vd = 40.613 Tn Tau = 3.507 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 7.091 Tn Tau = 8.057 Kp/cm2 As calculo = 2.110 cm2/m
ALA INF Vd = 21.031 Tn Tau = 11.430 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 6.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.339	2.593	1.671	3.674	15.114
M	23.832	46.156	29.746	24.250	99.752

TOR. ASOC T = 1.346
CORTANTE Vd = 36.588 Tn Vu1 = 135.158 Tn Asc calculo = 5.019 cm2/m
Tc1,d = -102.450 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .575 m cotg(theta) = 1.602

RASANTE Vd = 30.689 Tn Tau = 2.650 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 4.934 Tn Tau = 5.607 Kp/cm2 As calculo = 1.871 cm2/m
ALA INF Vd = 14.635 Tn Tau = 7.954 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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: I100A100

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 352.800 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.400	.050
2	5	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	2	1.400	.950

CABLES ENVAINADOS: 2 EN 3.85 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N|UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	4 D 8 a 20 cms.	1.85	20	1	CERCOS
	2	1 D 12 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.	2.00	20	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	1.35	12	1	
ALA.INF	1	1 d 8 a 20 cms	1.85	20	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	2.00	20	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	1.85	20	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	2.00	20	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 11.329 Tn
ZONA 1: CERCOS d 12 mm a 10 cm en .25 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 12.11 Tn LONGITUD TOTAL: 17.59m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.94m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .76 Tn.
VIENTO	: 1.539 Tn.
GIRO en radianes	: .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	: 10
DIMENSIONES	: 200x 300x 52 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	: 37 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	: 5
ESPESOR DE LAMINAS	: 3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	: 112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .76 Tn.
VIENTO	: 1.539 Tn.
GIRO en radianes	: .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	: 10
DIMENSIONES	: 200x 300x 41 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	: 29 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	: 4
ESPESOR DE LAMINAS	: 3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	: 112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

D TOS PARA PRESUPUESTO

4	VIGAS	I100A100	DE	M DE LONGITUD
	Viga	1....:	17.59	
	Viga	2....:	17.59	
	Viga	3....:	17.59	
	Viga	4....:	17.59	

8	APOYOS DE NEOPRENO N. 10		
98.50	M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE	5	CM DE ESPESOR

D TOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

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

C BLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

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

C BLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

A MADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL		ARMADURA LONGITUDINAL		PESO
BANDA: 1						
INFERIOR	67.97 T	8 D 16	pml	5 D 12	pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2						
INFERIOR	60.94 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 3						
INFERIOR	65.98 T	8 D 16	pml	5 D 12	pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4						
INFERIOR	71.91 T	6 D 20	pml	5 D 12	pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5						
INFERIOR	74.49 T	6 D 20	pml	5 D 12	pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.64 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 6						
INFERIOR	71.91 T	6 D 20	pml	5 D 12	pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 7						
INFERIOR	65.98 T	8 D 16	pml	5 D 12	pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 8						
INFERIOR	60.94 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 9						
INFERIOR	67.97 T	8 D 16	pml	5 D 12	pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2

Al ser la losa continua se dispondrá una zona de continuidad sobre las pilas de 1,40 m a cada lado del eje (según detalle en Plano de Armado de Losa) con armadura transversal según banda y longitudinal 8 D 16 (inferior) y 10 D 16 (superior)

Armadura propuesta para unificar bandas:

ONA 1	INFERIOR	8 D 16	pml	5 D 12	pml	17.09 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16	pml	5 D 10	pml	12.58 Kg/m2
ONA 2	INFERIOR	6 D 20	pml	5 D 12	pml	19.27 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16	pml	5 D 10	pml	12.58 Kg/m2

D E S P L A Z A M I E N T O S 15/04/98

OBRA : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-1
EXPTE. : NO972788

ANCHO TABLERO : 9.00 m ESVIAJE : 79.3756 g
LUZ DE CALCULO : 17.09 m
Nº DE VIGAS : 4
FRENADO : 0.760 t
VIENTO : 1.539 t

NEOPRENO
Superficie : 0.060 m²
Espesor neto: 37 mm

*** DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES ***

Reológicas : 0.7/1000 x Lc/2 = 5.98 mm

$$\text{Frenado} : \frac{F * e(neto)}{Sneo * G} = 4.68 \text{ mm}$$

Desplazamiento Longitudinal Total 10.67 mm

*** DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES ***

$$\text{Viento} : \frac{W * e(neto)}{Sneo * G} = 9.49 \text{ mm}$$

Desplazamiento Transversal Total 9.49 mm

CAMBIO DE EJES (Angulo utilizado 20.62 g)

H1 Máx. Desplazamiento longitud. perpendicular a la junta ..... 13.13 mm (H1p)

Desplazamiento trans. asociado paralelo a la junta..... 5.60 mm (H1∥)

H2 Máx. Desplazamiento transver. paralelo a la junta..... 12.39 mm (H2∥)

Desplazamiento long. asociado perpendicular a la junta ..... 7.09 mm (H2p)

CALCULO DE REPARTO DE ESFUERZOS EN PUENTES DE CUATRO VANOS
CON LOSA DE CONTINUIDAD EN TODOS LOS VANOS

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-1 15/04/98

Numero fustes/pila	2
RETRACCION (mm/m)	0.15
FLUENCIA (mm/m)	0.35
TEMPERATURA (mm/m)	0.20
ANCHO DE TABLERO (m)	9

	APOYOS	D al c. elastico	a (mm)	b (mm)	Htot (mm)	Hnet (mm)	R DIF	R INS
ESTRIBO 1	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32
PILA 1 IZD	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 1 DCH	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 2 IZD	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 2 DCH	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 3 IZD	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 3 DCH	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
ESTRIBO 2	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32

	H (m)	I (m4)	3*E*I/L^3 (t/m)
PILA 1	9.70	0.05468	539.16
PILA 2	9.70	0.00000	0.00
PILA 3	9.70	0.05468	539.16

E (tn/m2) pilas 3000000

REACCIONES CONJUNTAS INSTANTANEAS (t/m)

ESTRIBO 1	1297.30
PILA 1	813.37
PILA 2	0.00
PILA 3	813.37
ESTRIBO 2	1297.30

ESFUERZO DE FRENADO TOTAL (tn) 12.44

ESFUERZOS (tn. en el conjunto de neoprenos y fustes)

	FRENADO	DIFERIDOS	TOTALES (por fuste)
ESTRIBO 1	3.82	11.91	------
PILA 1	2.40	5.80	4.10
PILA 2	0.00	0.00	0.00
PILA 3	2.40	5.80	4.10
ESTRIBO 2	3.82	11.91	------

MOVIMIENTOS (mm)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	2.95		18.36	21.31
PILA 1	2.22		2.69	4.91
NEOPRENOS PILA 1	0.72	IZD	3.71	4.43
	0.72	DCH	3.30	4.02
PILA 2	0.00		0.00	0.00
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	2.22		2.69	4.91
NEOPRENOS PILA 3	0.72	IZD	3.30	4.02
	0.72	DCH	3.71	4.43
ESTRIBO 2	2.95		18.36	21.31

NEOPRENOS (ton)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	0.96		2.98	3.93
PILA 1	0.30	IZD	0.77	1.07
	0.30	DCH	0.68	0.98
PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	0.30	IZD	0.68	0.98
	0.30	DCH	0.77	1.07
ESTRIBO 2	0.96		2.98	3.93

ESFUERZO DE VIENTO POR APOYO (tn)

VANO 1	1.539
VANO 2	1.539
VANO 3	1.539
VANO 4	1.539

MOVIMIENTOS (mm)	VIENTO	
ESTRIBO 1	4.75	
NEOPRENOS PILA 1	3.72	IZD
	3.72	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	3.72	IZD
	3.72	DCH
ESTRIBO 2	4.75	

MOVIMIENTOS (mm)	RESULTANTE	
ESTRIBO 1	21.83	
NEOPRENOS PILA 1	5.79	IZD
	5.48	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	5.48	IZD
	5.79	DCH
ESTRIBO 2	21.83	

OBRA: LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-1
CLIENTE: FERROVIAL - OBRAS CASTILLEJOS
REFERENCIA: N0972788 FECHA: 15/04/98

ZONA DE CONTINUIDAD LOSAS DE PUENTES

ENTRADA DE DATOS:

GEOMETRIA

LUZ VIGA TABLERO IZQUIERDO:	17.09 m
LUZ VIGA TABLERO DERECHO:	17.09 m
LUZ ZONA DE CONTINUIDAD:	2.80 m
INERCIA VIGA + LOSA IZDA:	0.0992 m4
INERCIA VIGA + LOSA DCHA:	0.0992 m4
INERCIA LOSA ZONA CONTINUIDAD:	0.0005 m4
INTEREJE:	2.67 m
ESPESOR LOSA ZONA DE CONTINUIDAD:	0.13 m
ESPESOR PAVIMENTO:	0.12 m

MATERIALES

RESISTENCIA HORMIGON VIGA IZDA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON VIGA DCHA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON LOSA CONT:	250 kp/cm2	Gc=	1.50
RESISTENCIA ACERO LOSA CONT:	5100 kp/cm2	Gs=	1.15
COEFICIENTE DE MAYORACION DE ACCIONES EN LOSA		Gd=	1.60
RECUBRIMIENTO DE CALCULO .SUP:	0.04 m		
.INF:	0.02 m		

ESFUERZOS

MOMENTO CARGA PERMANENTE IZDA:	31.37 mt
MOMENTO CARGA PERMANENTE DCHA:	31.37 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA IZDA:	41.67 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA DCHA:	41.67 mt
MOMENTO CARRO VIGA IZDA:	108.39 mt
MOMENTO CARRO VIGA DCHA:	108.39 mt
REOLOGICAS Y FRENADO EN JUNTA:	4.10 t
¿CARRO DE LA INSTRUCCION SOBRE LA LOSA?:	SI
SOBRECARGA SOBRE LA LOSA DE CONTINUIDAD:	0.40 t/m2

SALIDA DE RESULTADOS:

ESFUERZOS

	Mdcho (mt/m)	Mcentro (mt/m)	Mizdo (mt/m)
1.- Carga permanente tablero	-0.1665	-0.1665	-0.1665
2.- Sobrecarga sobre tablero	-0.4424	-0.4424	-0.4424
3.- Carro sobre tablero	-1.1507	-1.1507	-1.1507
4.- Carga permanente continuidad	-0.4005	0.2002	-0.4005
5.- Sobrecarga continuidad	-0.2613	0.1307	-0.2613
6.- Carro continuidad	-0.0757	0.0378	-0.0757

Máximo momento positivo	0.3688 mt
Máximo momento negativo	-2.4972 mt

CALCULO DE LA ARMADURA

Armadura superior

Md = -3.9955 mt
Uc = 150.0000 t
d = 0.09 m
d' = 0.04 m
Us1 = 55.4082 t
Us2 = 0.0000 t

Asup = 12.49 cm2

Armadura inferior

Md = 0.5900 mt
Uc = 183.3333 t
d = 0.11 m
d' = 0.02 m
Us1 = 7.333333 t
Us2 = 0.0000 t

Ainf = 1.95 cm2

Para el cálculo de la losa de continuidad se ha seguido el siguiente método simplificado :

1.- Calcular, como viga biapoyada, los giros y las flechas que se producen en cada vano, en los puntos de conexión con la losa de continuidad, debidos exclusivamente a las cargas aplicadas a ellos.

2.- Calcular los esfuerzos en la losa de continuidad al imponerle los giros y las flechas antes determinados.

3.- Superponer, si es necesario, los esfuerzos debidos a las cargas que actuen en la propia losa de continuidad, considerándola como empotrada en las vigas.
a ellos.

Este método es válido en base a la gran diferencia de rigideces que existe entre la viga + losa.

La armadura obtenida con este método se compara con la obtenida en un análisis, en servicio y en rotura, según un modelo no lineal por el material que se condensa en la siguiente tabla de dimensionamiento :

	LUZ (m)		ARMADURAS	SEPARACION (cm)		
espesor (cm)	optima	p=0.26	posición	ø 12	ø16	ø20
15	2.5	2.6	negativos	7.0	11.0	15.0
			positivos	8.5	12.5	17.0
16	2.7	3.0	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.5	16.5
17	2.9	3.4	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.0	16.5
18	3.1	3.8	negativos	6.5	10.0	14.0
			positivos	7.5	12.0	16.0

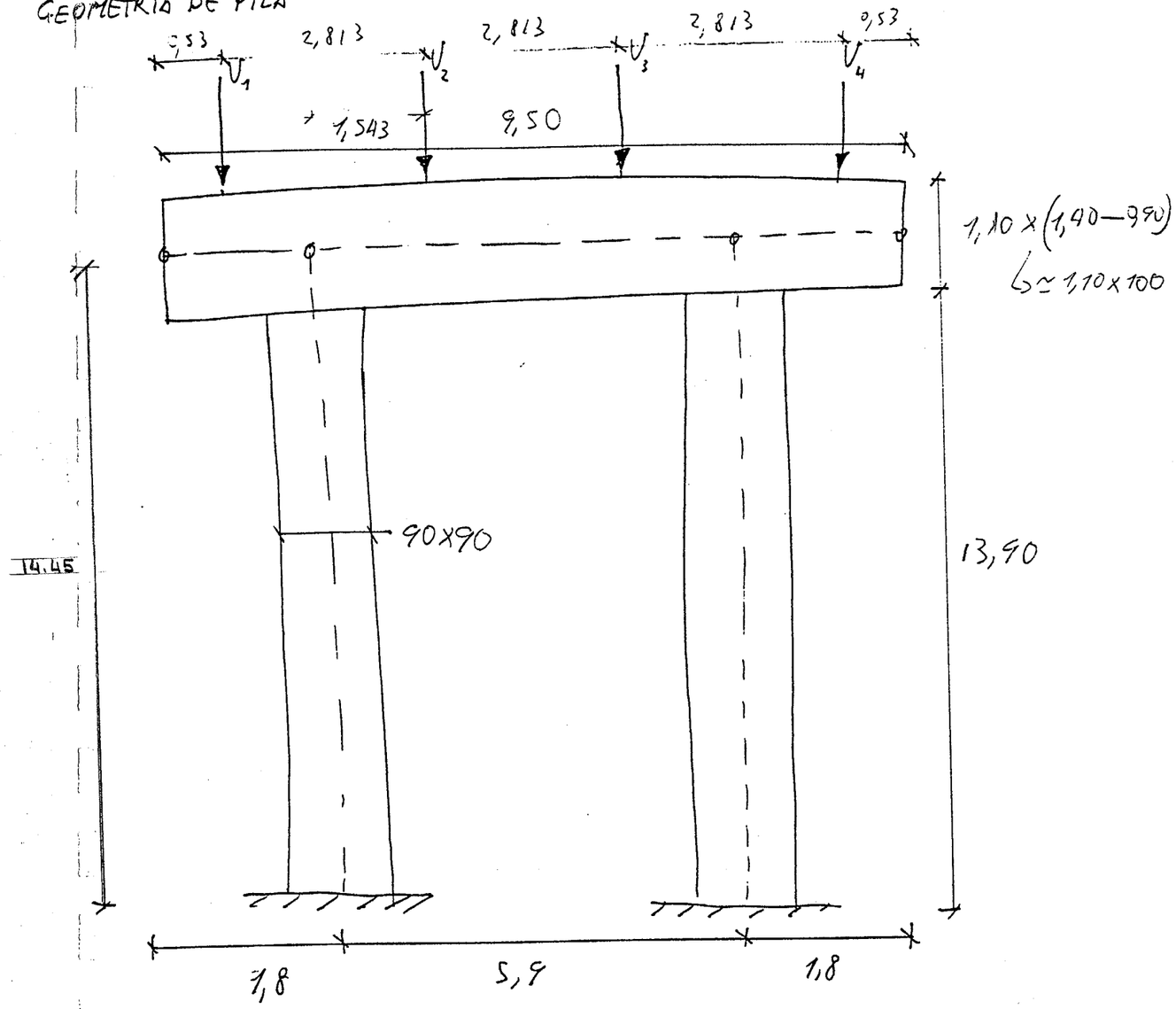
Finalmente, se dispone la máxima de la obtenida por ambos métodos.

1.2. – CALCULO PILAS Y DINTELES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

LAV ZARAGOZA - LLEIDA, SUBTRAMO VII PS1.

GEOMETRÍA DE PILA



HIPÓTESIS DE CARGA

HIP.1: P_p. pilas + dintel. PERMANENTE

HIP.2: Cp. Tableros (L_T = 17,59) PERMANENTE

$V_1 = (5,91003 + 5,89089) + (2 \cdot 14,12) = 40,04\ t$

$V_2 = (5,38646 + 5,26888) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_3 = (5,26888 + 5,38646) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_4 = 5,89089 + 5,91003 + 2 \cdot 14,12 = 40,04\ t$

HIP.3: Sc. 0,4 t/m^2 s/viga 1 (F2) VARIABLE

$V_1 = 4,95097 + 4,87613 = 9,83\ t$

$V_2 = 1,74235 + 1,53350 = 3,27\ t$

$V_3 = -0,22731 - 0,16542 = -0,39\ t$

$V_4 = -0,09714 - 0,07991 = -0,18\ t$

HIP.4: Sc 0,4 t/m^2 s/viga 2 (F3) VARIABLE

$V_1 = 0,87549 + 0,96577 = 1,84\ t$

$V_2 = 6,88056 + 6,94251 = 13,82\ t$

$V_3 = 1,76585 + 1,52290 = 3,29\ t$

$V_4 = -0,40724 - 0,31651 = -0,72\ t$

HIP.5: Sc 0,4 t/m^2 s/viga 3 (F4) VARIABLE

$V_1 = -0,31651 - 0,40724 = 0,72\ t$

$V_2 = +1,52290 + 1,76585 = 3,29\ t$

$V_3 = 6,94251 + 6,88056 = 13,82\ t$

$V_4 = 0,96577 + 0,87549 = 1,84\ t$

HIP.6: Sc 0,4 t/m^2 s/viga 4 (F5) VARIABLE

$V_1 = -0,07991 - 0,09714 = -0,18\ t$

$V_2 = -0,16542 - 0,22731 = -0,34\ t$

$V_3 = 1,53350 + 1,74235 = 3,27\ t$

$V_4 = 4,87613 + 4,95097 = 9,83\ t$

HIP. 7 : CARRO EN VOLADIZO (F12) EXCLUYENTE

$V_1 = 16,01279 + 0,03279 = 16,045\ t$

$V_2 = 31,48836 + 2,12410 = 33,61\ t$

$V_3 = 7,16645 + 1,19326 = 8,36\ t$

$V_4 = -0,23454 - 0,11961 = -0,35\ t$

HIP 8 : CARRO "CENTRADO" (F14) EXCLUYENTE.

$V_1 = 5,6666 + 1,27815 = 6,95\ t$

$V_2 = 27,75213 + 2,41487 = 32,17\ t$

$V_3 = 18,08505 + 1,79813 = 20,88\ t$

$V_4 = -0,03484 + 0,03497 = 0\ t$

HIP. 9 : ASIMETRÍA DE CARGAS: Carro + sc. en 1 vano. (Flexión longit.) EXCLUYENTE.

$V_1 = 4,95097 + 0,87549 - 0,31651 - 0,07991 + 5,66660 = 11,09\ t$

$V_2 = 1,74235 + 6,88056 + 1,52290 - 0,16592 + 29,75213 = 39,73\ t$

$V_3 = -0,27731 + 1,76585 + 6,94251 + 1,53350 + 18,08505 = 29,10\ t$

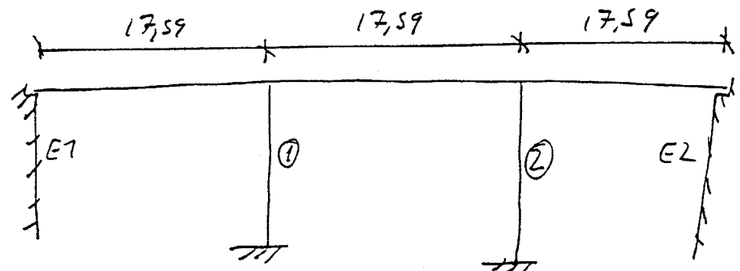
$V_4 = -0,09714 - 0,40724 + 0,96577 + 4,87613 - 0,03484 = 5,30\ t$

(F2) (F3) (F4) (F5) (F14)

EXCENTRICIDAD : $e = \frac{0,05}{2} + 0,25 = 0,275\ m$

HIP. 10 : FRENADO

$$F = \frac{1}{20}\left(60 + (9 \cdot 17,59) \cdot 3 \cdot 0,4\right) = 12,5\ t$$



$$K_{p1} = K_{p2} = 2 \cdot \frac{3 E \cdot I}{L^3} = \frac{2 \cdot 3\ 4,25 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} 0,9^4}{13,9^3} = 518,95\ t/m$$

$$K_N = 4 \cdot G \cdot \frac{e}{A} = 4 \cdot 200 \cdot \frac{0,041}{0,2 \times 0,4} = 410\ t/m$$

RIGIDEZ CONJUNTA PILA/NEOPRENO : $K_{NP} = 2 \cdot \frac{K_p \cdot K_N}{K_p + 2K_N} = 317,8\ t/m$

$$F = \vec{v}\left(K_{E1} + K_{E2} + 2 \cdot K_{NP}\right) \Rightarrow \delta = \frac{12,5}{2 \cdot 410 + 2 \cdot 317,8} = 8,587 \cdot 10^{-3}\ m$$

PILAS : $F_{NP} = \delta \cdot K_{NP} = 8,587 \cdot 10^{-3} \cdot 317,8 = 2,72\ t$

$F_{ESTRIBO} = 2,72/2 = 1,36\ t$

HIP. 11: VIENTO. VARIABLE (Flexión longitudinal)

$V_{10} = 28\ m/s$, $C_t = 1,0$; $C_r = 1,00$; $C_z = \{ZONA\ II\} = 0,19 \ln\left(\frac{13,90}{0,05}\right) = 1,0837$

$C_g = 1,4979$

$V_c = 47,6\ m/s$

Se puede usar el calculo simplificado para el empuje sobre pilas y tablero:

$H_{pila} + H_{dintel} = 15\ m$ $\qquad F_{pila} = \frac{2,76 + 2,57}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2815\ t/m^2$

$F_{tablero} = \frac{2,25 + 2,68}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2465\ t/m^2$

$\Delta(pilas) = 0,9\ m^2/m$

$\Delta(tablero) = \left\{ \begin{array}{l} \text{Espaciamiento relativo} = \frac{2,6}{1,0} = 2,6 \\ \text{Relación solidez} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow n = 0,2 + 0,11 \frac{0,6}{1} = 0,266$

$A = 1(1 + 3 \cdot 0,266) + 0,2 + 2 = 3,998\ m^2/m$

$F_{pila} = 9,25\ t/m$

$F_{tabl.} = 0,2465 \cdot 3,998 \cdot 17,59 = 17,34\ t$

HIP. 12: REOLÓGICAS VARIABLE (Flexión Longitudinal).

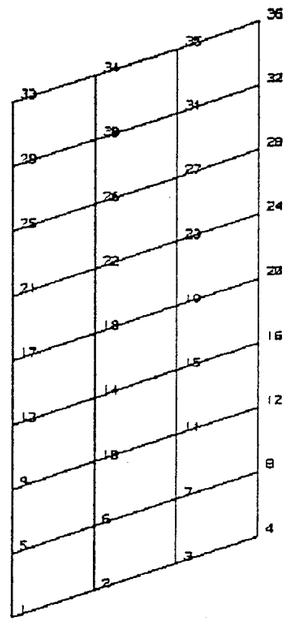
$\bar{\sigma} = 0,0007 \cdot \frac{17,59}{2} = 0,0061\ m$

$F_{reol} = \bar{\sigma} \cdot K_{NP} = 0,0061 \cdot 317,8 = 1,94\ t$

$F_{reol,\ fuste} = 1,94/2 = 0,97\ t$

HIPOTESIS DE CARGAS GENERADAS

```
HIPOTESIS :  1  CARGA MUERTA
HIPOTESIS :  2  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 1
HIPOTESIS :  3  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 2
HIPOTESIS :  4  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 3
HIPOTESIS :  5  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 4
HIPOTESIS :  6  CARRO EN CDG : 2.5,8.545
HIPOTESIS :  7  CARRO EN CDG : 3.3,9.149
HIPOTESIS :  8  CARRO EN CDG : 4.1,9.753
HIPOTESIS :  9  CARRO EN CDG : 4.9,10.357
HIPOTESIS :  10 CARRO EN CDG : 5.7,10.961
HIPOTESIS :  11 CARRO EN CDG : 6.5,11.565
HIPOTESIS :  12 CARRO EN CDG : 2.5,2.33888888889
HIPOTESIS :  13 CARRO EN CDG : 3.3,2.60733333333
HIPOTESIS :  14 CARRO EN CDG : 4.1,2.87577777778
HIPOTESIS :  15 CARRO EN CDG : 4.9,3.14422222222
HIPOTESIS :  16 CARRO EN CDG : 5.7,3.41266666667
HIPOTESIS :  17 CARRO EN CDG : 6.5,3.68111111111
HIPOTESIS :  18 CARRO EN CDG : 2.5,16.4288888889
HIPOTESIS :  19 CARRO EN CDG : 3.3,16.6973333333
HIPOTESIS :  20 CARRO EN CDG : 4.1,16.9657777778
HIPOTESIS :  21 CARRO EN CDG : 4.9,17.2342222222
HIPOTESIS :  22 CARRO EN CDG : 5.7,17.5026666667
HIPOTESIS :  23 CARRO EN CDG : 6.5,17.7711111111
```



REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
1	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	-4.95097
	F3	0.00000	0.00000	-.87549
	F4	0.00000	0.00000	.31651
	F5	0.00000	0.00000	.07991
	F6	0.00000	0.00000	-10.64807
	F7	0.00000	0.00000	-7.36461
	F8	0.00000	0.00000	-4.45229
	F9	0.00000	0.00000	-.44116
	F10	0.00000	0.00000	.04445
	F11	0.00000	0.00000	.46353
	F12	0.00000	0.00000	-16.01279
	F13	0.00000	0.00000	-10.55145
	F14	0.00000	0.00000	-5.66660
	F15	0.00000	0.00000	-.27655
	F16	0.00000	0.00000	-.05461
	F17	0.00000	0.00000	.12762
	F18	0.00000	0.00000	-1.71948
	F19	0.00000	0.00000	-1.29205
	F20	0.00000	0.00000	-.86484
	F21	0.00000	0.00000	-.03991
	F22	0.00000	0.00000	.04755
	F23	0.00000	0.00000	.11961
3	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	-4.87613
	F3	0.00000	0.00000	-.96577
	F4	0.00000	0.00000	.40724
	F5	0.00000	0.00000	.09714
	F6	0.00000	0.00000	-10.28240
	F7	0.00000	0.00000	-7.34553
	F8	0.00000	0.00000	-4.74069
	F9	0.00000	0.00000	-.36205
	F10	0.00000	0.00000	.20806
	F11	0.00000	0.00000	.70147
	F12	0.00000	0.00000	-2.36918
	F13	0.00000	0.00000	-1.77671
	F14	0.00000	0.00000	-1.27815
	F15	0.00000	0.00000	-.23442
	F16	0.00000	0.00000	-.03279
	F17	0.00000	0.00000	.13229
	F18	0.00000	0.00000	-16.84261
	F19	0.00000	0.00000	-10.38219
	F20	0.00000	0.00000	-5.72328
	F21	0.00000	0.00000	.03484
	F22	0.00000	0.00000	.14894
	F23	0.00000	0.00000	.23454

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
2	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	-1.74235
	F3	0.00000	0.00000	-6.88056
	F4	0.00000	0.00000	-1.52290
	F5	0.00000	0.00000	.16592
	F6	0.00000	0.00000	-15.18261
	F7	0.00000	0.00000	-15.09282
	F8	0.00000	0.00000	-13.90077
	F9	0.00000	0.00000	-9.84596
	F10	0.00000	0.00000	-7.54122
	F11	0.00000	0.00000	-5.71198
	F12	0.00000	0.00000	-31.48836
	F13	0.00000	0.00000	-31.28878
	F14	0.00000	0.00000	-29.75213
	F15	0.00000	0.00000	-17.30480
	F16	0.00000	0.00000	-12.27772
	F17	0.00000	0.00000	-7.19398
	F18	0.00000	0.00000	-2.25360
	F19	0.00000	0.00000	-2.29834
	F20	0.00000	0.00000	-2.23866
	F21	0.00000	0.00000	-1.79813
	F22	0.00000	0.00000	-1.52243
	F23	0.00000	0.00000	-1.19326
4	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	-1.53350
	F3	0.00000	0.00000	-6.94251
	F4	0.00000	0.00000	-1.76585
	F5	0.00000	0.00000	.22731
	F6	0.00000	0.00000	-11.88082
	F7	0.00000	0.00000	-12.86948
	F8	0.00000	0.00000	-14.51437
	F9	0.00000	0.00000	-11.74271
	F10	0.00000	0.00000	-10.03886
	F11	0.00000	0.00000	-7.45912
	F12	0.00000	0.00000	-2.12410
	F13	0.00000	0.00000	-2.29277
	F14	0.00000	0.00000	-2.41487
	F15	0.00000	0.00000	-2.17599
	F16	0.00000	0.00000	-1.95329
	F17	0.00000	0.00000	-1.64635
	F18	0.00000	0.00000	-30.60390
	F19	0.00000	0.00000	-31.70900
	F20	0.00000	0.00000	-31.18146
	F21	0.00000	0.00000	-19.08505
	F22	0.00000	0.00000	-12.76435
	F23	0.00000	0.00000	-7.16645

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
3	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	.22731
	F3	0.00000	0.00000	-1.76585
	F4	0.00000	0.00000	-6.94251
	F5	0.00000	0.00000	-1.53350
	F6	0.00000	0.00000	-7.45912
	F7	0.00000	0.00000	-10.03886
	F8	0.00000	0.00000	-11.74271
	F9	0.00000	0.00000	-14.51437
	F10	0.00000	0.00000	-12.86948
	F11	0.00000	0.00000	-11.88082
	F12	0.00000	0.00000	-7.16645
	F13	0.00000	0.00000	-12.76435
	F14	0.00000	0.00000	-19.08505
	F15	0.00000	0.00000	-31.18146
	F16	0.00000	0.00000	-31.70900
	F17	0.00000	0.00000	-30.60390
	F18	0.00000	0.00000	-1.64635
	F19	0.00000	0.00000	-1.95329
	F20	0.00000	0.00000	-2.17599
	F21	0.00000	0.00000	-2.41487
	F22	0.00000	0.00000	-2.29277
	F23	0.00000	0.00000	-2.12410
25	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	.16592
	F3	0.00000	0.00000	-1.52290
	F4	0.00000	0.00000	-6.88056
	F5	0.00000	0.00000	-1.74235
	F6	0.00000	0.00000	-5.71198
	F7	0.00000	0.00000	-7.54122
	F8	0.00000	0.00000	-9.84596
	F9	0.00000	0.00000	-13.90077
	F10	0.00000	0.00000	-15.09282
	F11	0.00000	0.00000	-15.18261
	F12	0.00000	0.00000	-1.19326
	F13	0.00000	0.00000	-1.52243
	F14	0.00000	0.00000	-1.79813
	F15	0.00000	0.00000	-2.23866
	F16	0.00000	0.00000	-2.29834
	F17	0.00000	0.00000	-2.25360
	F18	0.00000	0.00000	-7.19398
	F19	0.00000	0.00000	-12.27772
	F20	0.00000	0.00000	-17.30480
	F21	0.00000	0.00000	-29.75213
	F22	0.00000	0.00000	-31.28878
	F23	0.00000	0.00000	-31.48836

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
4	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	.09714
	F3	0.00000	0.00000	.40724
	F4	0.00000	0.00000	-.96577
	F5	0.00000	0.00000	-4.87613
	F6	0.00000	0.00000	.70147
	F7	0.00000	0.00000	.20806
	F8	0.00000	0.00000	-.36205
	F9	0.00000	0.00000	-4.74069
	F10	0.00000	0.00000	-7.34553
	F11	0.00000	0.00000	-10.28240
	F12	0.00000	0.00000	.23454
	F13	0.00000	0.00000	.14894
	F14	0.00000	0.00000	.03484
	F15	0.00000	0.00000	-5.72328
	F16	0.00000	0.00000	-10.38219
	F17	0.00000	0.00000	-16.84261
	F18	0.00000	0.00000	.13229
	F19	0.00000	0.00000	-.03279
	F20	0.00000	0.00000	-.23442
	F21	0.00000	0.00000	-1.27815
	F22	0.00000	0.00000	-1.77671
	F23	0.00000	0.00000	-2.36918
5	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	.07991
	F3	0.00000	0.00000	.31651
	F4	0.00000	0.00000	-.87549
	F5	0.00000	0.00000	-4.95097
	F6	0.00000	0.00000	.46353
	F7	0.00000	0.00000	.04445
	F8	0.00000	0.00000	-.44116
	F9	0.00000	0.00000	-4.45229
	F10	0.00000	0.00000	-7.36461
	F11	0.00000	0.00000	-10.64807
	F12	0.00000	0.00000	.11961
	F13	0.00000	0.00000	.04755
	F14	0.00000	0.00000	-.03991
	F15	0.00000	0.00000	-.86484
	F16	0.00000	0.00000	-1.29205
	F17	0.00000	0.00000	-1.71948
	F18	0.00000	0.00000	.12762
	F19	0.00000	0.00000	-.05461
	F20	0.00000	0.00000	-.27655
	F21	0.00000	0.00000	-5.66660
	F22	0.00000	0.00000	-10.55145
	F23	0.00000	0.00000	-16.01279

****

RA: 2788AA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
15/4/1998, 12:29:27

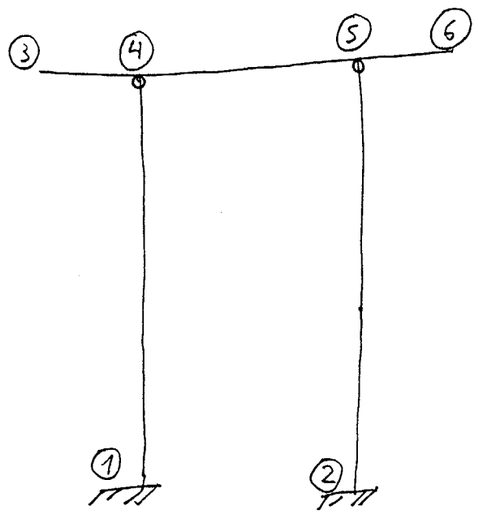
****

NUDOS	DESCRIPCION
1	COORDENADAS: (1.8, 0) BARRAS: 1/4 VINCULOS: - COACCIONES: ëx=0 ëy=0 éz(1/4)=0
2	COORDENADAS: (7.7, 0) BARRAS: 2/5 VINCULOS: - COACCIONES: ëx=0 ëy=0 éz(2/5)=0
3	COORDENADAS: (0, 14.45) BARRAS: 3/4 VINCULOS: - COACCIONES: -
4	COORDENADAS: (1.8, 14.45) BARRAS: 4/5, 3/4, 1/4 VINCULOS: Mismo éz en 3/4,4/5. COACCIONES: -
5	COORDENADAS: (7.7, 14.45) BARRAS: 5/6, 4/5, 2/5 VINCULOS: Mismo éz en 4/5,5/6. COACCIONES: -
6	COORDENADAS: (9.5, 14.45) BARRAS: 5/6 VINCULOS: - COACCIONES: -

BARRAS	PESO(Kp)				LONGITUD(m)				ACERO	DESCRIPCION
	Barra	Perfil	Serie	Acero	Barra	Perfil	Serie	Acero		
1/4	-				-				-	90x90
4/5	-				-				-	110x100
2/5	-				-				-	90x90
5/6	-				-				-	110x100
3/4	-				-				-	110x100

0.00 Kp

0.000 m



BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados)
1/4	1 (Portico)	Faja	2.1093 Tm/m	-	0.0000	14.4500	0.0000 (abs.)
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	13.9000	270.0000 (abs.)
4/5	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	5.9000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	46.2100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	46.2100 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	3.2700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	0.3900 Tm	-	4.3560	-	180.0000 (abs.)

BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados)
4/5	4 (Portico)	Puntual	13.8200 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	3.2900 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	3.2900 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	13.8200 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	0.3900 Tm	-	1.5430	-	180.0000 (abs.)
		Puntual	3.2700 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	33.6100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	8.3600 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	8 (Portico)	Puntual	32.1700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	20.8800 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	39.7300 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	29.1000 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
2/5	1 (Portico)	Faja	2.1093 Tm/m	-	0.0000	14.4500	0.0000 (abs.)
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	13.9000	270.0000 (abs.)
5/6	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	4 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	0.3500 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	5.3000 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
3/4	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	4 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	0.3816	-	180.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	16.0450 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	8 (Portico)	Puntual	6.9500 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	11.0900 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)

NUDOS	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
6	10 (Portico)	Puntual	17.3400 Tm	270.0000
		Puntual	0.4000 Tm	270.0000

CÁLCULO DEL DINTEL

****
OBRA: 2788AA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
15/4/1998, 12:36:34
****

BARRAS		ESFUERZOS								
		0 L	1/8 L	1/4 L	3/8 L	1/2 L	5/8 L	3/4 L	7/8 L	1 L
1/4	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-317.8595	-312.1446	-306.4297	-300.7148	-294.9999	-289.2850	-283.5701	-277.8552	-272.1403
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-16.1986	-15.6495	-15.1004	-14.5512	-14.0021	-13.4530	-12.9038	-12.3547	-11.9728
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	202.3762	173.6133	145.8423	119.0633	93.2761	68.4807	44.6773	21.8657	0.0000
4/5	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	-7.4695	-9.3708	-12.5397	-141.0978	-144.2666	-147.4355
	Cort+(Tm)	161.6936	158.5248	155.3560	9.0849	5.9160	4.0147	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-152.6481	-50.6741	-9.9214	-7.5238	-6.8221	-7.5227	-9.9236	-50.6925	-116.9789
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	34.4735	110.8720	123.0983	123.2476	121.0599	107.8204	41.8903	0.0000
2/5	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-277.3738	-271.6589	-265.9440	-260.2291	-254.5142	-248.7993	-243.0844	-237.3695	-231.6546
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-16.2021	-15.6530	-15.1039	-14.5547	-14.0056	-13.4564	-12.9073	-12.3582	-11.9762
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	202.4266	173.6575	145.8802	119.0948	93.3013	68.4996	44.6899	21.8720	0.0000
5/6	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1348	-0.7149	0.0000	0.0000
	Cort+(Tm)	85.2991	84.3324	83.3656	82.3988	81.4321	80.4653	79.4985	0.9668	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-116.9789	-97.8954	-79.0294	-60.3809	-41.9499	-23.7364	-5.7405	-0.1088	-0.0001
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3/4	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-0.0001	-0.9668	-104.6461	-105.6128	-106.5796	-107.5464	-108.5131	-109.4799	-110.4467
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	-0.1088	-7.4606	-31.1147	-54.9863	-79.0755	-103.3822	-127.9064	-152.6482
	Mom.+(Tm*m)	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

ARMADURAS DE FLEXIÓN SUPERIORES E INFERIORES

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:48

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Negativos)

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 90.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 140.0
ho [cm] = 85.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 152.65

At_est [cm2] = 31.87

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 6.8
1/r [1/m] ú1.E-3 = 10.08
Deformación s ú1.E-3 = 0.68
Deformación i ú1.E-3 = -10.40

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	31.87	-10.00	-4636.4

At_est [cm2] = 31.87

fi [mm]	12	16	20	25
nº fi	29	16	11	7
nº capas	1	1	1	1
At [cm2]	32.78	32.15	34.54	34.34
wk	0.14	0.17	0.18	0.22

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:47

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Positivos)

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 140.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 90.0
ho [cm] = 25.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 123.25

At_est [cm2] = 38.12

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 3.5
1/r [1/m] ú1.E-3 = 9.75
Deformación s ú1.E-3 = 0.34
Deformación i ú1.E-3 = -10.39

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	25.41*	-10.00	-4636.4

* Cuantía inferior a la mínima

At_est [cm2] = 38.12 Cuant fia m finima mec nica

fi [mm]	12	16	20	25
n° fi	17	19	13	8
n° capas	2	1	1	1
At [cm2]	38.43	38.18	40.82	39.25
wk	0.00	0.00	0.00	0.00

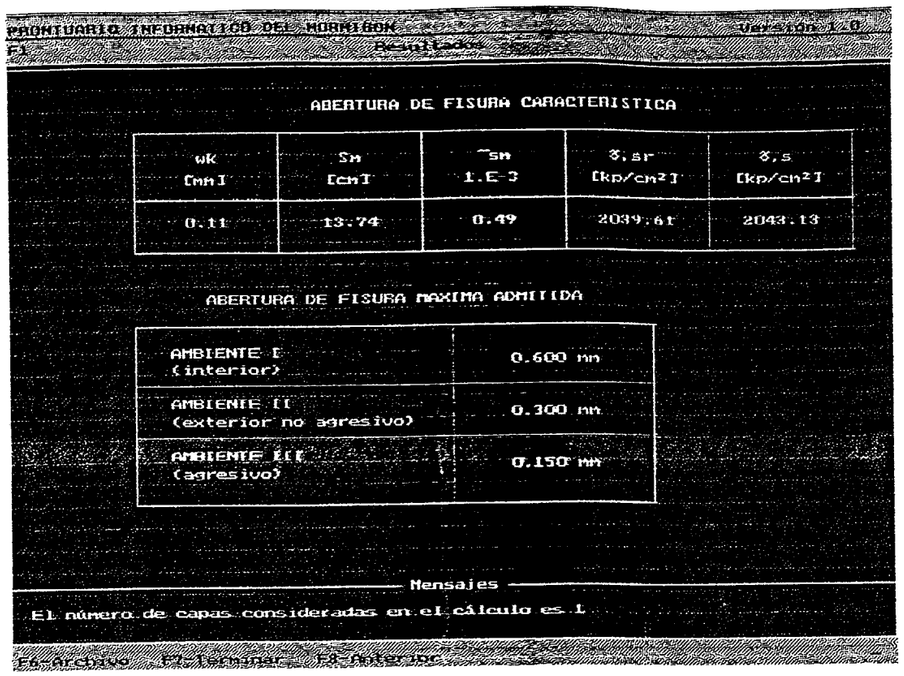
ARMADURA DE CORTANTE DEL DINTEL

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TT1

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 13:03

ÄÄÄ

CONTROL DE FISURACIÓN DEL DINTEL


PROMTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON
Versión 1.0
ABERTURA DE FISURA CARACTERISTICA
wk [mm] | Sm [cm] | ~sm 1.E-3 | σs,r [kp/cm²] | σs,s [kp/cm²]
0.11 | 13.74 | 0.49 | 2039.61 | 2043.13
ABERTURA DE FISURA MAXIMA ADMITIDA
AMBIENTE I (interior) 0.600 mm
AMBIENTE II (exterior no agresivo) 0.300 mm
AMBIENTE III (agresivo) 0.150 mm
Mensajes
El número de capas consideradas en el cálculo es 1

CÁLCULO DEL FUSTE

```
**********

OBRA: 2788AA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
     15/4/1998, 13:23:56
**********
```

NUDOS

REACCIONES

	Rx(Tm)	Ry(Tm)	Mz(Tm*m)
HIPOTESIS 1 (Peso Propio).			
1	0.0000	44.0858	0.0000
2	0.0000	44.0858	0.0000
HIPOTESIS 2 (Peso Propio).			
1	0.0000	86.2578	0.0000
2	0.0000	86.2422	0.0000
HIPOTESIS 3 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	14.5492	0.0000
2	0.0000	-2.0192	0.0000
HIPOTESIS 4 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	13.5221	0.0000
2	0.0000	4.7079	0.0000
HIPOTESIS 5 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	6.4970	0.0000
2	0.0000	13.1730	0.0000
HIPOTESIS 6 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	-2.0187	0.0000
2	0.0000	14.5487	0.0000
HIPOTESIS 7 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	46.9944	0.0000
2	0.0000	10.6706	0.0000
HIPOTESIS 8 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	37.8417	0.0000
2	0.0000	22.1583	0.0000
HIPOTESIS 9 (Sobrecarga uso).			
1	0.0000	49.4369	0.0000
2	0.0000	35.7831	0.0000
HIPOTESIS 10 (Viento).			
1	11.9990	0.0000	-149.9083
2	12.0016	0.0000	-149.9456

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

ALTURA DEL	13,90	m
REACCIONES:		
PESO PROPIO:	44,09	t
CARGAS PERMANENTES:	87,08	t
SOBRECARGA 1:	81,56	t
SOBRECARGA 2:	-2,02	t
VIENTO:	12,00	t
FRENADO:	1,36	t
REOLOGICAS:	0,97	t
ASIMETRIA DE CARGAS:	49,44	t
	13,60	mt

Gdmín =	0,9	
Gdmín =	1,5	
Reducción viento =	0,9	

	SEGÚN X	SEGÚN Z	
TIPO PÍLAR:	0,9	0,9	
Imin =	0,054675	0,054675	m4
lp=	25,02	25,02	m
A =	0,81	0,81	m2
i =	0,25980762	0,25980762	m
lambda =	96,3020249	96,3020249	
h =	0,9	0,9	m

Fck =	500 kp/cm2
Fyk =	5100 kp/cm2
Gc =	1,4
Gs =	1,1

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	116,23	0,00	20,22
AXIL MÁXIMO	319,10	0,00	48,58
ASIMETRÍA	162,54	225,21	18,20

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	104,61	225,21	18,20
AXIL MÁXIMO	287,19	225,21	43,72
ASIMETRÍA	146,29	225,21	62,08

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	116,23	34,63	65,36
(1) AXIL MÁXIMO	319,10	95,06	172,09
ASIMETRÍA	162,54	48,42	135,35

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	104,61	195,42	58,82
(2) AXIL MÁXIMO	287,19	292,49	154,88
ASIMETRÍA	146,29	218,42	121,81

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN5

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS1
Fecha: 15/4/1998
Hora : 16:57

ÄÄÄ

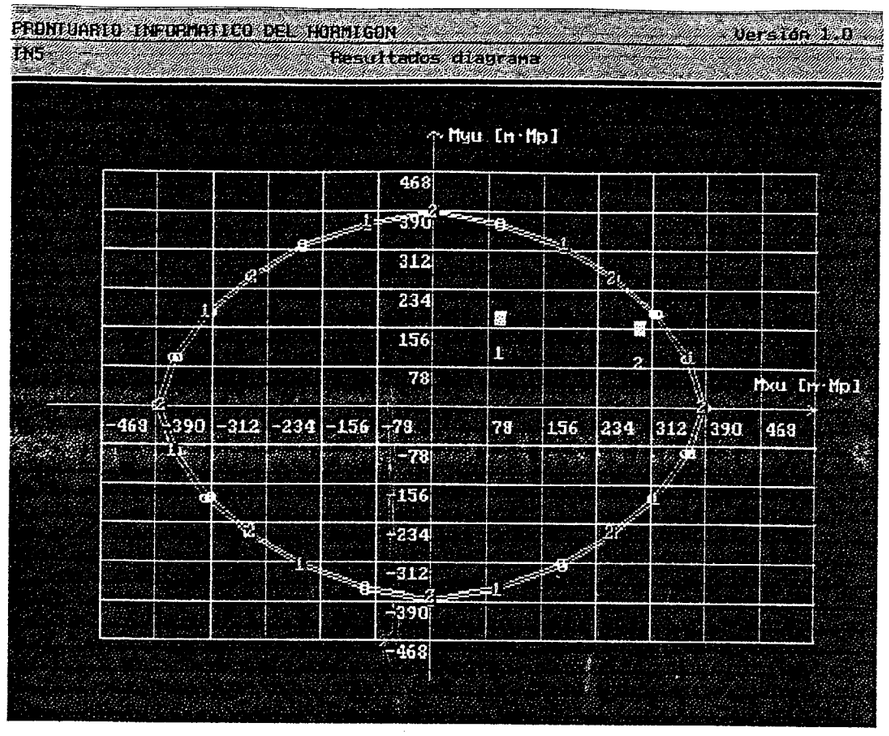
Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

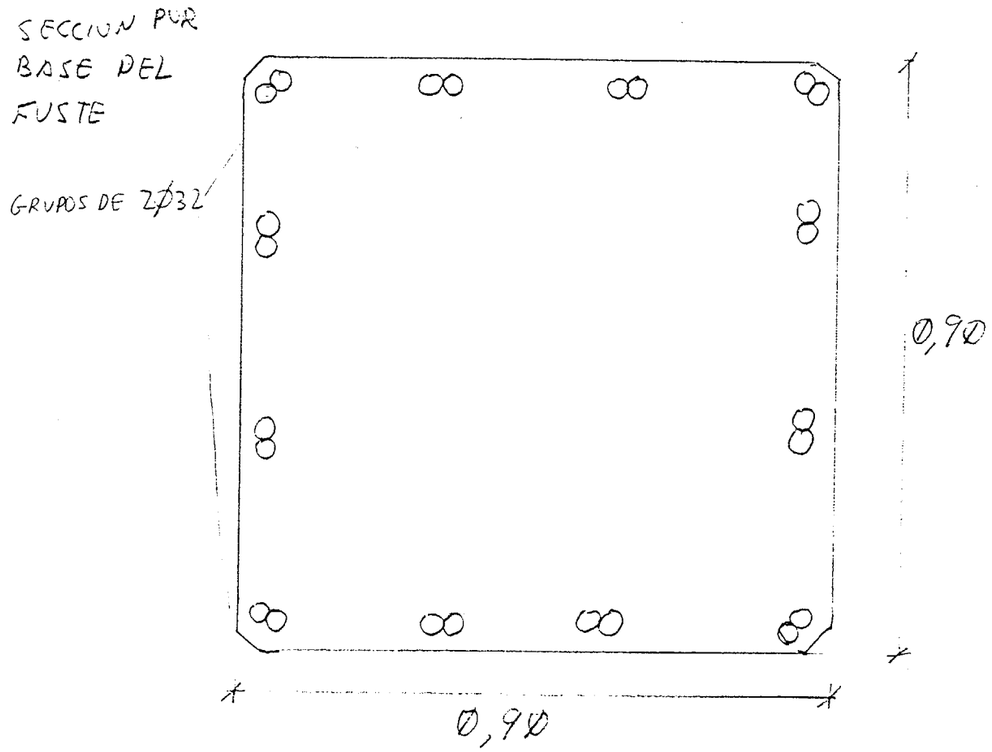
2¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 287.2

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] ú1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	22.7	0.0	15.39	287.2	-383.4	0.0
2	36.1	15.0	9.69	287.2	-360.2	-94.8
3	46.2	30.0	7.58	287.2	-314.3	-184.6
4	49.2	45.0	7.11	287.2	-254.5	-254.5
5	46.2	60.0	7.58	287.2	-184.6	-314.3
6	36.1	75.0	9.69	287.2	-94.8	-360.2
7	22.7	90.0	15.39	287.2	-0.0	-383.4
8	36.1	105.0	9.69	287.2	94.8	-360.2
9	46.2	120.0	7.58	287.2	184.6	-314.3
10	49.2	135.0	7.11	287.2	254.5	-254.5
11	46.2	150.0	7.58	287.2	314.3	-184.6
12	36.1	165.0	9.69	287.2	360.2	-94.8
13	22.7	180.0	15.39	287.2	383.4	-0.0
14	36.1	195.0	9.69	287.2	360.2	94.8
15	46.2	210.0	7.58	287.2	314.3	184.6
16	49.2	225.0	7.11	287.2	254.5	254.5
17	46.2	240.0	7.58	287.2	184.6	314.3
18	36.1	255.0	9.69	287.2	94.8	360.2
19	22.7	270.0	15.39	287.2	0.0	383.4
20	36.1	285.0	9.69	287.2	-94.8	360.2
21	46.2	300.0	7.58	287.2	-184.6	314.3
22	49.2	315.0	7.11	287.2	-254.5	254.5
23	46.2	330.0	7.58	287.2	-314.3	184.6
24	36.1	345.0	9.69	287.2	-360.2	94.8





ASUNTO: ZAPATAS PILAS PISO SUPERIOR Nº 1 | FECHA | REF. | HOJA 1-2

Dimensiones de la zapata. 8,60 × 2,70 × 1,50 m.

Según se desprende del cálculo de las pilas, los esfuerzos que se transmiten a las zapatas por los fustes son:

Vertical.

1 - R_V = 49,09 + 86,24 + 14,55 + 13,52 + 6,50 − 2,02 + 37,84 = 200,72 ton

2 - R_V = 44,09 + 86,24 − 2,02 + 9,71 + 13,17 + 14,55 + 22,16 = 182,90 ton

Horizontal en el plano del dintel.

1 - H_L = 12,00 + (1,36 + 0,97) · cos 71,438°/2 = 12,37 ton

2 - H_L = 12,00 + (1,36 + 0,97) · cos 71,438°/2 = 12,37 ton

Horizontal en el plano perpendicular al del dintel.

1 - H_T = (1,36 + 0,97) · sen 71,438°/2 = 1,10 ton

2 - H_T = (1,36 + 0,97) · sen 71,438°/2 = 1,10 ton

Momento en sentido longitudinal

1 - M_L = 149,91 + 0,37 (13,90 + 1,10) = 155,46 m·ton

2 - M_L = 149,95 + 0,37 (13,90 + 1,10) = 155,50 m·ton

Momento en sentido transversal

1 - M_T = 1,10 (13,90 + 1,10) = 16,50 m·ton

2 - M_T = 1,10 (13,90 + 1,10) = 16,50 m·ton

Los esfuerzos que la zapata transmite al terreno son:

N = 8,60 × 2,70 × 1,50 × 2,5 + 200,72 + 182,90 = 470,70 ton

M_L = 155,46 + 155,50 + (12,37 + 12,37) · 1,50 = 348,07 m·ton

M_T = 16,50 + 16,50 + (1,10 + 1,10) · 1,50 = 36,30 m·ton

Las tensiones que la zapata transmite al terreno son:

$$\sigma = \frac{470,70}{8,60 \times 2,70} + \frac{6 \times 348,07}{8,60^2 \times 2,70} + \frac{6 \times 36,30}{8,60 \times 2,70^2}$$

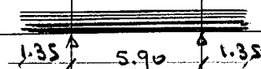
σ_1 = 34,26 t/m² σ_2 = 27,26 t/m²

σ_3 = 13,28 t/m² σ_4 = 6,34 t/m²

$\sigma_{adm.}$ = 34,20 / 1,30 = 26,31 t/m²

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

ARMADURAS. H-200 ΔEH-500 c: 40 mm



q = 20,27 t/m²

Vola dizo. M = 20,27 × 1,35²/2 = 18,47 mt/m

Centro vano M = 20,27 × 5,90²/8 = 18,47 = 69,73 mt/m

f_{cd} = 1,60 × 1,46 × 2000 / 1,5 = 1.947 t/m

ARMADURA SUPERIOR.

M_d = 69,73 × 1,6 = 111,57 mt/m V_d = 77 t/m

Disponemos como armadura longitudinal superior 4 Φ 25 p/m (87,08 t/m), en total 11 Φ 25 en todo el ancho de la zapata

ARMADURA INFERIOR

M_d = 18,47 × 1,6 = 29,55 mt/m. V_d = 20 t/m

Disponemos como armadura longitudinal inferior 4 Φ 12 p/m (20,06 t/m), en total 11 Φ 12 en todo el ancho de la zapata

Cortante máximo.

V_d = 20,27 (1,35 + 5,90/2) × 1,6 = 139,46 t/m

V_u = 1,00 × 1,46 × 0,5 × 10 × √(200/1,5) = 84,29 t/m

V_{ds} = 139,46 − 84,29 = 55,17 t/m

Disponemos armaduras transversales en forma de cercos de Φ 12 a 20 cm (3 ramas).

$$0,9 \cdot \frac{1,46}{0,20} \times 2 \times 0,89 \times 4,6 = 53,80 \text{ t/m}$$

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 1 - ESTRIBOS (L=9,50 H.) | FECHA | REF. | HOJA 1-2

ESTRIBO 1 - La altura total del trasdós es de 7,25 m. de los que 1,25 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 6,00 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m y un talón de 3,00 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 8,75^2 \times 0,33 = 24,00$ t/m

$E_{sc} = 1,00 \times 8,75 \times 0,33 = 2,89$ t/m

} E = 26,89 t/m

$M_V = 24,00 \times 8,75/3 + 2,89 \times 8,75/2 = 82,64$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 83,08 t/m

M_E = 246,00 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 246,00 / 82,64 = 2,98$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 83,08 \times 0,5 / 26,89 = 1,54$

② Estribo con tablero sin sobrecarga.

$E = 26,89 + 0,94 \times \text{sen } 71,438° \times 4 / 9,50 = 27,27$ t/m

$M_V = 82,64 + 0,38 \times (6,00 + 1,50) = 85,49$ mt/m

Peso = 83,08 + 63,80 / 9,50 = 89,80 t/m

$M_E = 246,00 + 6,72 (1,00 + 0,45) = 255,74$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 255,74 / 85,49 = 2,99$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 89,80 \times 0,5 / 27,27 = 1,65$

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 27,27 + 0,88 \times \text{sen } 71,438° \times 4 / 9,50 = 27,62$ t/m

$M_V = 85,49 + 0,35 \times (6,00 + 1,50) = 88,12$ mt/m

Peso = 83,08 + 221,13 / 9,50 = 106,36 t/m

$M_E = 246,00 + 22,56 (1,00 + 0,45) = 278,71$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 278,71 / 88,12 = 3,16$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 106,36 \times 0,5 / 27,62 = 1,93$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

Tensiones máximas. $e_x = 1,792$ m. $e_0 = 0,808$ m

$\sigma = \frac{106,36}{5,20} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,808}{5,20}\right) = \begin{cases} 39,52 \text{ t/m}^2 \\ 1,38 \text{ t/m}^2 \end{cases}$ // Radm = 39,52/1,3 = 30,40 t/m²

ARMADURAS H-200, AEH-500, c = 4,0 mm

HASTIAL.

$M_d = 1,6 \left(\frac{1}{2} \times 1,9 \times 7,25^2 \times 0,33 \times 7,25/3 + 1,00 \times 7,25 \times 0,33 \times 7,25/2\right) = 77,59$ mt/m

$U_c = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.392$ t/m $U_d = 68$ t/m

Disponemos en la cara de los trasdós en vertical 5 Φ 20 mm/m (69,60 t/m) y en horizontal Φ 12 a 20 cm (25,08 t/m)

Disponemos en la cara sobre el vertical 5 Φ 12 mm/m (25,08 t/m) y en horizontal Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

como refuerzo en la cara horizontal de alzado de cada vista dispondremos malla de Φ 12 a 20 cm

ZAPATA PUNTERO.

$M_d = 1,6 \times 39,52 \times 1,50^2/2 = 31,62$ mt/m $U_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m

$U_d = 21$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ 12 mm/m (25,08 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA TALON.

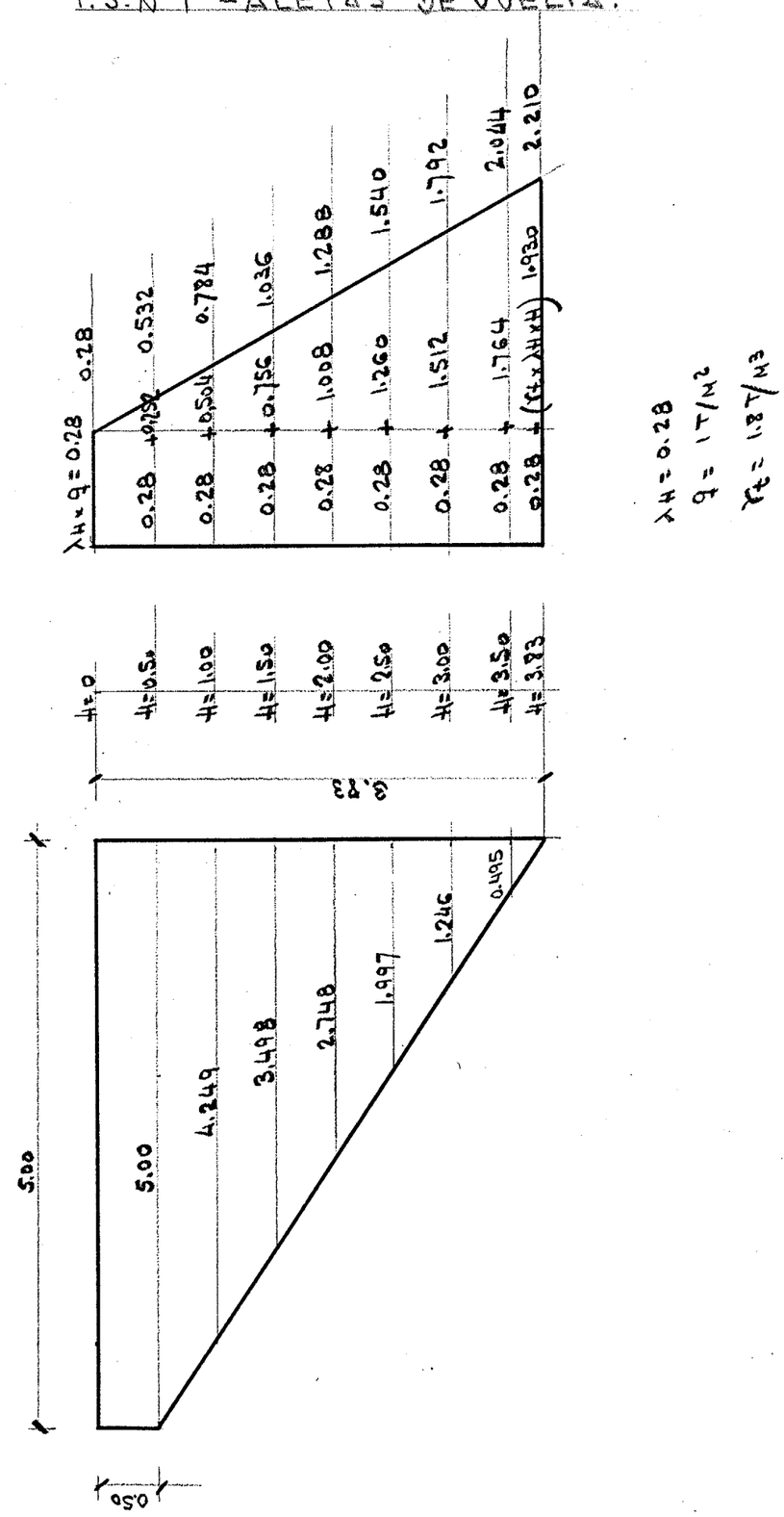
$M_d = 1,6 (7,25 \times 1,9 + 1,5 \times 2,5 + 1,00) 3,50^2/2 = 133,38$ mt/m

$U_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m $U_d = 93$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ 25 mm/m (108,35 t/m) y como reparto Φ 12 a 20 cm (25,08 t/m)

EL ESTRIBO 2 ES IDENTICO AL 1 EN DIMENSIONES Y ARMADURAS

P.S. Nº 1 - ALETAS DE VUELTA.



$H=0.50$ —— $M = \frac{0.28+0.532}{2} \times 0.50 \times 5.00 \times \frac{5.00}{2} = 2.538$ mT

$H=1.00$ —— $M = \frac{0.532+0.784}{2} \times 0.50 \times \frac{5.00+4.249}{2} \times \frac{5.00+4.249}{4} = 3.518$ mT

$H=1.50$ —— $M = \frac{0.784+1.036}{2} \times 0.50 \times \frac{4.249+3.498}{2} \times \frac{4.249+3.498}{4} = 3.413$ mT

$H=2.00$ —— $M = \frac{1.036+1.288}{2} \times 0.50 \times \frac{3.498+2.748}{2} \times \frac{3.498+2.748}{4} = 2.833$ mT

$H=2.50$ —— $M = \frac{1.288+1.54}{2} \times 0.50 \times \frac{2.748+1.997}{2} \times \frac{2.748+1.997}{4} = 1.990$ mT

$H=3.00$ —— $M = \frac{1.54+1.792}{2} \times 0.50 \times \frac{1.997+1.246}{2} \times \frac{1.997+1.246}{4} = 1.095$ mT

$H=3.50$ —— $M = \frac{1.792+2.044}{2} \times 0.50 \times \frac{1.246+0.495}{2} \times \frac{1.246+0.495}{4} = 0.363$ mT.

$H=3.83$ —— $M = \frac{2.044+2.21}{2} \times 0.33 \times \frac{0.495}{2} \times \frac{0.495}{3} = 0.029$ mT

$\Sigma M = 15.779$ mT

MOMENTO MEDIO $= \frac{15.779}{3.83} = \underline{4.12}$ mT/m

DIMENSIONAMIENTO. $e = 40$ cms, $r = r' = 4$ cms

$f_{ck} = 200$ kg/cm² $Md = 4.12 \times 1.6 = 6.59$ mT/m

$U_c = 1.00 \times 0,36 \times 0,9 \frac{2000}{1.5} = 432$ T/m

$\mu = \frac{6.59}{0,36 \times 432} = 0,042$ —— $w = 0,044$

Distancia $= 0,044 \times 432 = 19$ T/m (horizontal) — 5 ϕ 12 mm

Umínima. vertical. $0,9 \times 100 \times 40 \times 5.1 / 1.15 \times 1000 = 16$ T/m — ϕ 10 a 20 cm

Umínima. horizontal $1,6 \times 100 \times 40 \times 5.1 / 1.15 \times 1000 = 22$ T/m — 5 ϕ 10 mm

Armadura de enlace horizontal superior —— 3 ϕ 12

PASO SUPERIOR Nº 2

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

1.1.- CALCULO TABLERO

1.2.- CALCULO PILAS Y DINTELES

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de tres vanos de 17,59 m de longitud, cada uno, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-100-A-100**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **17,09** m
Número de vigas por vano : **4**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **79,3756** g
Espesor losa continuidad: **0,13** m
Cálculo: **2788BA**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
PRECON
Avda. Hilera, s/n.
31590 CASTEJÓN (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

1.1. – CALCULO TABLERO

TITULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-2

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788BA

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I100A100 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	:	9
Ancho de la acera izq.	(m)	:	1
Ancho de la acera der.	(m)	:	1
Espesor de aceras	(m)	:	.2
Canto losa	(m)	:	.15
Espesor de aglomerado	(m)	:	.12
Canto encofrado perdido	(m)	:	.05
Entrega encof. perdido	(m)	:	.1
Canto total	(m)	:	1.2
Vuelo izquierdo	(m)	:	.5
Vuelo derecho	(m)	:	.5
Nº de vigas		:	4
Ala superior	(m)	:	1

**********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO**********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	0.000
2	9.000	3.020
3	0.000	17.090
4	9.000	20.110

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,0) (9,3.02)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	17.59	17.09	0.00	1.000
2	17.59	17.09	2.81	1.000
3	17.59	17.09	5.63	1.000
4	17.59	17.09	8.44	1.000

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.0000 m		Inercia=	.03955637 m4
Ycg = .5083 m		Wxxi =	.07781437 m3
H-Ycg= .4917 m		Wxxs =	.08045516 m3
Area = .2754 m2			

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	688	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TI ULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-2

TIPO VIGA UTILIZADA : I100A100

DA OS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	17.09	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.25	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10
2	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
3	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10

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+11

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61
	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
3	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
4	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61

TO SORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

VI A	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	1.57	27.66	44.61	.80
2	1.11	34.56	60.58	.19
3	1.11	38.47	60.58	.19
4	1.57	27.66	44.61	.80

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BA DA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
3	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
4	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
	.23	-.04	.51	-.42	1.05	-.34	1.52	-.79
	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
7	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
2	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
3	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
6	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
9	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70
1	33	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
2	2	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
2	34	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	3	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	35	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
4	4	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
4	36	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 352.800 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .164 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....: 9.929 T
Por acortamiento elastico del hormigon ....: 24.213 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....: 34.142 T (9.68%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....: 63.528 T (18.01%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 97.669 T (27.68%)

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 3.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-159.385	-3.106	2 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2252.903	2340.581	3.85 m. desde extremo viga

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	131.357	150.298	728.137
Fibra Sup. Viga	711.135	762.882	752.860	1028.276
Fibra Inf. Viga	1509.080	1162.782	1007.941	-228.761

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.2000 m Inercia= .09923605 m4
Ycg = .8179 m Wvxxi = .12133611 m3
Area = .5990 m2 Wvxxs = .54483648 m3
Ht-Ycg= .3821 m Wlxxs = .25968565 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 = 383.31 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 255.24 mt
Coeficiente de seguridad Mu/Mk = 1.50

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

D TOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.200	m
Ancho del alma de la viga	bw	.120	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.000	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.041	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.061	cm2/m
	Vcuo	11.747	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
	5.883	11.393	7.343	9.752	26.210
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

OR. ASOC T = .280
ORTANTE Vd = 90.871 Tn Vu1 = 149.871 Tn Asc calculo = 16.545 cm2/m
Tc1,d = 50.364 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.090

ASANTE Vd = 64.957 Tn Tau = 5.609 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.255 Tn Tau = 13.926 Kp/cm2 As calculo = 3.647 cm2/m
ALA INF Vd = 36.348 Tn Tau = 19.755 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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	5.194	10.060	6.483	8.644	24.529
	5.538	10.727	6.913	8.644	24.529

TOR. ASOC T = .441
CORTANTE Vd = 82.366 Tn Vu1 = 137.469 Tn Asc calculo = 10.585 cm2/m
Tc1,d = 102.790 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.539

RASANTE Vd = 59.484 Tn Tau = 5.137 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
LA SUP Vd = 11.108 Tn Tau = 12.623 Kp/cm2 As calculo = 3.306 cm2/m
LA INF Vd = 32.946 Tn Tau = 17.906 Kp/cm2 As calculo = 3.912 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 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)

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
	4.506	8.727	5.624	7.603	22.847
M	10.389	20.120	12.967	15.206	45.695

OR. ASOC T = .603
ORTANTE Vd = 73.961 Tn Vu1 = 133.379 Tn Asc calculo = 8.812 cm2/m
Tc1,d = 37.604 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.649

ASANTE Vd = 54.112 Tn Tau = 4.673 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 9.974 Tn Tau = 11.335 Kp/cm2 As calculo = 2.969 cm2/m
LA INF Vd = 29.584 Tn Tau = 16.078 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 4.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.716	5.260	3.390	5.209	18.476
M	19.777	38.303	24.685	23.961	84.991

TOR. ASOC T = 1.023
CORTANTE Vd = 52.577 Tn Vu1 = 140.104 Tn Asc calculo = 7.816 cm2/m
Tc1,d = -58.148 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.465

RASANTE Vd = 40.613 Tn Tau = 3.507 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 7.091 Tn Tau = 8.057 Kp/cm2 As calculo = 2.110 cm2/m
ALA INF Vd = 21.031 Tn Tau = 11.430 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 6.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.339	2.593	1.671	3.674	15.114
M	23.832	46.156	29.746	24.250	99.752

TOR. ASOC T = 1.346
CORTANTE Vd = 36.588 Tn Vu1 = 135.158 Tn Asc calculo = 5.019 cm2/m
Tc1,d = -102.450 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .575 m cotg(theta) = 1.602

RASANTE Vd = 30.689 Tn Tau = 2.650 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 4.934 Tn Tau = 5.607 Kp/cm2 As calculo = 1.871 cm2/m
ALA INF Vd = 14.635 Tn Tau = 7.954 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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: I100A100

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 352.800 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.400	.050
2	5	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	2	1.400	.950

CABLES ENVAINADOS: 2 EN 3.85 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N|UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	4 D 8 a 20 cms.	1.85	20	1	CERCOS
	2	1 D 12 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.	2.00	20	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	1.35	12	1	
ALA.INF	1	1 d 8 a 20 cms	1.85	20	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	2.00	20	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	1.85	20	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	2.00	20	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 11.329 Tn
ZONA 1: CERCOS d 12 mm a 10 cm en .25 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 12.11 Tn LONGITUD TOTAL: 17.59m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.94m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .76 Tn.
VIENTO	: 1.539 Tn.
GIRO en radianes	: .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	: 10
DIMENSIONES	: 200x 300x 52 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	: 37 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	: 5
ESPESOR DE LAMINAS	: 3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	: 112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .76 Tn.
VIENTO	: 1.539 Tn.
GIRO en radianes	: .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	: 10
DIMENSIONES	: 200x 300x 41 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	: 29 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	: 4
ESPESOR DE LAMINAS	: 3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	: 112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

D TOS PARA PRESUPUESTO

4	VIGAS I100A100 DE	M DE LONGITUD	
	Viga 1....:	17.59	
	Viga 2....:	17.59	
	Viga 3....:	17.59	
	Viga 4....:	17.59	
8	APOYOS DE NEOPRENO N. 10		
98.50	M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE	5 CM DE ESPESOR	

D TOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

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

C BLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

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

C BLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

A MADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	67.97 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	60.94 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	65.98 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	71.91 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	74.49 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.64 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	71.91 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	65.98 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	60.94 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	67.97 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2

Al ser la losa continua se dispondrá una zona de continuidad sobre las pilas de 1,40 m a cada lado del eje (según detalle en Plano de Armado de Losa) con armadura transversal según banda y longitudinal 8 D 16 (inferior) y 10 D 16 (superior)

Armadura propuesta para unificar bandas:

ONA 1	INFERIOR	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16 pml	5 D 10 pml	12.58 Kg/m2
ONA 2	INFERIOR	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16 pml	5 D 10 pml	12.58 Kg/m2

D E S P L A Z A M I E N T O S 15/04/98

OBRA : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-2
EXPTE. : NO972788

ANCHO TABLERO :	9.00 m	ESVIAJE : 79.3756 g
LUZ DE CALCULO :	17.09 m	
Nº DE VIGAS :	4	
FRENADO :	0.760 t	
VIENTO :	1.539 t	

NEOPRENO
Superficie : 0.060 m²
Espesor neto: 37 mm

*** DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES ***

Reológicas : 0.7/1000 x Lc/2 = 5.98 mm

$$\text{Frenado} : \frac{F * e(neto)}{Sneo * G} = 4.68 \text{ mm}$$

Desplazamiento Longitudinal Total 10.67 mm

*** DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES ***

$$\text{Viento} : \frac{W * e(neto)}{Sneo * G} = 9.49 \text{ mm}$$

Desplazamiento Transversal Total 9.49 mm

CAMBIO DE EJES (Angulo utilizado 20.62 g)

H1	Máx. Desplazamiento longitud. perpendicular a la junta	13.13 mm (H1p)
	Desplazamiento trans. asociado paralelo a la junta.....	5.60 mm (H1∥)
H2	Máx. Desplazamiento transver. paralelo a la junta.....	12.39 mm (H2∥)
	Desplazamiento long. asociado perpendicular a la junta	7.09 mm (H2p)

CALCULO DE REPARTO DE ESFUERZOS EN PUENTES DE CUATRO VANOS
CON LOSA DE CONTINUIDAD EN TODOS LOS VANOS

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-2 15/04/98

Nº fustes/pila	2
RETRACCION (mm/m)	0.15
FLUENCIA (mm/m)	0.35
TEMPERATURA (mm/m)	0.20
ANCHO DE TABLERO (m)	9

	APOYOS	D al c. elastico	a (mm)	b (mm)	Htot (mm)	Hnet (mm)	R DIF	R INS
ESTRIBO 1	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32
PILA 1 IZD	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 1 DCH	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 2 IZD	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 2 DCH	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 3 IZD	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 3 DCH	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
ESTRIBO 2	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32

	H (m)	I (m4)	3*E*I/L^3 (t/m)
PILA 1	9.70	0.05468	539.16
PILA 2	9.70	0.00000	0.00
PILA 3	9.70	0.05468	539.16

E (tn/m2) pilas 3000000

RIGIDECES CONJUNTAS INSTANTANEAS (t/m)

ESTRIBO 1	1297.30
PILA 1	813.37
PILA 2	0.00
PILA 3	813.37
ESTRIBO 2	1297.30

ESFUERZO DE FRENADO TOTAL (tn) 12.44

ESFUERZOS (tn. en el conjunto de neoprenos y fustes)

	FRENADO	DIFERIDOS	TOTALES (por fuste)
ESTRIBO 1	3.82	11.91	------
PILA 1	2.40	5.80	4.10
PILA 2	0.00	0.00	0.00
PILA 3	2.40	5.80	4.10
ESTRIBO 2	3.82	11.91	------

MOVIMIENTOS (mm)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	2.95		18.36	21.31
PILA 1	2.22		2.69	4.91
NEOPRENOS PILA 1	0.72	IZD	3.71	4.43
	0.72	DCH	3.30	4.02
PILA 2	0.00		0.00	0.00
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	2.22		2.69	4.91
NEOPRENOS PILA 3	0.72	IZD	3.30	4.02
	0.72	DCH	3.71	4.43
ESTRIBO 2	2.95		18.36	21.31

FUERZA NEOPRENOS (ton)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	0.96		2.98	3.93
PILA 1	0.30	IZD	0.77	1.07
	0.30	DCH	0.68	0.98
PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	0.30	IZD	0.68	0.98
	0.30	DCH	0.77	1.07
ESTRIBO 2	0.96		2.98	3.93

ESFUERZO DE VIENTO POR APOYO (tn)

VANO 1	1.539
VANO 2	1.539
VANO 3	1.539
VANO 4	1.539

MOVIMIENTOS (mm)	VIENTO	
ESTRIBO 1	4.75	
NEOPRENOS PILA 1	3.72	IZD
	3.72	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	3.72	IZD
	3.72	DCH
ESTRIBO 2	4.75	

MOVIMIENTOS (mm)	RESULTANTE	
ESTRIBO 1	21.83	
NEOPRENOS PILA 1	5.79	IZD
	5.48	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	5.48	IZD
	5.79	DCH
ESTRIBO 2	21.83	

OBRA: LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-2
CLIENTE: FERROVIAL - OBRAS CASTILLEJOS
REFERENCIA: N0972788 FECHA: 15/04/98

ZONA DE CONTINUIDAD LOSAS DE PUENTES

ENTRADA DE DATOS:

GEOMETRIA

LUZ VIGA TABLERO IZQUIERDO:	17.09 m
LUZ VIGA TABLERO DERECHO:	17.09 m
LUZ ZONA DE CONTINUIDAD:	2.80 m
INERCIA VIGA + LOSA IZDA:	0.0992 m4
INERCIA VIGA + LOSA DCHA:	0.0992 m4
INERCIA LOSA ZONA CONTINUIDAD:	0.0005 m4
INTEREJE:	2.67 m
ESPESOR LOSA ZONA DE CONTINUIDAD:	0.13 m
ESPESOR PAVIMENTO:	0.12 m

MATERIALES

RESISTENCIA HORMIGON VIGA IZDA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON VIGA DCHA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON LOSA CONT:	250 kp/cm2	Gc=	1.50
RESISTENCIA ACERO LOSA CONT:	5100 kp/cm2	Gs=	1.15
COEFICIENTE DE MAYORACION DE ACCIONES EN LOSA		Gd=	1.60
RECUBRIMIENTO DE CALCULO .SUP:	0.04 m		
.INF:	0.02 m		

ESFUERZOS

MOMENTO CARGA PERMANENTE IZDA:	31.37 mt	
MOMENTO CARGA PERMANENTE DCHA:	31.37 mt	
MOMENTO SOBRECARGA VIGA IZDA:	41.67 mt	
MOMENTO SOBRECARGA VIGA DCHA:	41.67 mt	
MOMENTO CARRO VIGA IZDA:	108.39 mt	
MOMENTO CARRO VIGA DCHA:	108.39 mt	
REOLOGICAS Y FRENADO EN JUNTA:	4.10 t	
¿CARRO DE LA INSTRUCCION SOBRE LA LOSA?:	SI	
SOBRECARGA SOBRE LA LOSA DE CONTINUIDAD:		0.40 t/m2

SALIDA DE RESULTADOS:

ESFUERZOS

	Mdcho (mt/m)	Mcentro (mt/m)	Mizdo (mt/m)
1.- Carga permanente tablero	-0.1665	-0.1665	-0.1665
2.- Sobrecarga sobre tablero	-0.4424	-0.4424	-0.4424
3.- Carro sobre tablero	-1.1507	-1.1507	-1.1507
4.- Carga permanente continuidad	-0.4005	0.2002	-0.4005
5.- Sobrecarga continuidad	-0.2613	0.1307	-0.2613
6.- Carro continuidad	-0.0757	0.0378	-0.0757

Máximo momento positivo	0.3688 mt
Máximo momento negativo	-2.4972 mt

CALCULO DE LA ARMADURA

Armadura superior

Md = -3.9955 mt
Uc = 150.0000 t
d = 0.09 m
d' = 0.04 m
Us1 = 55.4082 t
Us2 = 0.0000 t

Asup = 12.49 cm2

Armadura inferior

Md = 0.5900 mt
Uc = 183.3333 t
d = 0.11 m
d' = 0.02 m
Us1 = 7.333333 t
Us2 = 0.0000 t

Ainf = 1.95 cm2

Para el cálculo de la losa de continuidad se ha seguido el siguiente método simplificado :

1.- Calcular, como viga biapoyada, los giros y las flechas que se producen en cada vano, en los puntos de conexión con la losa de continuidad, debidos exclusivamente a las cargas aplicadas a ellos.

2.- Calcular los esfuerzos en la losa de continuidad al imponerle los giros y las flechas antes determinados.

3.- Superponer, si es necesario, los esfuerzos debidos a las cargas que actuen en la propia losa de continuidad, considerándola como empotrada en las vigas.
a ellos.

Este método es válido en base a la gran diferencia de rigideces que existe entre la viga + losa.

La armadura obtenida con este método se compara con la obtenida en un análisis, en servicio y en rotura, según un modelo no lineal por el material que se condensa en la siguiente tabla de dimensionamiento :

	LUZ (m)		ARMADURAS	SEPARACION (cm)		
espesor (cm)	optima	m=0.26	posición	ϕ 12	ϕ16	ϕ20
15	2.5	2.6	negativos	7.0	11.0	15.0
			positivos	8.5	12.5	17.0
16	2.7	3.0	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.5	16.5
17	2.9	3.4	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.0	16.5
18	3.1	3.8	negativos	6.5	10.0	14.0
			positivos	7.5	12.0	16.0

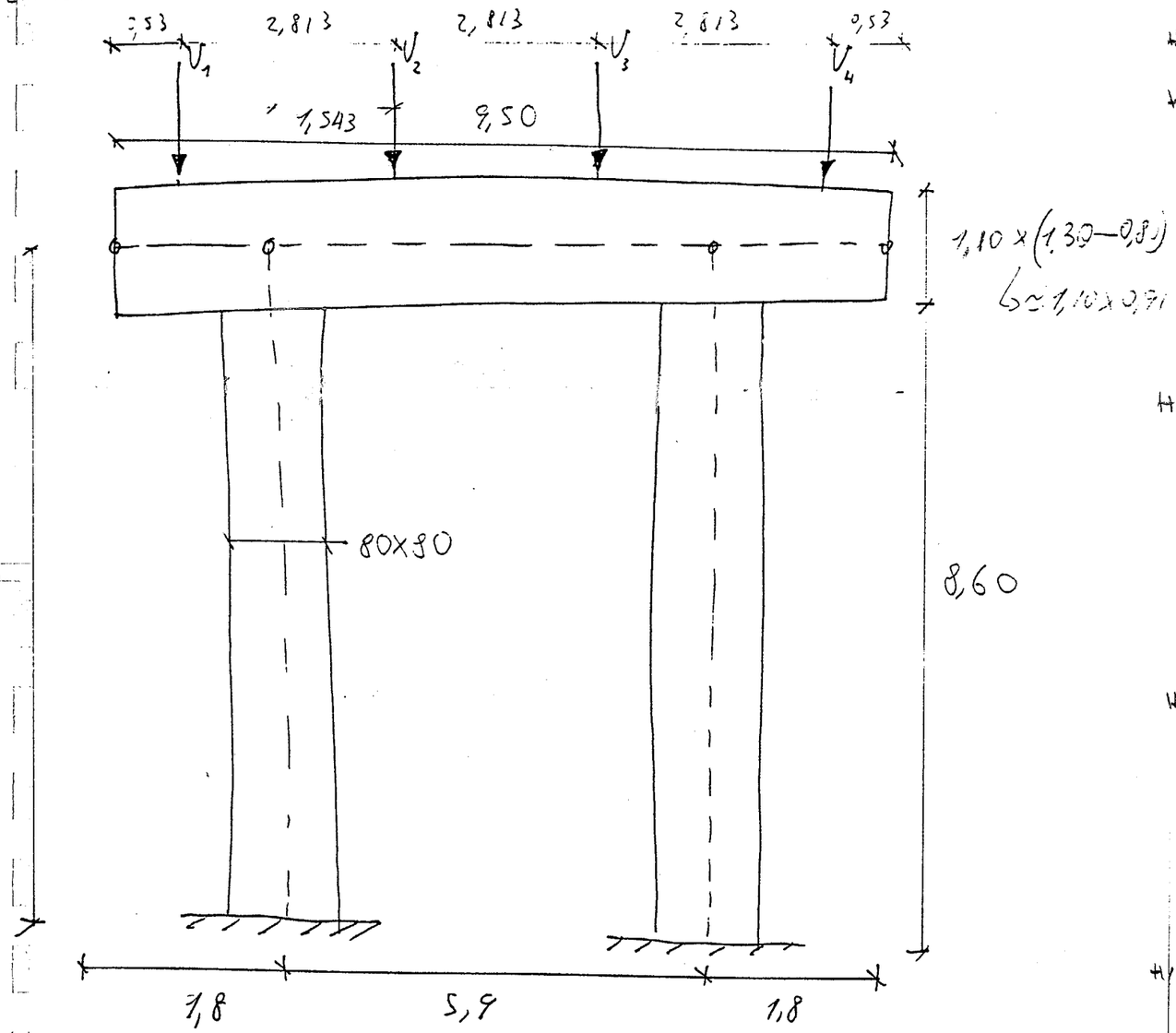
Finalmente, se dispone la máxima de la obtenida por ambos métodos.

1.2. – CALCULO PILAS Y DINTELES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

LAV ZARAGOZA - LLEIDA, SUBTRAMO VII PS2.

GEOMETRÍA DE PILA



HIPÓTESIS DE CARGA

HIP 1: Pp. pilas + dintel. PERMANENTE

HIP 2: Cp. Tableros ($L_T = 17,59$) PERMANENTE

$V_1 = (5,91003 + 5,89089) + (2 \cdot 14,12) = 40,04\ t$

$V_2 = (5,38646 + 5,26888) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_3 = (5,26888 + 5,38646) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_4 = 5,89089 + 5,91003 + 2 \cdot 14,12 = 40,04\ t$

HIP 3: Sc. $0,4\ t/m^2$ s/viga 1 (F2) VARIABLE

$V_1 = 4,95097 + 4,87613 = 9,83\ t$

$V_2 = 1,74235 + 1,53350 = 3,27\ t$

$V_3 = -0,22731 - 0,16542 = -0,39\ t$

$V_4 = -0,09714 - 0,07991 = -0,18\ t$

HIP 4: Sc $0,4\ t/m^2$ s/viga 2 (F3) VARIABLE

$V_1 = 0,87549 + 0,96577 = 1,84\ t$

$V_2 = 6,38056 + 6,94251 = 13,32\ t$

$V_3 = 1,76585 + 1,52290 = 3,29\ t$

$V_4 = -0,40729 - 0,31651 = -0,72\ t$

HIP 5: Sc $0,4\ t/m^2$ s/viga 3 (F4) VARIABLE

$V_1 = -0,31651 - 0,40729 = -0,72\ t$

$V_2 = +1,52290 + 1,76585 = 3,29\ t$

$V_3 = 6,94251 + 6,88056 = 13,82\ t$

$V_4 = 0,96577 + 0,87549 = 1,84\ t$

HIP 6: Sc $0,4\ t/m^2$ s/viga 4 (F5) VARIABLE

$V_1 = -0,07991 - 0,09714 = -0,18\ t$

$V_2 = -0,16542 - 0,22731 = -0,39\ t$

$V_3 = 1,53350 + 1,74235 = 3,27\ t$

$V_4 = 4,87613 + 4,95097 = 9,83\ t$

P.7: CARRO EN VOLADIZO (F12) EXCLUYENTE

$V_1 = 16,01279 + 0,03279 = 16,045\ t$

$V_2 = 31,48836 + 2,12410 = 33,61\ t$

$V_3 = 7,16645 + 1,19326 = 8,36\ t$

$V_4 = -0,23454 - 0,11961 = -0,35\ t$

P.8: CARRO "CENTRADO" (F14) EXCLUYENTE.

$V_1 = 5,6666 + 1,27815 = 6,95\ t$

$V_2 = 27,75213 + 2,4148 = 32,17\ t$

$V_3 = 19,08505 + 1,79813 = 20,88\ t$

$V_4 = -0,03484 + 0,03497 = 0\ t$

P.9: ASIMETRÍA DE CARGAS: Carro + sc. en 1 vano. (Flexión longit.) EXCLUYENTE.

$V_1 = 4,9509 + 0,85549 - 0,31651 - 0,07991 + 5,66660 = 11,09\ t$ (F2)

$V_2 = 1,74235 + 6,88056 + 1,52290 - 0,16592 + 29,75213 = 39,73\ t$ (F3)

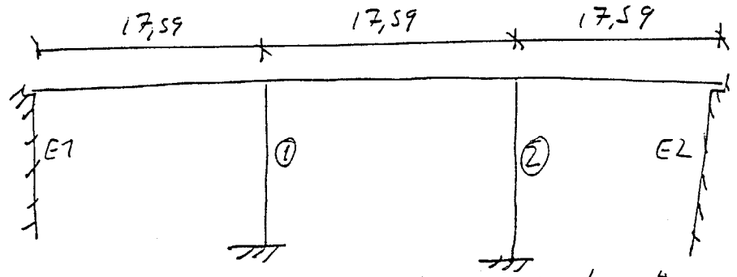
$V_3 = -0,20731 + 1,76585 + 6,84251 + 1,53350 + 19,08505 = 29,10\ t$ (F4)

$V_4 = -0,09714 - 0,40724 + 0,96577 + 4,87613 - 0,03484 = 5,30\ t$ (F5) (F14)

EXCENTRICIDAD: $e = \frac{0,05}{2} + 0,25 = 0,275\ m$

HIP 10: FRENADO

$F = \frac{1}{20}\left(60 + (9 \cdot 17,59) \cdot 3 \cdot 0,4\right) = 12,5\ t$



$K_{P1} = K_{P2} = 2 \cdot \frac{3 E \cdot I}{L^3} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 4,25 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} 0,9^4}{13,9^3} = 2191,2\ t/m$

$K_N = 4 \cdot G \cdot \frac{\epsilon}{A} = 4 \cdot 200 \cdot \frac{0,041}{0,2 \times 0,4} = 410\ t/m$

RIGIDEZ CONJUNTA PILA/NEOPRENO: $K_{NP} = 2 \cdot \frac{K_P \cdot K_N}{K_P + 2K_N} = 596,7\ t/m$

$F = \delta\left(K_{E1} + K_{E2} + 2 \cdot K_{NP}\right) \Rightarrow \delta = \frac{12,5}{2 \cdot 410 + 2 \cdot 596,7} = 6,2 \cdot 10^{-3}\ m$

PILAS: $F_{NP} = \delta \cdot K_{NP} = 3,7\ t$

$F_{ESTE} = F_{NP}/2 = 1,85\ t$

HIP. 11: VIENTO. VARIABLE (Flexión longitudinal)

$V_{12} = 28\ m/s$, $C_t = 1,0$; $C_r = 1,00$; $C_z = \{ZONA\ II\} = 0,19 \ln\left(\frac{270}{0,05}\right) = 1,0837$

$C_g = 1,4979$

$V_c = 47,6\ m/s$

Se puede usar el cálculo simplificado para el empuje sobre pilas y tablero:

$H_{pila} + L_{dovela} = 15\ m$ $\qquad F_{pila} = \frac{2,76 + 2,51}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2815\ t/m^2$

$F_{tablero} = \frac{2,25 + 2,68}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2465\ t/m^2$

$A(pilas) = 0,8\ m.t/m$

$A(tablero) = \left\{ \begin{array}{l} \text{Espaciamiento relativo} = \frac{2,6}{1,0} = 2,6 \\ \text{Relación solidez} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow n = 0,2 + 0,11 \frac{0,6}{1} = 0,266$

$A = 1(1+3\ 0,266) + 0,2 + 2 = 3,998\ m^2/m$

$F_{pila} = 9,22\ t/m$

$F_{tabl.} = 0,2465 \cdot 3,998 \cdot 17,59 = 17,34\ t$

HIP. 12: REOLÚGICAS VARIABLE (Flexión longitudinal).

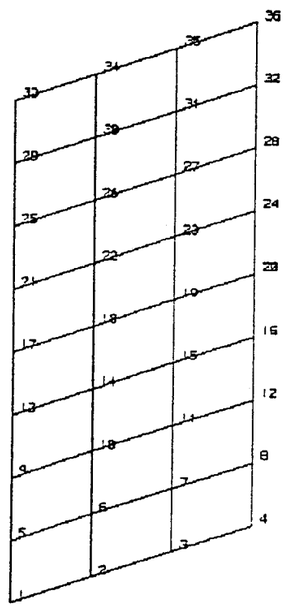
$\bar{\sigma} = 0,0007 \cdot \frac{17,59}{2} = 0,0061\ m$

$F_{reol} = \bar{\sigma} \cdot K_{NP} = 3,64\ t$

$F_{reol,\ fuste} = F_{reol}/2 = 1,82\ t$

HIPOTESIS DE CARGAS GENERADAS

```
HIPOTESIS :  1  CARGA MUERTA
HIPOTESIS :  2  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 1
HIPOTESIS :  3  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 2
HIPOTESIS :  4  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 3
HIPOTESIS :  5  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 4
HIPOTESIS :  6  CARRO EN CDG : 2.5,8.545
HIPOTESIS :  7  CARRO EN CDG : 3.3,9.149
HIPOTESIS :  8  CARRO EN CDG : 4.1,9.753
HIPOTESIS :  9  CARRO EN CDG : 4.9,10.357
HIPOTESIS :  10 CARRO EN CDG : 5.7,10.961
HIPOTESIS :  11 CARRO EN CDG : 6.5,11.565
HIPOTESIS :  12 CARRO EN CDG : 2.5,2.33888888889
HIPOTESIS :  13 CARRO EN CDG : 3.3,2.60733333333
HIPOTESIS :  14 CARRO EN CDG : 4.1,2.87577777778
HIPOTESIS :  15 CARRO EN CDG : 4.9,3.14422222222
HIPOTESIS :  16 CARRO EN CDG : 5.7,3.41266666667
HIPOTESIS :  17 CARRO EN CDG : 6.5,3.68111111111
HIPOTESIS :  18 CARRO EN CDG : 2.5,16.4288888889
HIPOTESIS :  19 CARRO EN CDG : 3.3,16.6973333333
HIPOTESIS :  20 CARRO EN CDG : 4.1,16.9657777778
HIPOTESIS :  21 CARRO EN CDG : 4.9,17.2342222222
HIPOTESIS :  22 CARRO EN CDG : 5.7,17.5026666667
HIPOTESIS :  23 CARRO EN CDG : 6.5,17.7711111111
```



REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
1	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	-4.95097
	F3	0.00000	0.00000	-.87549
	F4	0.00000	0.00000	.31651
	F5	0.00000	0.00000	.07991
	F6	0.00000	0.00000	-10.64807
	F7	0.00000	0.00000	-7.36461
	F8	0.00000	0.00000	-4.45229
	F9	0.00000	0.00000	-.44116
	F10	0.00000	0.00000	.04445
	F11	0.00000	0.00000	.46353
	F12	0.00000	0.00000	-16.01279
	F13	0.00000	0.00000	-10.55145
	F14	0.00000	0.00000	-5.66660
	F15	0.00000	0.00000	-.27655
	F16	0.00000	0.00000	-.05461
	F17	0.00000	0.00000	.12762
	F18	0.00000	0.00000	-1.71948
	F19	0.00000	0.00000	-1.29205
	F20	0.00000	0.00000	-.86484
	F21	0.00000	0.00000	-.03991
	F22	0.00000	0.00000	.04755
	F23	0.00000	0.00000	.11961
33	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	-4.87613
	F3	0.00000	0.00000	-.96577
	F4	0.00000	0.00000	.40724
	F5	0.00000	0.00000	.09714
	F6	0.00000	0.00000	-10.28240
	F7	0.00000	0.00000	-7.34553
	F8	0.00000	0.00000	-4.74069
	F9	0.00000	0.00000	-.36205
	F10	0.00000	0.00000	.20806
	F11	0.00000	0.00000	.70147
	F12	0.00000	0.00000	-2.36918
	F13	0.00000	0.00000	-1.77671
	F14	0.00000	0.00000	-1.27815
	F15	0.00000	0.00000	-.23442
	F16	0.00000	0.00000	-.03279
	F17	0.00000	0.00000	.13229
	F18	0.00000	0.00000	-16.84261
	F19	0.00000	0.00000	-10.38219
	F20	0.00000	0.00000	-5.72328
	F21	0.00000	0.00000	.03484
	F22	0.00000	0.00000	.14894
	F23	0.00000	0.00000	.23454

.V ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
2	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	-1.74235
	F3	0.00000	0.00000	-6.88056
	F4	0.00000	0.00000	-1.52290
	F5	0.00000	0.00000	.16592
	F6	0.00000	0.00000	-15.18261
	F7	0.00000	0.00000	-15.09282
	F8	0.00000	0.00000	-13.90077
	F9	0.00000	0.00000	-9.84596
	F10	0.00000	0.00000	-7.54122
	F11	0.00000	0.00000	-5.71198
	F12	0.00000	0.00000	-31.48836
	F13	0.00000	0.00000	-31.28878
	F14	0.00000	0.00000	-29.75213
	F15	0.00000	0.00000	-17.30480
	F16	0.00000	0.00000	-12.27772
	F17	0.00000	0.00000	-7.19398
	F18	0.00000	0.00000	-2.25360
	F19	0.00000	0.00000	-2.29834
	F20	0.00000	0.00000	-2.23866
	F21	0.00000	0.00000	-1.79813
	F22	0.00000	0.00000	-1.52243
	F23	0.00000	0.00000	-1.19326
34	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	-1.53350
	F3	0.00000	0.00000	-6.94251
	F4	0.00000	0.00000	-1.76585
	F5	0.00000	0.00000	.22731
	F6	0.00000	0.00000	-11.88082
	F7	0.00000	0.00000	-12.86948
	F8	0.00000	0.00000	-14.51437
	F9	0.00000	0.00000	-11.74271
	F10	0.00000	0.00000	-10.03886
	F11	0.00000	0.00000	-7.45912
	F12	0.00000	0.00000	-2.12410
	F13	0.00000	0.00000	-2.29277
	F14	0.00000	0.00000	-2.41487
	F15	0.00000	0.00000	-2.17599
	F16	0.00000	0.00000	-1.95329
	F17	0.00000	0.00000	-1.64635
	F18	0.00000	0.00000	-30.60390
	F19	0.00000	0.00000	-31.70900
	F20	0.00000	0.00000	-31.18146
	F21	0.00000	0.00000	-19.08505
	F22	0.00000	0.00000	-12.76435
	F23	0.00000	0.00000	-7.16645

V ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
3	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	.22731
	F3	0.00000	0.00000	-1.76585
	F4	0.00000	0.00000	-6.94251
	F5	0.00000	0.00000	-1.53350
	F6	0.00000	0.00000	-7.45912
	F7	0.00000	0.00000	-10.03886
	F8	0.00000	0.00000	-11.74271
	F9	0.00000	0.00000	-14.51437
	F10	0.00000	0.00000	-12.86948
	F11	0.00000	0.00000	-11.88082
	F12	0.00000	0.00000	-7.16645
	F13	0.00000	0.00000	-12.76435
	F14	0.00000	0.00000	-19.08505
	F15	0.00000	0.00000	-31.18146
	F16	0.00000	0.00000	-31.70900
	F17	0.00000	0.00000	-30.60390
	F18	0.00000	0.00000	-1.64635
	F19	0.00000	0.00000	-1.95329
	F20	0.00000	0.00000	-2.17599
	F21	0.00000	0.00000	-2.41487
	F22	0.00000	0.00000	-2.29277
	F23	0.00000	0.00000	-2.12410
35	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	.16592
	F3	0.00000	0.00000	-1.52290
	F4	0.00000	0.00000	-6.88056
	F5	0.00000	0.00000	-1.74235
	F6	0.00000	0.00000	-5.71198
	F7	0.00000	0.00000	-7.54122
	F8	0.00000	0.00000	-9.84596
	F9	0.00000	0.00000	-13.90077
	F10	0.00000	0.00000	-15.09282
	F11	0.00000	0.00000	-15.18261
	F12	0.00000	0.00000	-1.19326
	F13	0.00000	0.00000	-1.52243
	F14	0.00000	0.00000	-1.79813
	F15	0.00000	0.00000	-2.23866
	F16	0.00000	0.00000	-2.29834
	F17	0.00000	0.00000	-2.25360
	F18	0.00000	0.00000	-7.19398
	F19	0.00000	0.00000	-12.27772
	F20	0.00000	0.00000	-17.30480
	F21	0.00000	0.00000	-29.75213
	F22	0.00000	0.00000	-31.28878
	F23	0.00000	0.00000	-31.48836

V ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
4	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	.09714
	F3	0.00000	0.00000	.40724
	F4	0.00000	0.00000	-.96577
	F5	0.00000	0.00000	-4.87613
	F6	0.00000	0.00000	.70147
	F7	0.00000	0.00000	.20806
	F8	0.00000	0.00000	-.36205
	F9	0.00000	0.00000	-4.74069
	F10	0.00000	0.00000	-7.34553
	F11	0.00000	0.00000	-10.28240
	F12	0.00000	0.00000	.23454
	F13	0.00000	0.00000	.14894
	F14	0.00000	0.00000	.03484
	F15	0.00000	0.00000	-5.72328
	F16	0.00000	0.00000	-10.38219
	F17	0.00000	0.00000	-16.84261
	F18	0.00000	0.00000	.13229
	F19	0.00000	0.00000	-.03279
	F20	0.00000	0.00000	-.23442
	F21	0.00000	0.00000	-1.27815
	F22	0.00000	0.00000	-1.77671
	F23	0.00000	0.00000	-2.36918
36	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	.07991
	F3	0.00000	0.00000	.31651
	F4	0.00000	0.00000	-.87549
	F5	0.00000	0.00000	-4.95097
	F6	0.00000	0.00000	.46353
	F7	0.00000	0.00000	.04445
	F8	0.00000	0.00000	-.44116
	F9	0.00000	0.00000	-4.45229
	F10	0.00000	0.00000	-7.36461
	F11	0.00000	0.00000	-10.64807
	F12	0.00000	0.00000	.11961
	F13	0.00000	0.00000	.04755
	F14	0.00000	0.00000	-.03991
	F15	0.00000	0.00000	-.86484
	F16	0.00000	0.00000	-1.29205
	F17	0.00000	0.00000	-1.71948
	F18	0.00000	0.00000	.12762
	F19	0.00000	0.00000	-.05461
	F20	0.00000	0.00000	-.27655
	F21	0.00000	0.00000	-5.66660
	F22	0.00000	0.00000	-10.55145
	F23	0.00000	0.00000	-16.01279

**** **
: 27888A.mtl
RIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS2
15/ .998, 17:33:43
**** **

DS	DESCRIPCION
1	ORDENADAS: (1.8, 0)
	RRAS: 1/4
	INCULOS: -
	OACCIONES: ex=0 ey=0 éz(1/4)=0
2	COORDENADAS: (7.7, 0)
	RRAS: 2/5
	NCULOS: -
	ACCIONES: ex=0 ey=0 éz(2/5)=0
3	COORDENADAS: (0, 9.15)
	BARRAS: 3/4
	VINCULOS: -
	ACCIONES: -
4	ORDENADAS: (1.8, 9.15)
	ARRAS: 4/5, 3/4, 1/4
	VINCULOS: Mismo éz en 3/4,4/5.
	COACCIONES: -
5	COORDENADAS: (7.7, 9.15)
	ARRAS: 5/6, 4/5, 2/5
	INCULOS: Mismo éz en 4/5,5/6.
	ACCIONES: -
6	COORDENADAS: (9.5, 9.15)
	BARRAS: 5/6
	VINCULOS: -
	OACCIONES: -

BARRAS	PESO(Kp)				LONGITUD(m)				ACERO	DESCRIPCION
	Barra	Perfil	Serie	Acero	Barra	Perfil	Serie	Acero		
1/	-				-				-	
4/	-				-				-	80x80
2/5	-				-				-	110x91
5/6	-				-				-	80x80
3/4	-				-				-	110x91
										110x91
				0.00 Kp				0.000 m		

BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados)
1/	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-	0.0000	9.1500	0.0000 (abs.)
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	8.8017	270.0000 (abs.)
4/5	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	5.9000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	46.2100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	46.2100 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	3.2700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	0.3900 Tm	-	4.3560	-	180.0000 (abs.)

AS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados)
5	4 (Portico)	Puntual	13.8200 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	3.2900 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	3.2900 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	13.8200 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	0.3900 Tm	-	1.5430	-	180.0000 (abs.)
		Puntual	3.2700 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	33.6100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	8.3600 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	8 (Portico)	Puntual	32.1700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	20.8800 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	39.7300 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs.)
		Puntual	29.1000 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs.)
1/5	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-	0.0000	9.1500	0.0000 (abs.)
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	8.8017	270.0000 (abs.)
5/6	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	4 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	0.3500 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	5.3000 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs.)
3/4	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs.)
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	3 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	4 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	5 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	6 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	0.3816	-	180.0000 (abs.)
	7 (Portico)	Puntual	16.0450 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	8 (Portico)	Puntual	6.9500 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)
	9 (Portico)	Puntual	11.0900 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs.)

UDO	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
6	10 (Portico)	Puntual	17.3400 Tm	270.0000
		Puntual	0.4000 Tm	270.0000

CÁLCULO DEL DINTEL

****
2788AA.mtl
PCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
'4/1998, 12:36:34
****

ESFUERZOS

	0 L	1/8 L	1/4 L	3/8 L	1/2 L	5/8 L	3/4 L	7/8 L	1 L
ENVOLVENTES									
Axil-(Tm)	-317.8595	-312.1446	-306.4297	-300.7148	-294.9999	-289.2850	-283.5701	-277.8552	-272.1403
Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Cort-(Tm)	-16.1986	-15.6495	-15.1004	-14.5512	-14.0021	-13.4530	-12.9038	-12.3547	-11.9728
Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.+(Tm*m)	202.3762	173.6133	145.8423	119.0633	93.2761	68.4807	44.6773	21.8657	0.0000
ENVOLVENTES									
Axil-(Tm)	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706
Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	-7.4695	-9.3708	-12.5397	-141.0978	-144.2666	-147.4355
Cort+(Tm)	161.6936	158.5248	155.3560	9.0849	5.9160	4.0147	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.-(Tm*m)	-152.6481	-50.6741	-9.9214	-7.5238	-5.8221	-7.5227	-9.9236	-50.6925	-116.9789
Mom.+(Tm*m)	0.0000	34.4735	110.8720	123.0983	123.2476	121.0599	107.8204	41.8903	0.0000
ENVOLVENTES									
Axil-(Tm)	-277.3738	-271.6589	-265.9440	-260.2291	-254.5142	-248.7993	-243.0844	-237.3695	-231.6546
Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Cort-(Tm)	-16.2021	-15.6530	-15.1039	-14.5547	-14.0056	-13.4564	-12.9073	-12.3582	-11.9762
Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.+(Tm*m)	202.4266	173.6575	145.8802	119.0948	93.3013	68.4996	44.6899	21.8720	0.0000
NVOLVENTES									
Axil-(Tm)	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471
Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1348	-0.7149	0.0000	0.0000
Cort+(Tm)	85.2991	84.3324	83.3656	82.3988	81.4321	80.4653	79.4985	0.9668	0.0000
Mom.-(Tm*m)	-116.9789	-97.8954	-79.0294	-60.3809	-41.9499	-23.7364	-5.7405	-0.1088	-0.0001
Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
ENVOLVENTES									
Axil-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Cort-(Tm)	-0.0001	-0.9668	-104.6461	-105.6128	-106.5796	-107.5464	-108.5131	-109.4799	-110.4467
Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Mom.-(Tm*m)	0.0000	-0.1088	-7.4606	-31.1147	-54.9863	-79.0755	-103.3822	-127.9064	-152.6482
Mom.+(Tm*m)	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:48

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Negativos)

1. Datos

- Materiales

  fck [kp/cm2] = 500
  fyk [kp/cm2] = 5100
  Gc = 1.40
  Gs = 1.10

- Sección

  b [cm] = 90.0
  h [cm] = 110.0
  bo [cm] = 140.0
  ho [cm] = 85.0
  r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 152.65

At_est [cm2] = 31.87

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 6.8
1/r [1/m] ú1.E-3 = 10.08
Deformación s ú1.E-3 = 0.68
Deformación i ú1.E-3 = -10.40

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	31.87	-10.00	-4636.4

At_est [cm2] = 31.87

fi [mm]	12	16	20	25
nº fi	29	16	11	7
nº capas	1	1	1	1
At [cm2]	32.78	32.15	34.54	34.34
wk	0.14	0.17	0.18	0.22

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:47

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Positivos)

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 140.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 90.0
ho [cm] = 25.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 123.25

At_est [cm2] = 38.12

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 3.5
1/r [1/m] ú1.E-3 = 9.75
Deformación s ú1.E-3 = 0.34
Deformación i ú1.E-3 = -10.39

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	25.41*	-10.00	-4636.4

* Cuantía inferior a la mínima

At_est [cm2] = 38.12 Cuantía mínima mecánica

fi [mm]	12	16	20	25
nº fi	17	19	13	8
nº capas	2	1	1	1
At [cm2]	38.43	38.18	40.82	39.25
wk	0.00	0.00	0.00	0.00

ARMADURA DE CORTANTE DEL DINTEL

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TT1

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 13:03

CALCULO A CORTANTE DE SECCIONES RECTANGULARES

1. Datos

- Materiales:

  fck [kp/cmý] = 500
  fyk [kp/cmý] = 5100
  GammaC = 1.40
  GammaS = 1.10

- Tipo de Elemento Estructural:

  Tipo: viga
  En el c lculo no se considera la armadura comprimida

- Secci¢n

  b [cm] = 90.0
  h [cm] = 110.0
  r [cm] = 4.0

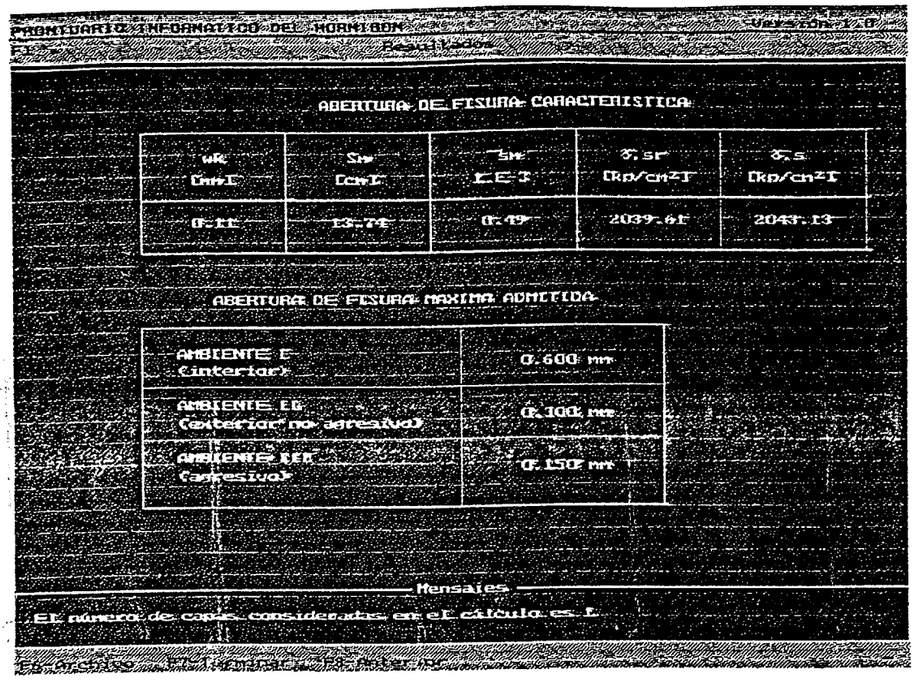
2. Dimensionamiento con cercos a 90ø

Vd [Mp] = 161.70 A90 est [cmý/m] = 17.86

ø [mm]	s [cm]	n§ ramas	tipo	A90 [cmý/m]	Vsu [Mp]
6	*	*	*	*	*
8	10	4	2	20.11	80.56
10	15	4	2	20.94	83.92

Vcu [Mp] = 90.14
Vu1 [Mp] = 1022.14

CONTROL DE FISURACIÓN DEL DINTEL


PROGRAMA INFORMATICO DEL HORMIGON
Versión 1.0
ABERTURA DE FISURA CARACTERISTICA
wk [mm]
Sm [cm]
εsm [E-3]
σs,sr [kp/cm²]
σs,s [kp/cm²]
0.11
13.74
0.49
2039.61
2043.13
ABERTURA DE FISURA MAXIMA ADMITIDA
AMBIENTE I (interior)
0.600 mm
AMBIENTE IIa (exterior no agresivo)
0.300 mm
AMBIENTE IIb (agresivo)
0.150 mm
Mensajes
El número de capas consideradas en el cálculo es 1

CÁLCULO DEL FUSTE

Nº JOS		REACCIONES		
		Rx (Tm)	Ry (Tm)	Mz (Tm*m)
POT_SIS 1 (Peso Propio).				
1		0.0000	27.6313	0.0000
2		0.0000	27.6313	0.0000
POTESIS 2 (Peso Propio).				
1		0.0000	86.2578	0.0000
2		0.0000	86.2422	0.0000
POT_SIS 3 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	14.5492	0.0000
2		0.0000	-2.0192	0.0000
POT_SIS 4 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	13.5221	0.0000
2		0.0000	4.7079	0.0000
POTESIS 5 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	6.4970	0.0000
2		0.0000	13.1730	0.0000
POT_SIS 6 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	-2.0187	0.0000
2		0.0000	14.5487	0.0000
POT_SIS 7 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	46.9944	0.0000
2		0.0000	10.6706	0.0000
POTESIS 8 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	37.8417	0.0000
2		0.0000	22.1583	0.0000
POT_SIS 9 (Sobrecarga uso).				
1		0.0000	49.4369	0.0000
2		0.0000	35.7831	0.0000
POT_SIS 10 (Viento).				
1		10.8487	0.0002	-89.8517
2		10.8556	0.0002	-89.9156

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

ALTURA DEL PILAR:	8,60	m			
REACCIONES:					
PESO PROPIO:	27,63	t		SEGÚN X	SEGÚN Z
CARGAS PERMANENTES:	87,08	t	TIPO PILAR:	0,8	0,8
SOBRECARGA 1:	81,56	t			
SOBRECARGA 2:	-2,02	t	Imin =	0,03413333	0,03413333 m4
VIENTO:	10,85	t	lp=	15,48	15,48 m
FRENADO:	1,85	t	A =	0,64	0,64 m2
REOLOGICAS:	1,82	t	i =	0,23094011	0,23094011 m
ASIMETRIA DE CARGAS:	49,44	t	lambda =	67,0303663	67,0303663
	13,60	mt	h =	0,8	0,8 m
Gdmín =	0,9		Fck =	500	kp/cm2
Gdmín =	1,5		Fyk =	5100	kp/cm2
Reducción viento =	0,9		Gc =	1,4	
			Gs =	1,1	

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	101,42	0,00	23,48
AXIL MÁXIMO	294,41	0,00	47,34
ASIMETRÍA	147,74	125,95	21,13

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	91,28	125,95	21,13
AXIL MÁXIMO	264,97	125,95	42,61
ASIMETRÍA	132,96	125,95	60,96

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	101,42	13,01	35,35
AXIL MÁXIMO	294,41	37,77	86,82
ASIMETRÍA	147,74	18,95	83,01

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	91,28	97,96	31,82
AXIL MÁXIMO	264,97	136,11	78,14
ASIMETRÍA	132,96	107,58	74,71

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN5

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS3
Fecha: 16/4/1998
Hora : 11:56

CALCULO DE SECCIONES RECTANGULARES A FLEXION COMPUESTA ESVIADA

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cmý] = 500
fyk [kp/cmý] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Secci¢n

b [cm] = 80.00
h [cm] = 80.00
r [cm] = 4.00

n§ barras horizontales = 4
n§ barras verticales = 4

2. Diagrama

í [mm] = 25
N§ de hip¢tesis = 2
N§ Puntos por hip¢tesis = 24

Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

1¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 294.9

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] úl.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	19.2	0.0	18.21	294.9	-187.7	0.0
2	31.5	15.0	11.10	294.9	-178.2	-48.1
3	40.5	30.0	8.63	294.9	-155.7	-95.2
4	43.4	45.0	8.06	294.9	-128.4	-128.4
5	40.5	60.0	8.63	294.9	-95.2	-155.7
6	31.5	75.0	11.10	294.9	-48.1	-178.2
7	19.2	90.0	17.60	294.9	-0.0	-187.6
8	31.5	105.0	11.10	294.9	48.1	-178.2
9	40.5	120.0	8.63	294.9	95.2	-155.7
10	43.4	135.0	8.06	294.9	128.4	-128.4
11	40.5	150.0	8.63	294.9	155.7	-95.2
12	31.5	165.0	11.10	294.9	178.2	-48.1
13	19.2	180.0	17.60	294.9	187.6	-0.0
14	31.5	195.0	11.10	294.9	178.2	48.1
15	40.5	210.0	8.63	294.9	155.7	95.2
16	43.4	225.0	8.06	294.9	128.4	128.4
17	40.5	240.0	8.63	294.9	95.2	155.7
18	31.5	255.0	11.10	294.9	48.1	178.2
19	19.2	270.0	17.60	294.9	0.0	187.6
20	31.5	285.0	11.10	294.9	-48.1	178.2
21	40.5	300.0	8.63	294.9	-95.2	155.7
22	43.4	315.0	8.06	294.9	-128.4	128.5
23	40.5	330.0	8.63	294.9	-155.7	95.2
24	31.5	345.0	11.10	294.9	-178.2	48.1

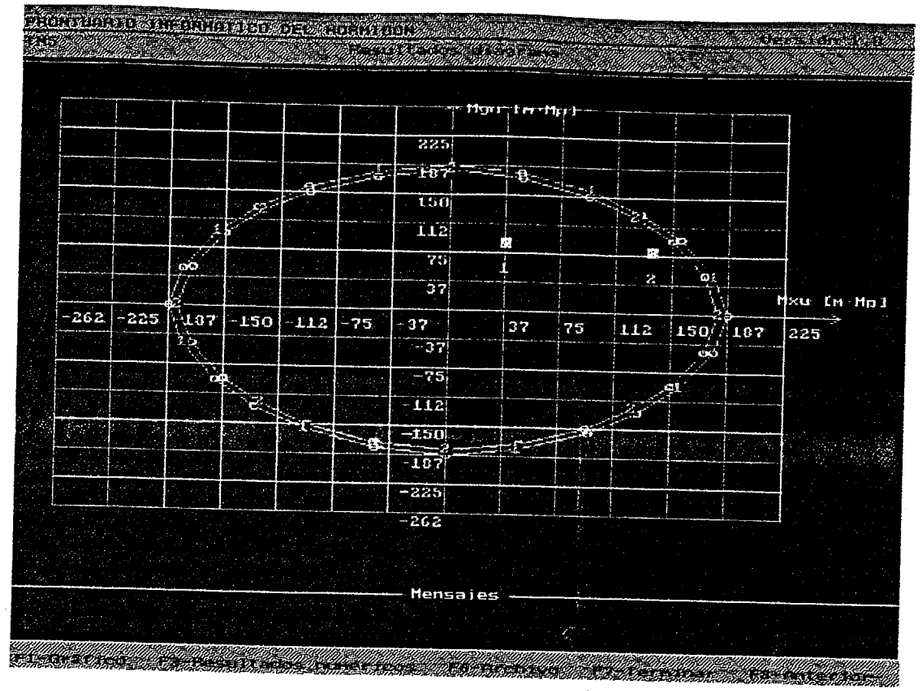
Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

2¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 265.4

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] úl.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	18.1	0.0	19.39	265.4	-181.2	0.0
2	30.3	15.0	11.54	265.4	-171.1	-48.8
3	39.3	30.0	8.92	265.4	-149.7	-93.7
4	42.1	45.0	8.32	265.4	-124.3	-124.3
5	39.3	60.0	8.92	265.4	-93.7	-149.7
6	30.3	75.0	11.54	265.4	-48.8	-171.1
7	17.9	90.0	17.20	265.4	-0.0	-180.7
8	30.3	105.0	11.54	265.4	48.8	-171.1
9	39.3	120.0	8.92	265.4	93.7	-149.7
10	42.1	135.0	8.32	265.4	124.3	-124.3
11	39.3	150.0	8.92	265.4	149.7	-93.7
12	30.3	165.0	11.54	265.4	171.1	-48.8
13	17.9	180.0	17.20	265.4	180.7	-0.0
14	30.3	195.0	11.54	265.4	171.1	48.8
15	39.3	210.0	8.92	265.4	149.7	93.7
16	42.1	225.0	8.32	265.4	124.3	124.3
17	39.3	240.0	8.92	265.4	93.7	149.7
18	30.3	255.0	11.54	265.4	48.8	171.1
19	17.9	270.0	17.20	265.4	0.0	180.7
20	30.3	285.0	11.54	265.4	-48.8	171.1
21	39.3	300.0	8.92	265.4	-93.7	149.7
22	42.1	315.0	8.32	265.4	-124.3	124.3
23	39.3	330.0	8.92	265.4	-149.7	93.7
24	30.3	345.0	11.54	265.4	-171.1	48.8



ASUNTO: ZAPATAS PILAS PASO SUPERIOR Nº 2 | FECHA | REF. | HOJA 1-2

Dimensiones de la zapata. 8,30 × 2,40 × 1,50 m.

Según se desprende del cálculo de las pilas, los esfuerzos que se transmiten a las zapatas por los fustes son:

Verticales.

1 - R_V = 27,63 + 86,26 + 14,55 + 13,52 + 6,50 − 2,02 + 37,84 = 184,28 ton.

2 - R_V = 27,63 + 86,24 − 2,02 + 4,71 + 13,17 + 14,55 + 22,16 = 166,98 ton.

Horizontal en el plano del dintel.

1 - H_L = 10,85 + (1,85 + 1,82) cos 71,438°/2 = 11,43 ton

2 - H_L = 10,86 + (1,85 + 1,82) cos 71,438°/2 = 11,44 ton

Horizontal en el plano perpendicular al del dintel.

1 - H_T = (1,85 + 1,82) sen 71,438°/2 = 1,74 ton

2 - H_T = (1,85 + 1,82) sen 71,438°/2 = 1,74 ton

Momento en el sentido longitudinal.

1 - M_L = 89,85 + 0,58 × (8,50 + 1,10) = 95,48 m ton.

2 - M_L = 89,92 + 0,58 × (8,60 + 1,10) = 95,55 m ton

Momento en el sentido transversal

1 - M_T = 1,74 (8,60 + 1,10) = 16,88 m ton

2 - M_T = 1,74 (8,64 + 1,10) = 16,88 m ton.

Los esfuerzos que la zapata transmite al terreno son:

N = 8,30 × 2,40 × 1,50 × 2,5 + 184,28 + 166,98 = 425,96 ton.

M_L = 95,48 + 95,55 + (11,43 + 11,44) × 1,50 = 225,34 m ton

M_T = 16,88 + 16,88 + (1,74 + 1,74) × 1,80 = 38,98 m ton

Las tensiones que la zapata transmite al terreno son:

$$\sigma = \frac{425,96}{8,30 \times 2,40} \pm \frac{6 \times 225,34}{8,30^2 \times 2,40} \pm \frac{6 \times 38,98}{8,30 \times 2,40^2}$$

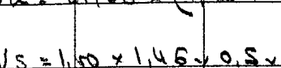
σ_1 = 34,45 t/m² σ_2 = 24,59 t/m²

σ_3 = 18,09 t/m² σ_4 = 8,31 t/m²

$\sigma_{adm.}$ = 34,45 / 1,30 = 26,50 t/m²

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

ARMADURAS. H-200 „ EEH-500 „ c = 40 mm



$q = \Sigma \sigma_i / n$ = 21,36 t/m²

Voladizo $M = 21,36 \times 1,20^2/2$ = 15,38 mt/m

Cenlace vuelo $M = 21,36 \times 5,90^2/8 - 15,38$ = 77,56 mt/m

$V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5$ = 1.947 t/m

Armadura superior.

$M_d = 77,56 \times 1,6$ = 124,10 mt/m $\quad \gamma_s = 86$ ton/m

Disponemos como armadura longitudinal superior 4 Ø 25 mm². (37,08 t/m), en total 10 Ø 25 en todo el ancho de la zapata.

Armadura inferior.

$M_d = 15,38 \times 1,6$ = 24,61 mt/m $\quad \gamma_s = 17$ ton/m

Disponemos como armadura longitudinal inferior 4 Ø 12 mm² (20,06 t/m), en total 10 Ø 12 en todo el ancho de la zapata.

Cortante máximo.

$V_d = 21,36 \times (1,20 + 5,90/2) \times 1,6$ = 141,83 ton/m

$V_s = 1,00 \times 1,46 \times 0,5 \times 10 \times \sqrt{200}/1,5$ = 84,29 t/m

$V_{d_s} = 141,83 - 84,29$ = 57,54 ton/m

Disponemos armaduras perimetrales en forma de cercos de Ø 12 a 20 cm. (2 ramas)

$$0,9 \times \frac{1,46}{0,20} \times 2 \times 0,89 \times 4,5 = 53,80 \text{ t/m}$$

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 2 - ESTRIBOS (L=9,50 M.) | FECHA | REF. | HOJA 1-2

ESTRIBO 1 - La altura total del hastial es de 3,60 m. de los que 1,25 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 2,35 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón de 1,30 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,10^2 \times 0,33 = 8,15$ t/m

$E_{sc} = 1,10 \times 5,10 \times 0,33 = 1,68$ t/m } $E = 9,83$ t/m

$M_V = 8,15 \times 5,10/3 + 1,68 \times 5,10/2 = 18,14$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero

Peso = 31,62 t/m

Me = 65,80 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $cv = 65,80/18,14 = 3,63$

Coef. Estabilidad deslizamiento $cd = 31,62 \times 0,5/9,83 = 1,61$

② Estribo con tablero sin sobrecarga

$E = 9,83 + 0,94 \cdot \operatorname{sen} 71,43^g \times 4/9,50 = 10,21$ t/m

$M_V = 18,14 + 0,38(2,35+1,50) = 19,60$ mt/m

$P = 31,62 + 63,80/9,50 = 38,34$ t/m

$M_e = 65,80 + 6,72 \times (1,10+0,45) = 75,54$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $cv = 75,54/19,60 = 3,85$

Coef. Estabilidad deslizamiento $cd = 38,34 \times 0,5/10,21 = 1,88$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 10,21 + 0,63 \cdot \operatorname{sen} 71,43^g \times 4/9,50 = 10,46$ t/m

$M_V = 19,60 + 0,25(2,35+1,50) = 20,56$ mt/m

$P = 31,62 + 22,13/9,50 = 54,18$ t/m

$M_e = 65,80 + 22,56(1,10+0,45) = 98,51$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $cv = 98,51/20,56 = 4,79$

Coef. Estabilidad deslizamiento $cd = 54,18 \times 0,5/10,46 = 2,59$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

Tensiones máximas $e_1 = 1,439$ m $e_2 = 0,311$ m

$\sigma = \frac{54,18}{3,50}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,311}{3,50}\right) = < \frac{23,71 \text{ t/m}^2}{7,23 \text{ t/m}^2}$ $\sigma_{adm} = 23,71/1,30 = 18,24$ t/m²

ARMADURAS H-200 ; EHE-500 ; c = 40 mm

HASTIAL.

$M_d = 1,6\left(\frac{1}{2} \times 1,9 \times 3,60^2 \times 0,33 \times 3,60/3 + 1,50 \times 3,60 \times 0,33 \times 3,60/2\right) = 11,32$ mt/m

$V_c = 1,50 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.392$ t/m $V_d = 9,45$ t/m

Disponemos en la cara de ext. tiene en vertical 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m) y en horizontal Φ 12 a 20 cm (25,08 t/m)

Disponemos en la cara ext. en vertical 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m) y en horizontal Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo de las vigas disponemos una malla de Φ 12 a 20 cm.

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 1,6 \times 28,71 \times 1,00^2/2 = 18,97$ mt/m $V_c = 1,10 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m

$V_d = 13$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m) y como repart. Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA. TALON

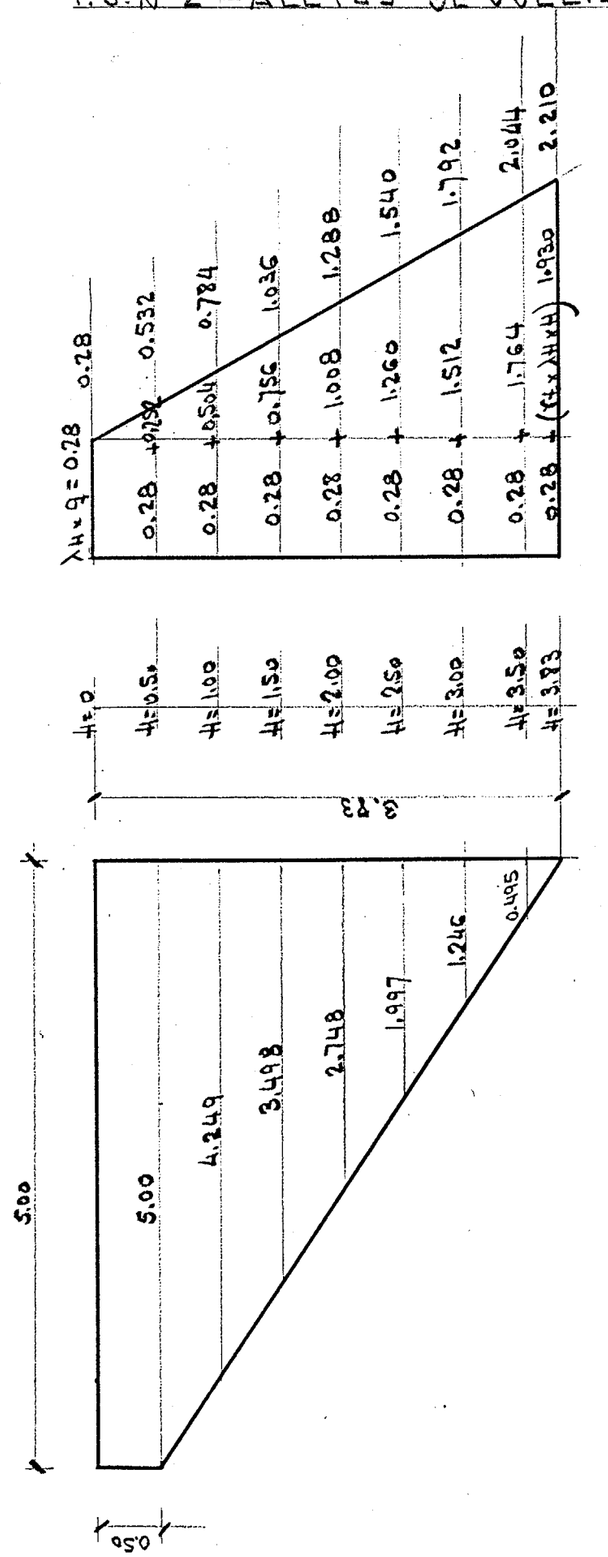
$M_d = 1,6\left(3,60 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,10\right) \times 1,30^2/2 = 15,67$ mt/m $V_c = 1.947$ t/m

$V_d = 10$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m) y como repart. Φ 10 a 20 cm

EL ESTRIBO 2 ES IDÉNTICO AL 1 EN DIMENSIONES Y ARMADURAS

P.S.Nº 2 - ALETAS DE VUELTA.



λH = 0.28
q = 1T/m²
γt = 1.8T/m³

H=0.50 —— $M = \frac{0.28+0.532}{2} \times 0.50 \times 5.00 \times \frac{5.00}{2} = 2.538$ mT

H=1.00 —— $M = \frac{0.532+0.784}{2} \times 0.60 \times \frac{5.00+4.249}{2} \times \frac{5.00+4.249}{4} = 3.518$ mT

H=1.50 —— $M = \frac{0.784+1.036}{2} \times 0.50 \times \frac{4.249+3.498}{2} \times \frac{4.249+3.498}{4} = 3.413$ mT

H=2.00 —— $M = \frac{1.036+1.288}{2} \times 0.50 \times \frac{3.498+2.748}{2} \times \frac{3.498+2.748}{4} = 2.833$ mT

H=2.50 —— $M = \frac{1.288+1.54}{2} \times 0.50 \times \frac{2.748+1.997}{2} \times \frac{2.748+1.997}{4} = 1.990$ mT

H=3.00 —— $M = \frac{1.54+1.792}{2} \times 0.50 \times \frac{1.997+1.246}{2} \times \frac{1.997+1.246}{4} = 1.095$ mT

H=3.50 —— $M = \frac{1.792+2.044}{2} \times 0.50 \times \frac{1.246+0.495}{2} \times \frac{1.246+0.495}{4} = 0.363$ mT

H=3.83 —— $M = \frac{2.044+2.21}{2} \times 0.33 \times \frac{0.495}{2} \times \frac{0.495}{3} = 0.029$ mT

$\Sigma M = 15.779$ mT

MOMENTO MEDIO $= \frac{15.779}{3.83} = 4.12$ mT/m

DIMENSIONAMIENTO - $\ell = 40$ cms, $r = r' = 4$ cms

$f_{ck} = 200$ kg/cm² $M_d = 4.12 \times 1.6 = 6.59$ mT/m

$U_c = 1.00 \times 0,36 \times 0,9 \frac{2000}{1.5} = 432$ T/m

$\mu = \frac{6.59}{0,36 \times 432} = 0,042$ —— $w = 0,044$

Utensión = $0,044 \times 432 = 19$ T/m (horizontal) - 5 ϕ 12 mm

Umínima. vertical. $0,9 \times 100 \times 40 \times 5,1 / 1.15 \times 1000 = 16$ T/m - ϕ 10 a 20 cm

Umínima. horizontal $1,6 \times 100 \times 40 \times 5,1 / 1,15 \times 1000 = 22$ T/m - 5 ϕ 10 mm

Armadura de cualquier horizontal superior —— 3 ϕ 12

PASO SUPERIOR Nº 3

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

1.1.- CALCULO TABLERO

1.2.- CALCULO PILAS Y DINTELES

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de tres vanos de 17,59 m de longitud, cada uno, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-100-A-100**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **17,09** m
Número de vigas por vano : **4**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **79,3756** g
Espesor losa continuidad: **0,13** m
Cálculo: **2788CA**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
Avda. Tierra Estella, s/n.
31590 CASTEJON (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

1.1. – CALCULO TABLERO

TÍTULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788CA

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I100A100 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	: 9
Ancho de la acera izq.	(m)	: 1
Ancho de la acera der.	(m)	: 1
Espesor de aceras	(m)	: .2
Canto losa	(m)	: .15
Espesor de aglomerado	(m)	: .12
Canto encofrado perdido	(m)	: .05
Entrega encof. perdido	(m)	: .1
Canto total	(m)	: 1.2
Vuelo izquierdo	(m)	: .5
Vuelo derecho	(m)	: .5
Nº de vigas		: 4
Ala superior	(m)	: 1

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	0.000
2	9.000	3.020
3	0.000	17.090
4	9.000	20.110

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,0) (9,3.02)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	17.59	17.09	0.00	1.000
2	17.59	17.09	2.81	1.000
3	17.59	17.09	5.63	1.000
4	17.59	17.09	8.44	1.000

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto=	1.0000 m	Inercia=	.03955637 m4
Ycg =	.5083 m	Wxxi =	.07781437 m3
H-Ycg=	.4917 m	Wxxs =	.08045516 m3
Area =	.2754 m2		

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	688	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TITULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3

TIPO VIGA UTILIZADA : I100A100

DATOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	17.09	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.25	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10
2	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
3	25.13	48.68	31.37	41.67	108.39	105.18	255.24
4	25.13	33.47	27.29	26.20	76.01	85.89	188.10

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+11

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61
2	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
3	5.88	11.39	7.34	9.75	26.21	60.58
4	5.88	7.83	6.39	6.13	18.38	44.61

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

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	1.57	27.66	44.61	.80
2	1.11	34.56	60.58	.19
3	1.11	38.47	60.58	.19
4	1.57	27.66	44.61	.80

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
2	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
3	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
4	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
5	.23	-.04	.51	-.42	1.05	-.34	1.52	-.79
6	.24	-.04	.47	-.39	.96	-.33	1.39	-.76
7	.24	-.04	.37	-.32	.70	-.25	1.03	-.61
8	.24	-.04	.33	-.20	.35	-.15	.64	-.39
9	.23	-.05	.41	-.13	.51	-.18	1.13	-.36

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
2	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
3	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
4	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
5	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
6	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
7	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
8	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17
9	.24	-.24	3.73	-3.73	.17	-.17

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70
1	33	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
2	2	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
2	34	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	3	17.78	7.32	49.80	25.10	67.58
3	35	17.78	7.47	49.57	25.25	67.35
4	4	14.12	5.30	29.38	19.42	43.50
4	36	14.12	5.70	28.58	19.82	42.70

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 352.800 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .164 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....:	9.929 T	
Por acortamiento elastico del hormigon ....:	24.213 T	
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....:	34.142 T	(9.68%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....:	63.528 T	(18.01%)
P E R D I D A S T O T A L E S .....:	97.669 T	(27.68%)

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 3.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-159.385	-3.106	2 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2252.903	2340.581	3.85 m. desde extremo viga

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	131.357	150.298	728.137
Fibra Sup. Viga	711.135	762.882	752.860	1028.276
Fibra Inf. Viga	1509.080	1162.782	1007.941	-228.761

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.2000 m	Inercia=	.09923605 m4
Ycg =	.8179 m	Wvxxi =	.12133611 m3
Area =	.5990 m2	Wvxxs =	.54483648 m3
Ht-Ycg=	.3821 m	Wlxxs =	.25968565 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 =	383.31 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	255.24 mt
Coeficiente de seguridad	Mu/Mk =	1.50

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

PASIVA : 0cm2
- 0m EN EL CENTRO DE LA VIGA + ANCLAJES

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

DATOS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.200	m
Ancho del alma de la viga	bw	.120	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.000	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.041	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.061	cm2/m
	Vcuo	11.747	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	5.883	11.393	7.343	9.752	26.210
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .280
CORTANTE Vd = 90.871 Tn Vu1 = 149.871 Tn Asc calculo = 16.545 cm2/m
Tc1,d = 50.364 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.090

RASANTE Vd = 64.957 Tn Tau = 5.609 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.255 Tn Tau = 13.926 Kp/cm2 As calculo = 3.647 cm2/m
ALA INF Vd = 36.348 Tn Tau = 19.755 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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	5.194	10.060	6.483	8.644	24.529
M	5.538	10.727	6.913	8.644	24.529

TOR. ASOC T = .441
CORTANTE Vd = 82.366 Tn Vu1 = 137.469 Tn Asc calculo = 10.585 cm2/m
Tc1,d = 102.790 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .818 m cotg(theta) = 1.539

RASANTE Vd = 59.484 Tn Tau = 5.137 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 11.108 Tn Tau = 12.623 Kp/cm2 As calculo = 3.306 cm2/m
ALA INF Vd = 32.946 Tn Tau = 17.906 Kp/cm2 As calculo = 3.912 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 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	4.506	8.727	5.624	7.603	22.847
M	10.389	20.120	12.967	15.206	45.695

TOR. ASOC T = .603
CORTANTE Vd = 73.961 Tn Vu1 = 133.379 Tn Asc calculo = 8.812 cm2/m
Tc1,d = 37.604 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.649

RASANTE Vd = 54.112 Tn Tau = 4.673 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 9.974 Tn Tau = 11.335 Kp/cm2 As calculo = 2.969 cm2/m
ALA INF Vd = 29.584 Tn Tau = 16.078 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 4.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	2.716	5.260	3.390	5.209	18.476
M	19.777	38.303	24.685	23.961	84.991

TOR. ASOC T = 1.023
CORTANTE Vd = 52.577 Tn Vu1 = 140.104 Tn Asc calculo = 7.816 cm2/m
Tc1,d = -58.148 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .494 m cotg(theta) = 1.465

RASANTE Vd = 40.613 Tn Tau = 3.507 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 7.091 Tn Tau = 8.057 Kp/cm2 As calculo = 2.110 cm2/m
ALA INF Vd = 21.031 Tn Tau = 11.430 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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 6.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	1.339	2.593	1.671	3.674	15.114
M	23.832	46.156	29.746	24.250	99.752

TOR. ASOC T = 1.346
CORTANTE Vd = 36.588 Tn Vu1 = 135.158 Tn Asc calculo = 5.019 cm2/m
Tc1,d = -102.450 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .575 m cotg(theta) = 1.602

RASANTE Vd = 30.689 Tn Tau = 2.650 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 4.934 Tn Tau = 5.607 Kp/cm2 As calculo = 1.871 cm2/m
ALA INF Vd = 14.635 Tn Tau = 7.954 Kp/cm2 As calculo = 3.912 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: I100A100

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 352.800 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	11	1.400	.050
2	5	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	2	1.400	.950

CABLES ENVAINADOS: 2 EN 3.85 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	4 D 8 a 20 cms.	1.85	20	1	CERCOS
	2	1 D 12 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.	2.00	20	1	
	5	1 D 8 a 20 cms.	1.35	12	1	
ALA.INF	1	1 d 8 a 20 cms	1.85	20	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	2.00	20	2	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	2	
ALA.SUP	1	1 d 10 a 20 cms	1.85	20	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	4	
	4	1 d 8 a 20 cms	2.00	20	4	
	5	1 d 8 a 20 cms	1.35	12	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 11.329 Tn
ZONA 1: CERCOS d 12 mm a 10 cm en .25 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 12.11 Tn LONGITUD TOTAL: 17.59m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 5.94m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	.76 Tn.
VIENTO	:	1.539 Tn.
GIRO en radianes	:	.009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	:	10
DIMENSIONES	:	200x 300x 52 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	:	37 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	5
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	67.584 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	19.421 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	.76 Tn.
VIENTO	:	1.539 Tn.
GIRO en radianes	:	.009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	:	10
DIMENSIONES	:	200x 300x 41 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	:	29 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	4
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	112.64 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	32.64 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

DATOS PARA PRESUPUESTO

4 VIGAS I100A100 DE M DE LONGITUD
Viga 1....: 17.59
Viga 2....: 17.59
Viga 3....: 17.59
Viga 4....: 17.59

8 APOYOS DE NEOPRENO N. 10
98.50 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

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

CABLES ENVAINADOS : 2 EN 3.85 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

FILA	1	.....	11 CABLES
FILA	2	.....	5 CABLES
FILA	3	.....	0 CABLES
FILA	4	.....	0 CABLES
FILA	5	.....	0 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	67.97 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	60.94 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	65.98 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	71.91 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	74.49 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.64 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	71.91 T	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
SUPERIOR	47.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	65.98 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	60.94 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	44.86 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	67.97 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.08 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2

Al ser la losa continua se dispondrá una zona de continuidad sobre las pilas de 1,40 m a cada lado del eje (según detalle en Plano de Armado de Losa) con armadura transversal según banda y longitudinal 8 D 16 (inferior) y 10 D 16 (superior)

Armadura propuesta para unificar bandas:

ZONA 1	INFERIOR	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16 pml	5 D 10 pml	12.58 Kg/m2
ZONA 2	INFERIOR	6 D 20 pml	5 D 12 pml	19.27 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16 pml	5 D 10 pml	12.58 Kg/m2

D E S P L A Z A M I E N T O S 15/04/98

OBRA : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3
EXPTE. : NO972788

ANCHO TABLERO : 9.00 m ESVIAJE : 79.3756 g
LUZ DE CALCULO : 17.09 m
Nº DE VIGAS : 4
FRENADO : 0.760 t
VIENTO : 1.539 t

NEOPRENO
Superficie : 0.060 m²
Espesor neto: 37 mm

*** DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES ***

Reológicas : 0.7/1000 x Lc/2 = 5.98 mm

Frenado : $\frac{F * e(neto)}{Sneo * G}$ = 4.68 mm

Desplazamiento Longitudinal Total 10.67 mm

*** DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES ***

Viento : $\frac{W * e(neto)}{Sneo * G}$ = 9.49 mm

Desplazamiento Transversal Total 9.49 mm

CAMBIO DE EJES (Angulo utilizado 20.62 g)

H Máx. Desplazamiento longitud. perpendicular a la junta ..... 13.13 mm (H1p)

Desplazamiento trans. asociado paralelo a la junta..... 5.60 mm (H1∥)

H Máx. Desplazamiento transver. paralelo a la junta..... 12.39 mm (H2∥)

Desplazamiento long. asociado perpendicular a la junta ..... 7.09 mm (H2p)

CALCULO DE REPARTO DE ESFUERZOS EN PUENTES DE CUATRO VANOS
CON LOSA DE CONTINUIDAD EN TODOS LOS VANOS

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3 15/04/98

Nº fustes/pila	2
RETRACCION (mm/m)	0.15
FLUENCIA (mm/m)	0.35
TEMPERATURA (mm/m)	0.20
ANCHO DE TABLERO (m)	9

	APOYOS	D al c. elastico	a (mm)	b (mm)	Htot (mm)	Hnet (mm)	R DIF	R INS
ESTRIBO 1	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32
PILA 1 IZD	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 1 DCH	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 2 IZD	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 2 DCH	4	0.00	0	0	41	29	0.00	0.00
PILA 3 IZD	4	8.55	200	300	41	29	206.90	413.79
PILA 3 DCH	4	9.14	200	300	41	29	206.90	413.79
ESTRIBO 2	4	26.23	200	300	52	37	162.16	324.32

	H (m)	I (m4)	3*E*I/L^3 (t/m)
PILA 1	9.40	0.05468	592.44
PILA 2	9.40	0.00000	0.00
PILA 3	10.40	0.05468	437.45

E (tn/m2) pilas 3000000

RIGIDECES CONJUNTAS INSTANTANEAS (t/m)

ESTRIBO 1	1297.30
PILA 1	872.57
PILA 2	0.00
PILA 3	692.01
ESTRIBO 2	1297.30

ESFUERZO DE FRENADO TOTAL (tn) 12.44

ESFUERZOS (tn. en el conjunto de neoprenos y fustes)

	FRENADO	DIFERIDOS	TOTALES (por fuste)
ESTRIBO 1	3.88	11.91	------
PILA 1	2.61	6.03	4.32
PILA 2	0.00	0.00	0.00
PILA 3	2.07	5.27	3.67
ESTRIBO 2	3.88	11.91	------

MOVIMIENTOS (m)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	2.99		18.36	21.35
PILA 1	2.20		2.55	4.75
NEOPRENOS PILA 1	0.79	IZD	3.85	4.64
	0.79	DCH	3.44	4.23
PILA 2	0.00		0.00	0.00
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	2.37		3.01	5.38
NEOPRENOS PILA 3	0.63	IZD	2.98	3.60
	0.63	DCH	3.39	4.01
ESTRIBO 2	2.99		18.36	21.35

F NEOPRENOS (ton)	FRENADO		DIFERIDOS	TOTALES
ESTRIBO 1	0.97		2.98	3.95
PILA 1	0.33	IZD	0.80	1.12
	0.33	DCH	0.71	1.04
PILA 2	0.00	IZD	0.00	0.00
	0.00	DCH	0.00	0.00
PILA 3	0.26	IZD	0.62	0.87
	0.26	DCH	0.70	0.96
ESTRIBO 2	0.97		2.98	3.95

ESFUERZO DE VIENTO POR APOYO (tn)

VANO 1	1.539
VANO 2	1.539
VANO 3	1.539
VANO 4	1.539

CALCULO DE REPARTO DE ESFUERZOS EN PUENTES DE CUATRO VANOS
CON LOSA DE CONTINUIDAD EN TODOS LOS VANOS

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3 15/04/98

MOVIMIENTOS (m)	VIENTO	
ESTRIBO 1	4.75	
NEOPRENOS PILA 1	3.72	IZD
	3.72	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	3.72	IZD
	3.72	DCH
ESTRIBO 2	4.75	

MOVIMIENTOS (m)	RESULTANTE	
ESTRIBO 1	21.87	
NEOPRENOS PILA 1	5.95	IZD
	5.63	DCH
NEOPRENOS PILA 2	0.00	IZD
	0.00	DCH
NEOPRENOS PILA 3	5.18	IZD
	5.47	DCH
ESTRIBO 2	21.87	

OBRA: LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-3
CLIENTE: FERROVIAL - OBRAS CASTILLEJOS
REFERENCIA: M0972788 FECHA: 15/04/98

ZONA DE CONTINUIDAD LOSAS DE PUENTES

NTRADA DE DATOS:

GEOMETRIA

LUZ VIGA TABLERO IZQUIERDO:	17.09 m
LUZ VIGA TABLERO DERECHO:	17.09 m
UZ ZONA DE CONTINUIDAD:	2.80 m
NERCIA VIGA + LOSA IZDA:	0.0992 m4
INERCIA VIGA + LOSA DCHA:	0.0992 m4
NERCIA LOSA ZONA CONTINUIDAD:	0.0005 m4
NTEREJE:	2.67 m
ESPESOR LOSA ZONA DE CONTINUIDAD:	0.13 m
SPESOR PAVIMENTO:	0.12 m

ATERIALES

SISTENCIA HORMIGON VIGA IZDA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON VIGA DCHA:	500 kp/cm2		
SISTENCIA HORMIGON LOSA CONT:	250 kp/cm2	Gc=	1.50
SISTENCIA ACERO LOSA CONT:	5100 kp/cm2	Gs=	1.15

COEFICIENTE DE MAYORACION DE ACCIONES EN LOSA Gd= 1.60

CUBRIMIENTO DE CALCULO .SUP:	0.04 m
.INF:	0.02 m

FUERZOS

MOMENTO CARGA PERMANENTE IZDA:	31.37 mt
MENTO CARGA PERMANENTE DCHA:	31.37 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA IZDA:	41.67 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA DCHA:	41.67 mt
MENTO CARRO VIGA IZDA:	108.39 mt
MENTO CARRO VIGA DCHA:	108.39 mt
OLOGICAS Y FRENADO EN JUNTA:	4.10 t

¿CARRO DE LA INSTRUCCION SOBRE LA LOSA?: SI
SOBRECARGA SOBRE LA LOSA DE CONTINUIDAD: 0.40 t/m2

SALIDA DE RESULTADOS:

ESFUERZOS

	Mdcho (mt/m)	Mcentro (mt/m)	Mizdo (mt/m)
1.- Carga permanente tablero	-0.1665	-0.1665	-0.1665
2.- Sobrecarga sobre tablero	-0.4424	-0.4424	-0.4424
3.- Carro sobre tablero	-1.1507	-1.1507	-1.1507
4.- Carga permanente continuidad	-0.4005	0.2002	-0.4005
5.- Sobrecarga continuidad	-0.2613	0.1307	-0.2613
6.- Carro continuidad	-0.0757	0.0378	-0.0757

Máximo momento positivo 0.3688 mt
Máximo momento negativo -2.4972 mt

CALCULO DE LA ARMADURA

rmadura superior

Md = -3.9955 mt
Uc = 150.0000 t
d = 0.09 m
d' = 0.04 m Asup = 12.49 cm2
Us1 = 55.4082 t
Us2 = 0.0000 t

rmadura inferior

Md = 0.5900 mt
Uc = 183.3333 t
d = 0.11 m
d' = 0.02 m Ainf = 1.95 cm2
Us1 = 7.333333 t
Us2 = 0.0000 t

Para el cálculo de la losa de continuidad se ha seguido el siguiente étodo simplificado :

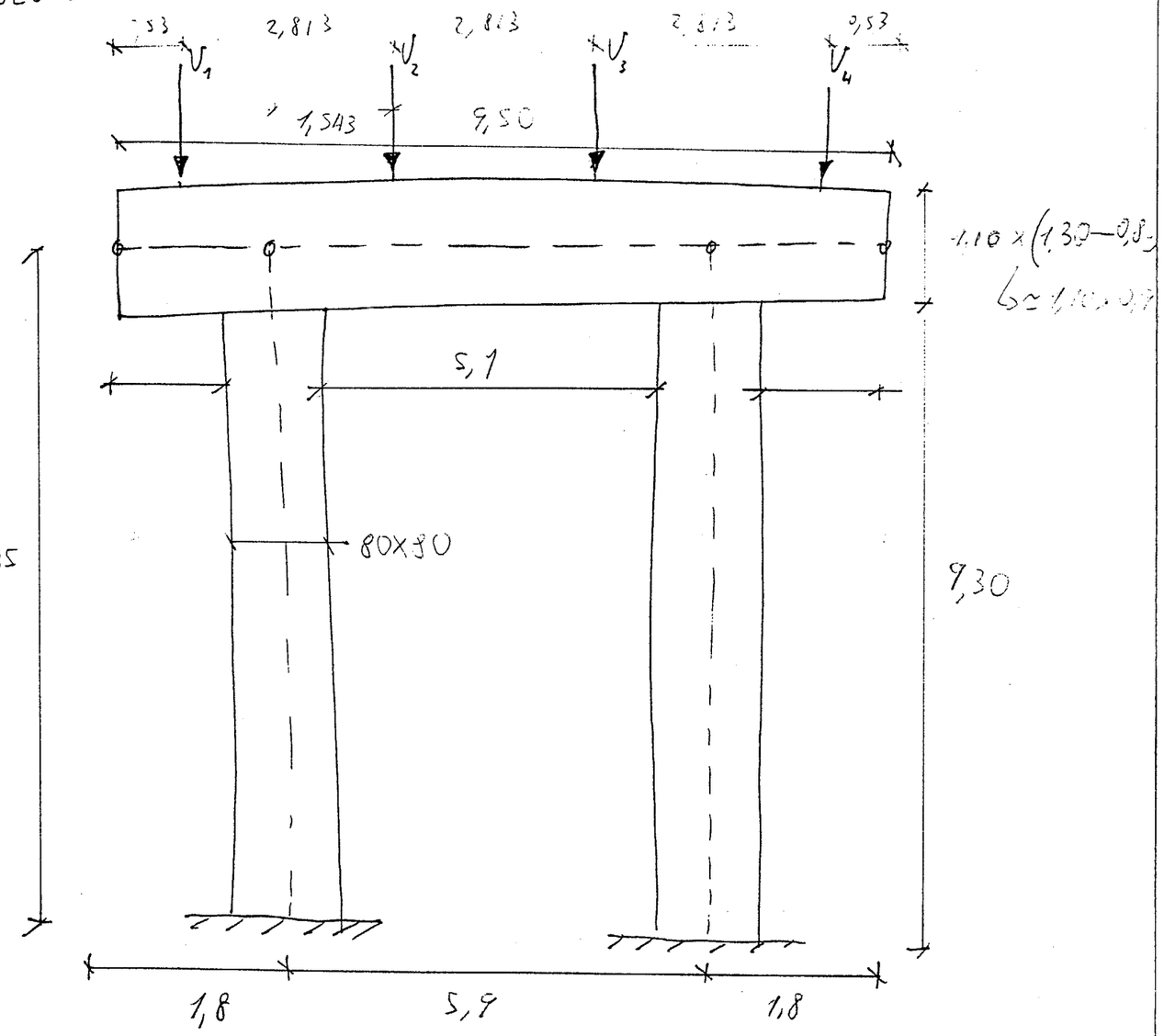
1.- Calcular, como viga biapoyada, los giros y las flechas que se producen en cada vano, en los puntos de conexión con la losa de continuidad, debidos exclusivamente a las cargas aplicadas a ellos.

1.2. – CALCULO PILAS Y DINTELES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

LAV ZARAGOZA - LLEIDA, SUBTRAMO VII PS3.

GEOMETRÍA DE PILA



HIPÓTESIS DE CARGA

HIP.1: P_p. pilas + dintel. PERMANENTE

HIP.2: Cp. Tableros (L_T = 17,58) PERMANENTE

$V_1 = (5,91003 + 5,17087) + (2 \cdot 14,12) = 40,04\ t$

$V_2 = (5,36646 + 5,26588) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_3 = (5,26588 + 5,36646) + 2 \cdot 17,78 = 46,21\ t$

$V_4 = 5,87089 + 5,91003 + 2 \cdot 14,12 = 40,04\ t$

HIP.3: Sc. 0,4 t/m² s/viga 1 (F2) VARIABLE

$V_1 = 4,9507 + 2,3363 = 7,83\ t$

$V_2 = 1,74235 + 1,53150 = 3,27\ t$

$V_3 = -0,22731 - 0,16342 = -0,39\ t$

$V_4 = -0,09214 - 0,09771 = -0,18\ t$

HIP.4: Sc 0,4 t/m² s/viga 2 (F3) VARIABLE

$V_1 = 0,87549 + 0,76577 = 1,64\ t$

$V_2 = 6,88056 + 6,94251 = 13,82\ t$

$V_3 = 1,76585 + 1,52290 = 3,29\ t$

$V_4 = -0,4102 - 0,31651 = -0,72\ t$

HIP.5: Sc 0,4 t/m² s/viga 3 (F4) VARIABLE

$V_1 = -0,31651 - 0,40214 = -0,72\ t$

$V_2 = +1,52290 + 1,76585 = 3,29\ t$

$V_3 = 6,94251 + 6,88056 = 13,82\ t$

$V_4 = 0,76577 + 0,87549 = 1,64\ t$

HIP.6: Sc 0,4 t/m² s/viga 4 (F5) VARIABLE

$V_1 = -0,07271 - 0,09214 = -0,18\ t$

$V_2 = -0,16592 - 0,22731 = -0,34\ t$

$V_3 = 1,53354 + 1,74235 = 3,27\ t$

$V_4 = 4,87613 + 4,95052 = 9,83\ t$

HIP 7: CARRO EN VOLADIZO (F12) EXCLUYENTE

$V_1 = 16,01279 + 0,03279 = 16,045\ t$

$V_2 = 31,48836 + 2,12410 = 33,61\ t$

$V_3 = 7,16645 + 1,19326 = 8,36\ t$

$V_4 = -0,23454 - 0,11961 = -0,35\ t$

HIP. 8: CARRO "CENTRADO" (F14) EXCLUYENTE.

$V_1 = 5,6666 + 1,27815 = 6,95\ t$

$V_2 = 29,75213 + 2,41448 = 32,17\ t$

$V_3 = 19,08505 + 1,29813 = 20,38\ t$

$V_4 = -0,03484 + 0,03484 = 0\ t$

HIP.9: ASIMETRÍA DE CARGAS: Carro + sc. en 1 vano. (Flexión longit.) EXCLUYENTE.

$V_1 = 4,9509 + 0,85349 - 0,31651 - 0,07991 + 5,66660 = 11,09\ t$

$V_2 = 1,74235 + 6,18056 + 1,52270 - 0,16592 + 29,75213 = 39,73\ t$

$V_3 = -0,2737 + 1,76585 + 6,94251 + 1,53350 + 19,08505 = 29,10\ t$

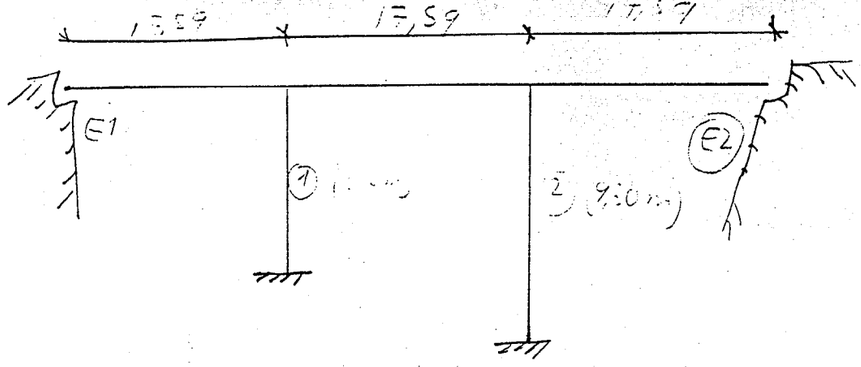
$V_4 = -0,09714 - 0,14324 + 0,96577 + 4,87613 - 0,03484 = 5,30\ t$

(F2) (F3) (F4) (F5) (F14)

EXCENTRICIDAD: $e = \frac{0,05}{2} + 0,25 = 0,275\ m$

HIP 10: FRENADO

$F = \frac{1}{20}\left(60 + (9 \cdot 17,59) \cdot 3 \cdot 0,4\right) = 12,5\ t$



$K_{P1} = 2\frac{12}{L^3} = \frac{2 \cdot 4,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot 3,6^4}{9,3^3} = 1524,2\ t/m$

$K_{P2} = \frac{2 \cdot 4,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot 3,6^4}{9,3^3} = 1524,2\ t/m$

$K_N = 4 \cdot 6 \cdot \frac{E}{L} = 4 \cdot 6 \cdot \frac{2,5 \cdot 10^6}{35,71} = 410\ t/m$

RIGIDEZ CONJUNTO PILA/NEOPRENO: $K_{NP1} = 2 \cdot \frac{K_{P1} K_N}{K_{P1} + 2K_N} = 532,92\ t/m$

$K_{NP2} = 2\frac{K_{P2} K_N}{K_{P2} + 2K_N} = 466,30\ t/m$

EQUILIBRIO $F = \bar{\sigma}\left(K_{E1} + K_{E2} + K_{NP1} + K_{NP2}\right) \Rightarrow$

$\Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{12,5}{2 \cdot 410 + 532,92 + 466,30} = 6,87\ 10^{-3}\ m$

PILA 1: $F_{NP1} = \bar{\sigma} K_{NP1} = 3,66\ t$

$F_{SOBRE,1} = F_{NP1}/2 = 1,83\ t$

PILA 2: $F_{NP2} = 3,2\ t$

$F_{SOBRE,2} = F_{NP2}/2 = 1,60\ t$

HIP. 11: VIENTO. VARIABLE (Flexión Longitudinal)

$V_{ref} = 28\ m/s$, $C_t = 1,0$; $C_r = 1,01$; $C_z = \left(ZONA\ II\right) = 0,19 \ln\left(\frac{240}{0,05}\right) = 1,0837$

$C_g = 1,4979$

$V_c = 47,6\ m/s$

Se puede usar el cálculo simplificado para el empuje sobre pilas y tablero:

$H_{pila} + H_{dovela} = 15\ m$ $\qquad F_{pila} = \frac{2,76 + 2,97}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2815\ t/m^2$

$F_{tablero} = \frac{2,25 + 2,68}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2465\ t/m^2$

$A(pila) = 0,8\ m^2/m$

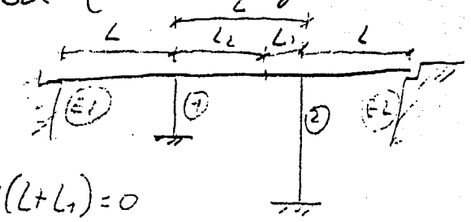
$A(tablero) = \left| \begin{array}{l} \text{Espaciamiento relativo} = \frac{2,6}{1,0} = 2,6 \\ \text{Relación solidez} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow n = 0,2 + 0,11 \frac{2,6}{1} = 0,486$

$A = 1(1 + 3 \cdot 0,486) + 0,2 + 2 = 3,998\ m^2/m$

$F_{pila} = 9,22\ t/m$

$F_{tabl.} = 0,2465 \cdot 3,998 \cdot 17,59 = 17,34\ t$

HIP. 12: REOLÓGICAS VARIABLE (Flexión Longitudinal).



PUNTO DE DESPLAZAMIENTO NULO:

$F_{E1} + F_1 - F_2 - F_{E2} = 0$

$K_{1} \cdot \alpha(L + L_2) + K_{NP1} \alpha L_2 - K_{NP2} \alpha L_1 - K_{E2} \alpha (L + L_1) = 0$

$L_2 = L \frac{2K_{E2} + K_{NP2} - K_{E1}}{K_{E1} + K_{E2} + K_{NP1} + K_{NP2}} = 8,4 \mp 4\ m$; $L_1 = 9,116\ m$

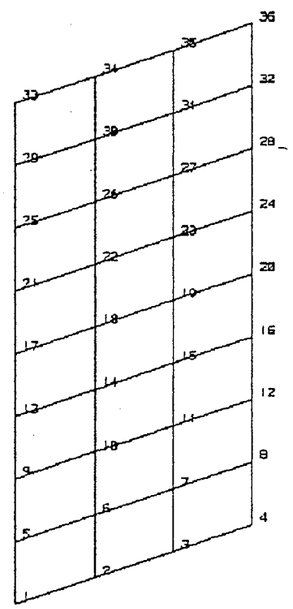
$\delta_1 = 0,000 \mp \cdot L_2 = 0,005 \mp 3\ m$; $\delta_2 = 0,000 \mp \cdot L_1 = 0,00638\ m$

$F_1 = \delta_1 \cdot K_{NP1} = 3,16\ t$; $F_2 = \delta_2 \cdot K_{NP2} = 2,976\ t$

$F_{FUSTE,1} = F_1/2 = 1,58\ t$, $F_{FUSTE,2} = F_2/2 = 1,488\ t$

HIPOTESIS DE CARGAS GENERADAS

```
HIPOTESIS :  1  CARGA MUERTA
HIPOTESIS :  2  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 1
HIPOTESIS :  3  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 2
HIPOTESIS :  4  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 3
HIPOTESIS :  5  SOBRECARGA 400Kp/m2 SOBRE ZONA DE LA VIGA 4
HIPOTESIS :  6  CARRO EN CDG : 2.5,8.545
HIPOTESIS :  7  CARRO EN CDG : 3.3,9.149
HIPOTESIS :  8  CARRO EN CDG : 4.1,9.753
HIPOTESIS :  9  CARRO EN CDG : 4.9,10.357
HIPOTESIS :  10 CARRO EN CDG : 5.7,10.961
HIPOTESIS :  11 CARRO EN CDG : 6.5,11.565
HIPOTESIS :  12 CARRO EN CDG : 2.5,2.33888888889
HIPOTESIS :  13 CARRO EN CDG : 3.3,2.60733333333
HIPOTESIS :  14 CARRO EN CDG : 4.1,2.87577777778
HIPOTESIS :  15 CARRO EN CDG : 4.9,3.14422222222
HIPOTESIS :  16 CARRO EN CDG : 5.7,3.41266666667
HIPOTESIS :  17 CARRO EN CDG : 6.5,3.68111111111
HIPOTESIS :  18 CARRO EN CDG : 2.5,16.4288888889
HIPOTESIS :  19 CARRO EN CDG : 3.3,16.6973333333
HIPOTESIS :  20 CARRO EN CDG : 4.1,16.9657777778
HIPOTESIS :  21 CARRO EN CDG : 4.9,17.2342222222
HIPOTESIS :  22 CARRO EN CDG : 5.7,17.5026666667
HIPOTESIS :  23 CARRO EN CDG : 6.5,17.7711111111
```



REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
1	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	-4.95097
	F3	0.00000	0.00000	-.87549
	F4	0.00000	0.00000	.31651
	F5	0.00000	0.00000	.07991
	F6	0.00000	0.00000	-10.64807
	F7	0.00000	0.00000	-7.36461
	F8	0.00000	0.00000	-4.45229
	F9	0.00000	0.00000	-.44116
	F10	0.00000	0.00000	.04445
	F11	0.00000	0.00000	.46353
	F12	0.00000	0.00000	-16.01279
	F13	0.00000	0.00000	-10.55145
	F14	0.00000	0.00000	-5.66660
	F15	0.00000	0.00000	-.27655
	F16	0.00000	0.00000	-.05461
	F17	0.00000	0.00000	.12762
	F18	0.00000	0.00000	-1.71948
	F19	0.00000	0.00000	-1.29205
	F20	0.00000	0.00000	-.86484
	F21	0.00000	0.00000	-.03991
	F22	0.00000	0.00000	.04755
	F23	0.00000	0.00000	.11961
33	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	-4.87613
	F3	0.00000	0.00000	-.96577
	F4	0.00000	0.00000	.40724
	F5	0.00000	0.00000	.09714
	F6	0.00000	0.00000	-10.28240
	F7	0.00000	0.00000	-7.34553
	F8	0.00000	0.00000	-4.74069
	F9	0.00000	0.00000	-.36205
	F10	0.00000	0.00000	.20806
	F11	0.00000	0.00000	.70147
	F12	0.00000	0.00000	-2.36918
	F13	0.00000	0.00000	-1.77671
	F14	0.00000	0.00000	-1.27815
	F15	0.00000	0.00000	-.23442
	F16	0.00000	0.00000	-.03279
	F17	0.00000	0.00000	.13229
	F18	0.00000	0.00000	-16.84261
	F19	0.00000	0.00000	-10.38219
	F20	0.00000	0.00000	-5.72328
	F21	0.00000	0.00000	.03484
	F22	0.00000	0.00000	.14894
	F23	0.00000	0.00000	.23454

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
2	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	-1.74235
	F3	0.00000	0.00000	-6.88056
	F4	0.00000	0.00000	-1.52290
	F5	0.00000	0.00000	.16592
	F6	0.00000	0.00000	-15.18261
	F7	0.00000	0.00000	-15.09282
	F8	0.00000	0.00000	-13.90077
	F9	0.00000	0.00000	-9.84596
	F10	0.00000	0.00000	-7.54122
	F11	0.00000	0.00000	-5.71198
	F12	0.00000	0.00000	-31.48836
	F13	0.00000	0.00000	-31.28878
	F14	0.00000	0.00000	-29.75213
	F15	0.00000	0.00000	-17.30480
	F16	0.00000	0.00000	-12.27772
	F17	0.00000	0.00000	-7.19398
	F18	0.00000	0.00000	-2.25360
	F19	0.00000	0.00000	-2.29834
	F20	0.00000	0.00000	-2.23866
	F21	0.00000	0.00000	-1.79813
	F22	0.00000	0.00000	-1.52243
	F23	0.00000	0.00000	-1.19326
34	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	-1.53350
	F3	0.00000	0.00000	-6.94251
	F4	0.00000	0.00000	-1.76585
	F5	0.00000	0.00000	.22731
	F6	0.00000	0.00000	-11.88082
	F7	0.00000	0.00000	-12.86948
	F8	0.00000	0.00000	-14.51437
	F9	0.00000	0.00000	-11.74271
	F10	0.00000	0.00000	-10.03886
	F11	0.00000	0.00000	-7.45912
	F12	0.00000	0.00000	-2.12410
	F13	0.00000	0.00000	-2.29277
	F14	0.00000	0.00000	-2.41487
	F15	0.00000	0.00000	-2.17599
	F16	0.00000	0.00000	-1.95329
	F17	0.00000	0.00000	-1.64635
	F18	0.00000	0.00000	-30.60390
	F19	0.00000	0.00000	-31.70900
	F20	0.00000	0.00000	-31.18146
	F21	0.00000	0.00000	-19.08505
	F22	0.00000	0.00000	-12.76435
	F23	0.00000	0.00000	-7.16645

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
3	F1	0.00000	0.00000	-5.26888
	F2	0.00000	0.00000	.22731
	F3	0.00000	0.00000	-1.76585
	F4	0.00000	0.00000	-6.94251
	F5	0.00000	0.00000	-1.53350
	F6	0.00000	0.00000	-7.45912
	F7	0.00000	0.00000	-10.03886
	F8	0.00000	0.00000	-11.74271
	F9	0.00000	0.00000	-14.51437
	F10	0.00000	0.00000	-12.86948
	F11	0.00000	0.00000	-11.88082
	F12	0.00000	0.00000	-7.16645
	F13	0.00000	0.00000	-12.76435
	F14	0.00000	0.00000	-19.08505
	F15	0.00000	0.00000	-31.18146
	F16	0.00000	0.00000	-31.70900
	F17	0.00000	0.00000	-30.60390
	F18	0.00000	0.00000	-1.64635
	F19	0.00000	0.00000	-1.95329
	F20	0.00000	0.00000	-2.17599
	F21	0.00000	0.00000	-2.41487
	F22	0.00000	0.00000	-2.29277
	F23	0.00000	0.00000	-2.12410
35	F1	0.00000	0.00000	-5.38646
	F2	0.00000	0.00000	.16592
	F3	0.00000	0.00000	-1.52290
	F4	0.00000	0.00000	-6.88056
	F5	0.00000	0.00000	-1.74235
	F6	0.00000	0.00000	-5.71198
	F7	0.00000	0.00000	-7.54122
	F8	0.00000	0.00000	-9.84596
	F9	0.00000	0.00000	-13.90077
	F10	0.00000	0.00000	-15.09282
	F11	0.00000	0.00000	-15.18261
	F12	0.00000	0.00000	-1.19326
	F13	0.00000	0.00000	-1.52243
	F14	0.00000	0.00000	-1.79813
	F15	0.00000	0.00000	-2.23866
	F16	0.00000	0.00000	-2.29834
	F17	0.00000	0.00000	-2.25360
	F18	0.00000	0.00000	-7.19398
	F19	0.00000	0.00000	-12.27772
	F20	0.00000	0.00000	-17.30480
	F21	0.00000	0.00000	-29.75213
	F22	0.00000	0.00000	-31.28878
	F23	0.00000	0.00000	-31.48836

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUBT. VII PS1

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
4	F1	0.00000	0.00000	-5.89089
	F2	0.00000	0.00000	.09714
	F3	0.00000	0.00000	.40724
	F4	0.00000	0.00000	-.96577
	F5	0.00000	0.00000	-4.87613
	F6	0.00000	0.00000	.70147
	F7	0.00000	0.00000	.20806
	F8	0.00000	0.00000	-.36205
	F9	0.00000	0.00000	-4.74069
	F10	0.00000	0.00000	-7.34553
	F11	0.00000	0.00000	-10.28240
	F12	0.00000	0.00000	.23454
	F13	0.00000	0.00000	.14894
	F14	0.00000	0.00000	.03484
	F15	0.00000	0.00000	-5.72328
	F16	0.00000	0.00000	-10.38219
	F17	0.00000	0.00000	-16.84261
	F18	0.00000	0.00000	.13229
	F19	0.00000	0.00000	-.03279
	F20	0.00000	0.00000	-.23442
	F21	0.00000	0.00000	-1.27815
	F22	0.00000	0.00000	-1.77671
	F23	0.00000	0.00000	-2.36918
36	F1	0.00000	0.00000	-5.91003
	F2	0.00000	0.00000	.07991
	F3	0.00000	0.00000	.31651
	F4	0.00000	0.00000	-.87549
	F5	0.00000	0.00000	-4.95097
	F6	0.00000	0.00000	.46353
	F7	0.00000	0.00000	.04445
	F8	0.00000	0.00000	-.44116
	F9	0.00000	0.00000	-4.45229
	F10	0.00000	0.00000	-7.36461
	F11	0.00000	0.00000	-10.64807
	F12	0.00000	0.00000	.11961
	F13	0.00000	0.00000	.04755
	F14	0.00000	0.00000	-.03991
	F15	0.00000	0.00000	-.86484
	F16	0.00000	0.00000	-1.29205
	F17	0.00000	0.00000	-1.71948
	F18	0.00000	0.00000	.12762
	F19	0.00000	0.00000	-.05461
	F20	0.00000	0.00000	-.27655
	F21	0.00000	0.00000	-5.66660
	F22	0.00000	0.00000	-10.55145
	F23	0.00000	0.00000	-16.01279

****
A: 2788CA83.mtl
CRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
16/4/1998, 10:22:25
****

A 1: ALTURA DE FUSTE 8.3 m

NUDOS	DESCRIPCION
1	COORDENADAS: (1.8, 0) BARRAS: 1/4 VINCULOS: - COACCIONES: ex=0 ey=0 ez(1/4)=0
2	COORDENADAS: (7.7, 0) BARRAS: 2/5 VINCULOS: - COACCIONES: ex=0 ey=0 ez(2/5)=0
3	COORDENADAS: (0, 8.85) BARRAS: 3/4 VINCULOS: - COACCIONES: -
4	COORDENADAS: (1.8, 8.85) BARRAS: 4/5, 3/4, 1/4 VINCULOS: Mismo ez en 3/4,4/5. COACCIONES: -
5	COORDENADAS: (7.7, 8.85) BARRAS: 5/6, 4/5, 2/5 VINCULOS: Mismo ez en 4/5,5/6. COACCIONES: -
6	COORDENADAS: (9.5, 8.85) BARRAS: 5/6 VINCULOS: - COACCIONES: -

BARRAS	PESO(Kp)				LONGITUD(m)				ACERO	DESCRIPCION
	Barra	Perfil	Serie	Acero	Barra	Perfil	Serie	Acero		
1/4	-				-				-	80x80
4/5	-				-				-	110x91
2/5	-				-				-	80x80
5/6	-				-				-	110x91
3/4	-				-				-	110x91
				0.00 Kp				0.000 m		

BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grad
1/4	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-	0.0000	8.8500	0.0000 (ab
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	8.5131	270.0000 (ab
4/5	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-			
	2 (Portico)	Puntual	46.2100 Tm	-	0.0000	5.9000	0.0000 (ab
		Puntual	46.2100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	3 (Portico)	Puntual	3.2700 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	0.3900 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	4 (Portico)	Puntual	13.8200 Tm	-	4.3560	-	180.0000 (ab
		Puntual	3.2900 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	5 (Portico)	Puntual	3.2900 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	13.8200 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	6 (Portico)	Puntual	0.3900 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	3.2700 Tm	-	1.5430	-	180.0000 (ab
	7 (Portico)	Puntual	33.6100 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	8.3600 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	8 (Portico)	Puntual	32.1700 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	20.8800 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
	9 (Portico)	Puntual	39.7300 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (ab
		Puntual	29.1000 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (ab
					4.3560	-	0.0000 (ab
2/5	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-			
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	8.8500	0.0000 (ab
					0.0000	8.5131	270.0000 (ab
5/6	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-			
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	0.0000	1.8000	0.0000 (ab
	3 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (ab
	4 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (ab
	5 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (ab
	6 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (ab
	7 (Portico)	Puntual	0.3500 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (ab
	9 (Portico)	Puntual	5.3000 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (ab
					1.4184	-	0.0000 (ab
3/4	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-			
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	0.0000	1.8000	0.0000 (ab
	3 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
	4 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
	5 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
	6 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
	7 (Portico)	Puntual	16.0450 Tm	-	0.3816	-	180.0000 (ab
	8 (Portico)	Puntual	6.9500 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
	9 (Portico)	Puntual	11.0900 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (ab
					0.3816	-	0.0000 (ab

NUDOS	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
6	10 (Portico)	Puntual	17.3400 Tm	270.0000
		Puntual	0.4000 Tm	270.0000

** **
OBRA: 2788CA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
16/4/1998, 10:09:45
** **

PILA 2: ALTURA DE FUSTE 9.3 m

NUDOS	DESCRIPCION
1	COORDENADAS: (1.8, 0) BARRAS: 1/4 VINCULOS: - COACCIONES: ex=0 ey=0 ez(1/4)=0
2	COORDENADAS: (7.7, 0) BARRAS: 2/5 VINCULOS: - COACCIONES: ex=0 ey=0 ez(2/5)=0
3	COORDENADAS: (0, 9.85) BARRAS: 3/4 VINCULOS: - COACCIONES: -
4	COORDENADAS: (1.8, 9.85) BARRAS: 4/5, 3/4, 1/4 VINCULOS: Mismo ez en 3/4,4/5. COACCIONES: -
5	COORDENADAS: (7.7, 9.85) BARRAS: 5/6, 4/5, 2/5 VINCULOS: Mismo ez en 4/5,5/6. COACCIONES: -
6	COORDENADAS: (9.5, 9.85) BARRAS: 5/6 VINCULOS: - COACCIONES: -

BARRAS	PESO(Kp)				LONGITUD(m)				ACERO	DESCRIPCION
	Barra	Perfil	Serie	Acero	Barra	Perfil	Serie	Acero		
1/4	-				-				-	80x80
4/5	-				-				-	110x91
2/5	-				-				-	80x80
5/6	-				-				-	110x91
3/4	-				-				-	110x91
				0.00 Kp				0.000 m		

BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS				
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados
./4	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-	0.0000	9.8500	0.0000 (abs
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	9.4751	270.0000 (abs
4/5	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	5.9000	0.0000 (abs
	2 (Portico)	Puntual	46.2100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	46.2100 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	3 (Portico)	Puntual	3.2700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	0.3900 Tm	-	4.3560	-	180.0000 (abs
	4 (Portico)	Puntual	13.8200 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	3.2900 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	5 (Portico)	Puntual	3.2900 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	13.8200 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	6 (Portico)	Puntual	0.3900 Tm	-	1.5430	-	180.0000 (abs
		Puntual	3.2700 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	7 (Portico)	Puntual	33.6100 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	8.3600 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	8 (Portico)	Puntual	32.1700 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	20.8800 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
	9 (Portico)	Puntual	39.7300 Tm	-	1.5430	-	0.0000 (abs
		Puntual	29.1000 Tm	-	4.3560	-	0.0000 (abs
2/5	1 (Portico)	Faja	1.6666 Tm/m	-	0.0000	9.8500	0.0000 (abs
	10 (Portico)	Faja	0.2252 Tm/m	-	0.0000	9.4751	270.0000 (abs
5/6	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs
	2 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs
	3 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs
	4 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs
	5 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs
	6 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs
	7 (Portico)	Puntual	0.3500 Tm	-	1.4184	-	180.0000 (abs
	9 (Portico)	Puntual	5.3000 Tm	-	1.4184	-	0.0000 (abs
3/4	1 (Portico)	Faja	2.6067 Tm/m	-	0.0000	1.8000	0.0000 (abs
	2 (Portico)	Puntual	9.8300 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	3 (Portico)	Puntual	1.8400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	4 (Portico)	Puntual	0.7200 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	5 (Portico)	Puntual	0.1800 Tm	-	0.3816	-	180.0000 (abs
	6 (Portico)	Puntual	16.0450 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	7 (Portico)	Puntual	6.9500 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	8 (Portico)	Puntual	11.0900 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs
	9 (Portico)	Puntual	40.0400 Tm	-	0.3816	-	0.0000 (abs

NUDOS	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
6	10 (Portico)	Puntual	17.3400 Tm	270.0000
		Puntual	0.4000 Tm	270.0000

CÁLCULO DEL DINTEL

****
RA: 2788AA.mtl
SCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
1 4/1998, 12:36:34
****

ARR		ESFUERZOS								
		0 L	1/8 L	1/4 L	3/8 L	1/2 L	5/8 L	3/4 L	7/8 L	1 L
1/4	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-317.8595	-312.1446	-306.4297	-300.7148	-294.9999	-289.2850	-283.5701	-277.8552	-272.1403
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-16.1986	-15.6495	-15.1004	-14.5512	-14.0021	-13.4530	-12.9038	-12.3547	-11.9728
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	202.3762	173.6133	145.8423	119.0633	93.2761	68.4807	44.6773	21.8657	0.0000
4/	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706	-11.9706
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	-7.4695	-9.3708	-12.5397	-141.0978	-144.2666	-147.4355
	Cort+(Tm)	161.6936	158.5248	155.3560	9.0849	5.9160	4.0147	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-152.6481	-50.6741	-9.9214	-7.5238	-6.8221	-7.5227	-9.9236	-50.6925	-116.9789
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	34.4735	110.8720	123.0983	123.2476	121.0599	107.8204	41.8903	0.0000
2/5	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-277.3738	-271.6589	-265.9440	-260.2291	-254.5142	-248.7993	-243.0844	-237.3695	-231.6546
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-16.2021	-15.6530	-15.1039	-14.5547	-14.0056	-13.4564	-12.9073	-12.3582	-11.9762
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	202.4266	173.6575	145.8802	119.0948	93.3013	68.4996	44.6899	21.8720	0.0000
5/6	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471	-23.9471
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1348	-0.7149	0.0000	0.0000
	Cort+(Tm)	85.2991	84.3324	83.3656	82.3988	81.4321	80.4653	79.4985	0.9668	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-116.9789	-97.8954	-79.0294	-60.3809	-41.9499	-23.7364	-5.7405	-0.1088	-0.0001
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3/	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-0.0001	-0.9668	-104.6461	-105.6128	-106.5796	-107.5464	-108.5131	-109.4799	-110.4467
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	-0.1088	-7.4606	-31.1147	-54.9863	-79.0755	-103.3822	-127.9064	-152.6482
	Mom.+(Tm*m)	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:48

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Negativos)

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 90.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 140.0
ho [cm] = 85.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 152.65

At_est [cm2] = 31.87

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 6.8
1/r [1/m] ú1.E-3 = 10.08
Deformación s ú1.E-3 = 0.68
Deformación i ú1.E-3 = -10.40

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	31.87	-10.00	-4636.4

At_est [cm2] = 31.87

fi [mm]	12	16	20	25
n° fi	29	16	11	7
n° capas	1	1	1	1
At [cm2]	32.78	32.15	34.54	34.34
wk	0.14	0.17	0.18	0.22

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 12:47

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Positivos)

---

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 140.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 90.0
ho [cm] = 25.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 123.25

At_est [cm2] = 38.12

Plano de deformación de agotamiento

x [cm] = 3.5
1/r [1/m] ú1.E-3 = 9.75
Deformación s ú1.E-3 = 0.34
Deformación i ú1.E-3 = -10.39

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cm2]	Deformación ú1.E-3	Tensión [kp/cm2]
106.0	25.41*	-10.00	-4636.4

* Cuantía inferior a la mínima

At_est [cm2] = 38.12 Cuant fia m finima mec nica

fi [mm]	12	16	20	25
n° fi	17	19	13	8
n° capas	2	1	1	1
At [cm2]	38.43	38.18	40.82	39.25
wk	0.00	0.00	0.00	0.00

ARMADURA DE CORTANTE DEL DINTEL

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TT1

Obra : LAV ZARAGOZA-LLEIDA S. VII PS1, PS2 Y PS3
Fecha: 15/4/1998
Hora : 13:03

CALCULO A CORTANTE DE SECCIONES RECTANGULARES

1. Datos

- Materiales:

fck [kp/cmý] = 500
fyk [kp/cmý] = 5100
GammaC = 1.40
GammaS = 1.10

- Tipo de Elemento Estructural:

Tipo: viga
En el c lculo no se considera la armadura comprimida

- Secci¢n

b [cm] = 90.0
h [cm] = 110.0
r [cm] = 4.0

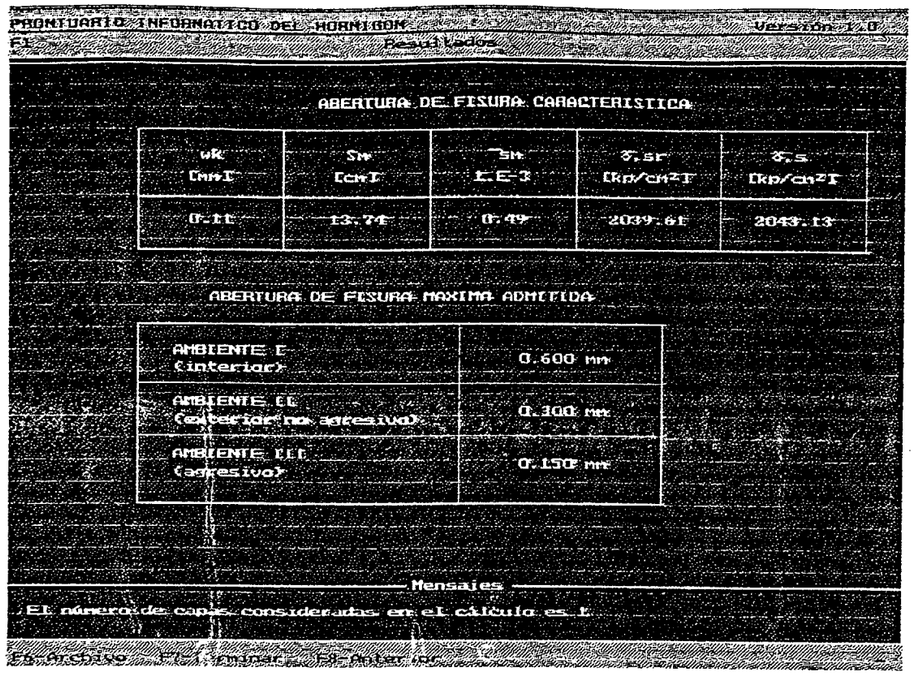
2. Dimensionamiento con cercos a 90ø

Vd [Mp] = 161.70 A90_est [cmý/m] = 17.86

ø [mm]	s [cm]	n§ ramas	tipo	A90 [cmý/m]	Vsu [Mp]
6	*	*	*	*	*
8	10	4	2	20.11	80.56
10	15	4	2	20.94	83.92

Vcu [Mp] = 90.14
Vu1 [Mp] = 1022.14

CONTROL DE FISURACIÓN DEL DINTEL


PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON
Versión 1.0
Fi
Resultados
ABERTURA DE FISURA CARACTERISTICA
wk [mm]
Sm [cm]
εsm 1.E-3
σ.sr [Kp/cm²]
σ.s [Kp/cm²]
0.11
13.74
0.49
2039.61
2043.13
ABERTURA DE FISURA MAXIMA ADMITIDA
AMBIENTE I (interior)
0.600 mm
AMBIENTE II (exterior no agresivo)
0.300 mm
AMBIENTE III (agresivo)
0.150 mm
Mensajes
El número de capas consideradas en el cálculo es 1

CÁLCULO DEL FUSTE DE 8.30 m

```
**********
A: 2788CR83.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
16/4/1998, 10:22:25
**********

PILA 1: ALTURA DE FUSTE 8.3 m

NUDOS                                   REACCIONES
                                        Rx (Tm)      Ry (Tm)      Mz (Tm*m)
  HIPOTESIS 1 (Peso Propio).
    1                                   0.0000       27.1313      0.0000
    2                                   0.0000       27.1313      0.0000
  HIPOTESIS 2 (Peso Propio).
    1                                   0.0000       86.2578      0.0000
    2                                   0.0000       86.2422      0.0000
  HIPOTESIS 3 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       14.5492      0.0000
    2                                   0.0000       -2.0192      0.0000
  HIPOTESIS 4 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       13.5221      0.0000
    2                                   0.0000        4.7079      0.0000
  HIPOTESIS 5 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000        6.4969      0.0000
    2                                   0.0000       13.1730      0.0000
  HIPOTESIS 6 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       -2.0187      0.0000
    2                                   0.0000       14.5487      0.0000
  HIPOTESIS 7 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       46.9944      0.0000
    2                                   0.0000       10.6706      0.0000
  HIPOTESIS 8 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       37.8417      0.0000
    2                                   0.0000       22.1583      0.0000
  HIPOTESIS 9 (Sobrecarga uso).
    1                                   0.0000       49.4369      0.0000
    2                                   0.0000       35.7831      0.0000
  HIPOTESIS 10 (Viento).
    1                                  10.7833        0.0000    -86.6259
    2                                  10.7910        0.0000    -86.6942
```

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

				SEGÚN X	SEGÚN Z	
ALTURA DEL PILAR:	8,30	m				
REACCIONES:						
PESO PROPIO:	27,13	t	TIPO PILAR:	0,8	0,8	
CARGAS PERMANENTES:	86,26	t	Imin =	0,03413333	0,03413333	m4
SOBRECARGA 1:	81,56	t	lp=	14,94	14,94	m
SOBRECARGA 2:	-2,02	t	A =	0,64	0,64	m2
VIENTO:	10,78	t	i =	0,23094011	0,23094011	m
FRENADO:	1,83	t	lambda =	64,6920977	64,6920977	
REOLOGICAS:	1,58	t	h =	0,8	0,8	m
ASIMETRIA DE CARGAS:	49,44	t				
	13,60	mt				
Gdmín =	0,9		Fck =	500	kp/cm2	
Gdmín =	1,5		Fyk =	5100	kp/cm2	
Reducción viento =	0,9		Gc =	1,4		
			Gs =	1,1		

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	100,23	0,00	19,67
AXIL MÁXIMO	292,43	0,00	42,45
ASIMETRÍA	146,54	120,83	17,70

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	90,21	120,83	17,70
AXIL MÁXIMO	263,18	120,83	38,21
ASIMETRÍA	131,89	120,83	56,56

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	100,23	11,98	30,91
AXIL MÁXIMO	292,43	34,94	78,63
ASIMETRÍA	146,54	17,51	77,32

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	90,21	93,08	27,82
AXIL MÁXIMO	263,18	128,32	70,77
ASIMETRÍA	131,89	102,01	69,59

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN5

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS3
Fecha: 16/4/1998
Hora : 11:35

ÄÄÄ

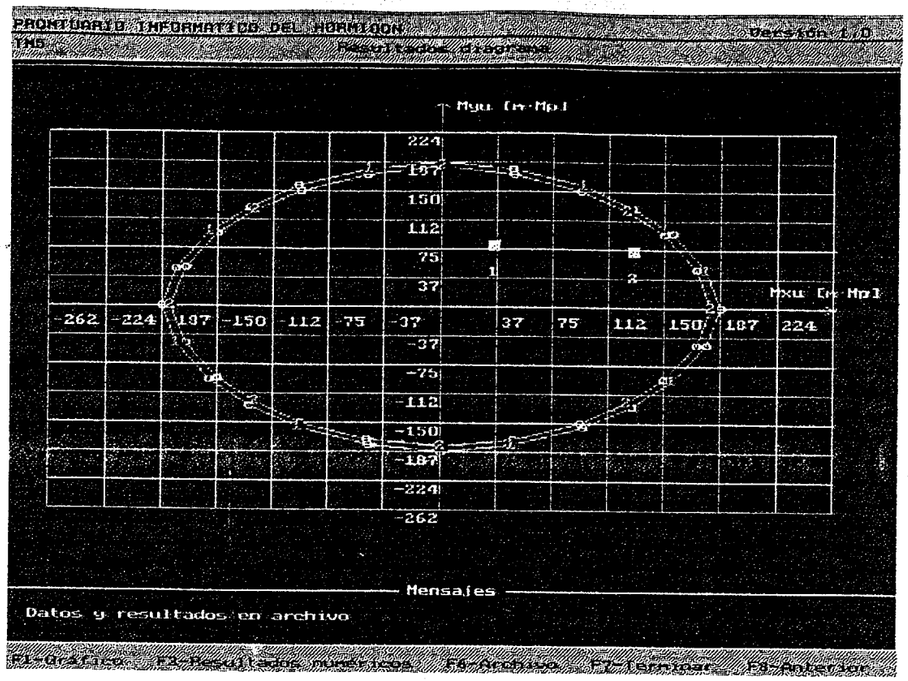
Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

2¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 263.2

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] ú1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	18.0	0.0	19.48	263.2	-180.7	0.0
2	30.2	15.0	11.58	263.2	-170.6	-48.9
3	39.2	30.0	8.94	263.2	-149.2	-93.6
4	42.0	45.0	8.34	263.2	-123.9	-123.9
5	39.2	60.0	8.94	263.2	-93.6	-149.2
6	30.2	75.0	11.58	263.2	-48.9	-170.6
7	17.8	90.0	17.17	263.2	0.0	-180.1
8	30.2	105.0	11.58	263.2	48.9	-170.6
9	39.2	120.0	8.94	263.2	93.6	-149.2
10	42.0	135.0	8.34	263.2	123.9	-123.9
11	39.2	150.0	8.94	263.2	149.2	-93.6
12	30.2	165.0	11.58	263.2	170.6	-48.9
13	17.8	180.0	17.17	263.2	180.1	-0.0
14	30.2	195.0	11.58	263.2	170.6	48.9
15	39.2	210.0	8.94	263.2	149.2	93.6
16	42.0	225.0	8.34	263.2	123.9	123.9
17	39.2	240.0	8.94	263.2	93.6	149.2
18	30.2	255.0	11.58	263.2	48.9	170.6
19	17.8	270.0	17.17	263.2	0.0	180.1
20	30.2	285.0	11.58	263.2	-48.9	170.6
21	39.2	300.0	8.94	263.2	-93.6	149.2
22	42.0	315.0	8.34	263.2	-123.9	123.9
23	39.2	330.0	8.94	263.2	-149.2	93.6
24	30.2	345.0	11.58	263.2	-170.6	48.9



CÁLCULO DEL FUSTE DE 9.30 m

```
**********************************************
O| A: 2788CA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS3
     16/4/1998, 10:09:45
**********************************************

PILA 2: ALTURA DE FUSTE 9.3 m

NUDOS                                    REACCIONES
                                  Rx(Tm)        Ry(Tm)        Mz(Tm*m)
HIPOTESIS 1 (Peso Propio).
  1                               0.0000        28.7979       0.0000
  2                               0.0000        28.7979       0.0000
HIPOTESIS 2 (Peso Propio).
  1                               0.0000        86.2578       0.0000
  2                               0.0000        86.2422       0.0000
HIPOTESIS 3 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        14.5492       0.0000
  2                               0.0000        -2.0192       0.0000
HIPOTESIS 4 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        13.5221       0.0000
  2                               0.0000         4.7079       0.0000
HIPOTESIS 5 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000         6.4970       0.0000
  2                               0.0000        13.1730       0.0000
HIPOTESIS 6 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        -2.0187       0.0000
  2                               0.0000        14.5487       0.0000
HIPOTESIS 7 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        46.9944       0.0000
  2                               0.0000        10.6706       0.0000
HIPOTESIS 8 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        37.8417       0.0000
  2                               0.0000        22.1583       0.0000
HIPOTESIS 9 (Sobrecarga uso).
  1                               0.0000        49.4369       0.0000
  2                               0.0000        35.7831       0.0000
HIPOTESIS 10 (Viento).
  1                              11.0010         0.0000     -97.4508
  2                              11.0066         0.0000     -97.5060
```

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

ALTURA DEL PILAR:	9,30	m
REACCIONES:		
PESO PROPIO:	28,80	t
CARGAS PERMANENTES:	86,26	t
SOBRECARGA 1:	81,56	t
SOBRECARGA 2:	-2,02	t
VIENTO:	10,78	t
FRENADO:	1,60	t
REOLOGICAS:	1,49	t
ASIMETRIA DE CARGAS:	49,44	t
	13,60	mt

Gdmín =	0,9	
Gdmín =	1,5	
Reducción viento =	0,9	

	SEGÚN X	SEGÚN Z	
TIPO PILAR:	0,8	0,8	
Imin =	0,03413333	0,03413333	m4
lp=	16,74	16,74	m
A =	0,64	0,64	m2
i =	0,23094011	0,23094011	m
lambda =	72,4863263	72,4863263	
h =	0,8	0,8	m
Fck =	500	kp/cm2	
Fyk =	5100	kp/cm2	
Gc =	1,4		
Gs =	1,1		

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	101,73	0,00	20,76
AXIL MÁXIMO	294,93	0,00	43,08
ASIMETRÍA	148,04	135,38	18,68

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	91,56	135,38	18,68
AXIL MÁXIMO	265,43	135,38	38,77
ASIMETRÍA	133,24	135,38	57,12

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	101,73	15,26	36,95
AXIL MÁXIMO	294,93	44,25	93,22
ASIMETRÍA	148,04	22,21	86,13

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	**Minf,z,d**	**Minf,x,d**
AXIL MÍNIMO	91,56	107,57	33,25
AXIL MÁXIMO	265,43	152,62	83,90
ASIMETRÍA	133,24	118,89	77,52

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN5

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS3
Fecha: 16/4/1998
Hora : 11:56

CALCULO DE SECCIONES RECTANGULARES A FLEXION COMPUESTA ESVIADA

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cmý] = 500
fyk [kp/cmý] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Secci¢n

b [cm] = 80.00
h [cm] = 80.00
r [cm] = 4.00

n§ barras horizontales = 4
n§ barras verticales = 4

2. Diagrama

í [mm] = 25
N§ de hip¢tesis = 2
N§ Puntos por hip¢tesis = 24

Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

1¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 294.9

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] ú1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	19.2	0.0	18.21	294.9	-187.7	0.0
2	31.5	15.0	11.10	294.9	-178.2	-48.1
3	40.5	30.0	8.63	294.9	-155.7	-95.2
4	43.4	45.0	8.06	294.9	-128.4	-128.4
5	40.5	60.0	8.63	294.9	-95.2	-155.7
6	31.5	75.0	11.10	294.9	-48.1	-178.2
7	19.2	90.0	17.60	294.9	-0.0	-187.6
8	31.5	105.0	11.10	294.9	48.1	-178.2
9	40.5	120.0	8.63	294.9	95.2	-155.7
10	43.4	135.0	8.06	294.9	128.4	-128.4
11	40.5	150.0	8.63	294.9	155.7	-95.2
12	31.5	165.0	11.10	294.9	178.2	-48.1
13	19.2	180.0	17.60	294.9	187.6	-0.0
14	31.5	195.0	11.10	294.9	178.2	48.1
15	40.5	210.0	8.63	294.9	155.7	95.2
16	43.4	225.0	8.06	294.9	128.4	128.4
17	40.5	240.0	8.63	294.9	95.2	155.7
18	31.5	255.0	11.10	294.9	48.1	178.2
19	19.2	270.0	17.60	294.9	0.0	187.6
20	31.5	285.0	11.10	294.9	-48.1	178.2
21	40.5	300.0	8.63	294.9	-95.2	155.7
22	43.4	315.0	8.06	294.9	-128.4	128.5
23	40.5	330.0	8.63	294.9	-155.7	95.2
24	31.5	345.0	11.10	294.9	-178.2	48.1

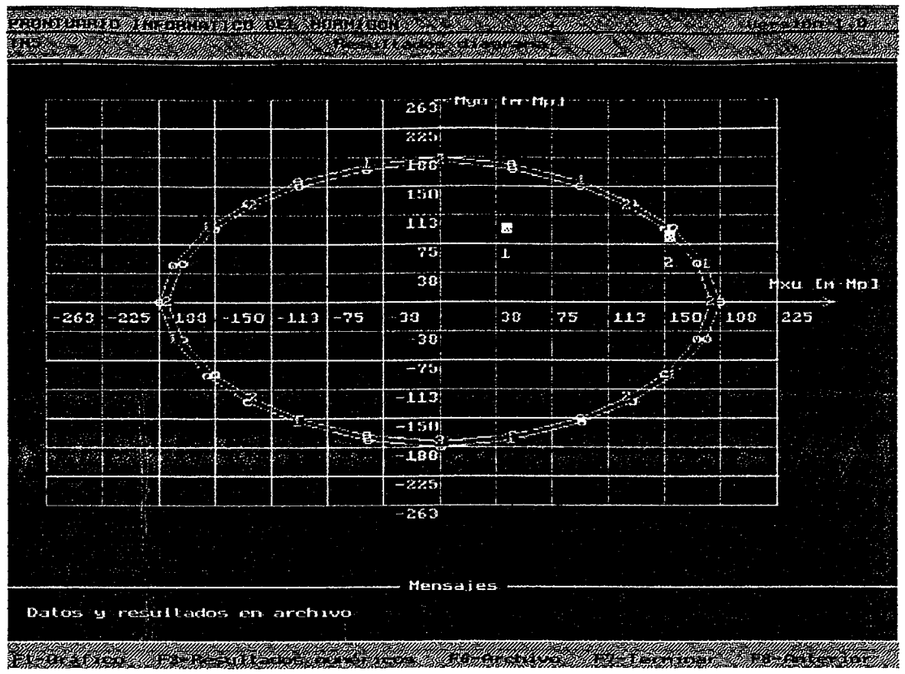
Resultados num,ricos del diagrama de interacci¢n

2¦ Hip¢tesis.

Axil [Mp] = 265.4

Esfuerzos £ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] ú1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [múMp]	Myu [múMp]
1	18.1	0.0	19.39	265.4	-181.2	0.0
2	30.3	15.0	11.54	265.4	-171.1	-48.8
3	39.3	30.0	8.92	265.4	-149.7	-93.7
4	42.1	45.0	8.32	265.4	-124.3	-124.3
5	39.3	60.0	8.92	265.4	-93.7	-149.7
6	30.3	75.0	11.54	265.4	-48.8	-171.1
7	17.9	90.0	17.20	265.4	-0.0	-180.7
8	30.3	105.0	11.54	265.4	48.8	-171.1
9	39.3	120.0	8.92	265.4	93.7	-149.7
10	42.1	135.0	8.32	265.4	124.3	-124.3
11	39.3	150.0	8.92	265.4	149.7	-93.7
12	30.3	165.0	11.54	265.4	171.1	-48.8
13	17.9	180.0	17.20	265.4	180.7	-0.0
14	30.3	195.0	11.54	265.4	171.1	48.8
15	39.3	210.0	8.92	265.4	149.7	93.7
16	42.1	225.0	8.32	265.4	124.3	124.3
17	39.3	240.0	8.92	265.4	93.7	149.7
18	30.3	255.0	11.54	265.4	48.8	171.1
19	17.9	270.0	17.20	265.4	0.0	180.7
20	30.3	285.0	11.54	265.4	-48.8	171.1
21	39.3	300.0	8.92	265.4	-93.7	149.7
22	42.1	315.0	8.32	265.4	-124.3	124.3
23	39.3	330.0	8.92	265.4	-149.7	93.7
24	30.3	345.0	11.54	265.4	-171.1	48.8



ASUNTO: ZAPATAS PILAS PASO SUPERIOR Nº 3 | FECHA | REF. | HOJA 1-2

Dimensiones de la zapata 8,30 × 2,40 × 1,50 m.

Según se desprende del cálculo de las pilas, los esfuerzos que se transmiten a las zapatas por los fustes de más altura son:

Verticales.

1 - R_V = 28,80 + 86,26 + 14,55 + 13,52 + 6,50 − 2,02 + 37,84 = 185,45 ton

2 - R_V = 28,80 + 86,24 − 2,02 + 4,71 + 13,17 + 14,55 + 22,16 = 167,61 ton

Horizontal en el plano del dintel

1 - H_L = 11,00 + (1,60 + 1,49) · cos 71,438°/2 = 11,49 ton

2 - H_L = 11,01 + (1,60 + 1,49) · cos 71,438°/2 = 11,50 ton.

Horizontal en el plano perpendicular al del dintel.

1 - H_T = (1,60 + 1,49) sen 71,438°/2 = 1,46 ton

2 - H_T = (1,60 + 1,49) sen 71,438°/2 = 1,46 ton.

Momentos en el sentido longitudinal.

1 - M_L = 97,45 + 0,49 (9,30 + 1,10) = 102,55 m·ton

2 - M_L = 97,51 + 0,49 (9,30 + 1,10) = 106,61 m·ton

Momentos en el sentido transversal

1 - M_T = 1,46 (9,30 + 1,10) = 15,18 m·ton

2 - M_T = 1,46 (9,30 + 1,10) = 13,18 m·ton

Los esfuerzos que la zapata transmite al terreno son:

N = 8,30 × 2,40 × 1,50 × 2,5 + 185,45 + 167,61 = 427,76 ton

M_L = 102,55 + 106,61 + (11,49 + 11,50) × 1,50 = 243,65 m·ton

M_T = 15,18 + 15,18 + (1,46 + 1,46) × 1,80 = 34,74 m·ton

Las tensiones que la zapata transmite al terreno son:

$$\sigma = \frac{427,76}{8,30 \times 2,40} + \frac{6 \times 243,65}{8,30^2 \times 2,40} + \frac{6 \times 34,74}{8,30 \times 2,40^2}$$

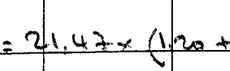
σ_1 = 34,67 t/m² ; σ_2 = 25,95 t/m²

σ_3 = 16,99 t/m² ; σ_4 = 8,27 t/m²

$\sigma_{adm.}$ = 34,67 / 1,30 = 26,67 t/m²

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

ARMADURAS H-200 ; DEH-500 ; c = 4,0 cm



q = 21,47 t/m²

Voladizo M = 21,47 × 1,20²/2 = 15,46 m·t/m

Centro vano M = 21,47 × 5,90²/8 − 15,46 = 27,96 m·t/m

U_2 = 1,60 × 1,46 × 2000/1,5 = 1.947 t/m

Armadura superior

M_d = 27,96 × 1,6 = 124,74 m·ton U_f = 87 ton/m

Disponemos como armadura longitudinal superior 4 Ø25 mm (87,08 t/m) en total 10 Ø25 en todo el ancho de la zapata

Armadura inferior

M_d = 15,46 × 1,6 = 24,74 m·t/m U_f = 17 ton/m

Disponemos como armadura longitudinal inferior 4 Ø12 mm (25,08 t/m) en total 10 Ø12 en todo el ancho de la zapata

Cortante máximo.

V_d = 21,47 × (1,20 + 5,90/2) × 1,6 = 142,56 ton/m

V_S = 1,60 × 1,46 × 0,5 × 10 × $\sqrt{200/1,5}$ = 84,29 ton/m

V_{d2} = 142,56 − 84,24 = 58,27 ton/m.

Disponemos armaduras perpendiculares en forma de cercos Ø12 a 20 cm (2 ramas)

$$0,90 \times \frac{1,46}{0,20} \times 2 \times 0,89 \times 4,6 = 53,80 \text{ t/m}$$

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 3 – ESTRIBOS (L=9,50 M) | FECHA | REF. | HOJA 1-4

ESTRIBO 1 – La altura total de hastial es de 5,84 m. de los que 1,25 m superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 4,59 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón de 2,80 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 7,34^2 \times 0,33 = 16,89$ t/m

$E_{SC} = 1,10 \times 7,34 \times 0,33 = 2,42$ t/m } $E = 19,31$ t/m

$M_V = 16,89 \times 7,34/3 + 2,42 \times 7,34/2 = 50,21$ mt/m.

① Estribo en vacío sin tabeiro.

Peso = 56,24 t/m

Mto. estabilizador. = 149,70 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $C_V = 149,70 / 50,21 = 2,98$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 56,24 \times 0,50 / 19,31 = 1,46$

② Estribo con tablero sin sobrecargas.

$E = 19,31 + 1,87 \times \operatorname{sen} 71,438 \times 4 / 9,50 = 20,06$ t/m

$M_V = 50,21 + 0,75 \times (4,59 + 1,50) = 54,78$ mt/m

Peso = $56,24 + 63,80 / 9,50 = 62,96$ t/m

M_E = $= 149,70 + 63,80 (0,95 + 1,00) / 9,50 = 159,44$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 159,44 / 54,78 = 2,91$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 62,96 \times 0,5 / 20,06 = 1,57$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 20,06 + 0,7 \times 4 \times \operatorname{sen} 71,438° / 9,50 = 20,34$ t/m

$M_V = 54,78 + 0,28 \times (4,59 + 1,50) = 56,49$ mt/m

$P = 56,24 + (47,70 + 67,35 + 67,58 + 43,50) / 9,50 = 79,52$ t/m

$M_E = 149,70 + 25,28 (0,45 + 1,00) = 183,46$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 183,46 / 56,49 = 3,25$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 79,52 \times 0,5 / 20,34 = 1,95$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

Tensiones máximas. $e_6 = 1,597$ m $< 5,00/3$

$\sigma = 2 \times 79,52 / 3 \times 1,597 = 33,20$ t/m²

ARMADURAS. H-200, AEH-500, c=4,0 mm.

HASTIAL. $M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,84^2 \times 0,33 + 5,84/3 + 1,00 \times 5,84 \times 0,33 \times 5,84/2 = 26,44$ mt/m

$M_d = 26,44 \times 1,6 = 42,31$ mt/m $V_c = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1392$ t/m

$V_f = 36$ t/m.

Disponemos en la cara de los tramos en vertical 5Φ16 mm² (44,58 t/m) y en horizontal Φ12 a 20 cm (25,08 t/m).

Disponemos en la cara exterior en vertical 5Φ12 mm² (25,08 t/m) y en horizontal Φ10 a 20 cm. (17,42 t/m).

como refuerzo en la cara horizontal de apoyo disponemos malla de Φ12 a 20 cm

ZAPATA – PUNTERA.

$M_d = 33,20 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 26,56$ mt/m $V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m

$V_f = 18$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5Φ12 mm² (25,08 t/m) y como reparto Φ10 a 20 cm. (17,42 t/m)

ZAPATA – TALON.

$M_d = 1,6 \times (5,84 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 2,80^2/2 = 99,39$ mt/m $V_c = 1947$ t/m

$V_f = 68$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5Φ20 mm² (69,66 t/m) y como reparto Φ12 a 20 cm (25,08 t/m)

ESTRIBO 2 - La altura total del hastial es de 8,98 m. de los que 1,25 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 7,73 m inferiores tienen un espesor de 1,20 m. la zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón de 3,50 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,48^2 \times 0,33 = 34,43$ t/m
$E_{fc} = 1,00 \times 10,48 \times 0,33 = 3,46$ t/m
} E = 37,89 t/m

$M_v = 34,43 \times 10,48/3 + 3,46 \times 10,48/2 = 138,41$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 109,03 t/m

Mto. estabilizador. = 350,26 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $c_v = 350,26/138,41 = 2,53$

Coef. Estabilidad al deslizamiento $c_d = 109,03 \times 0,5/37,89 = 1,44$

② Estribo con tablero, sin sobrecarga.

$E = 37,89 + 1,92 \times 4 \times$ tm $71,438/9,50 = 38,66$ t/m

$M_v = 138,41 + 0,77 \times (7,73 + 1,50) = 145,52$ mt/m

Peso = $109,03 + 63,80/9,50 = 113,75$ t/m

$M_e = 350,26 + 63,80 (0,45 + 1,00)/9,50 = 360,00$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $c_v = 360,00/145,52 = 2,47$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 113,75 \times 0,5/38,66 = 1,50$

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 38,66 + 0,7 \times 4 \times$ tm $71,438/9,50 = 38,94$ t/m

$M_v = 145,52 + 0,28 \times (7,73 + 1,50) = 148,10$ mt/m

$P = 109,03 + (43,50 + 67,58 + 67,35 + 42,76)/9,50 = 132,31$ t/m

$M_e = 350,26 + 23,28 \times (0,45 + 1,00) = 384,02$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $c_v = 384,02/148,10 = 2,59$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 132,31 \times 0,5/38,94 = 1,71$

Tensiones máximas. $e_0 = 1,783$ m. $< 5,70/3$

$\sigma = 2 \times 132,31/3 \times 1,783 = 49,47$ t/m²

ARMADURAS. H-200 „ SEH-500 „ c = 40 mm

HASTIAL. $M_d = 1,6 \times \frac{1}{2} \times 1,9 \times 8,98^2 \times 0,33 \times 8,98/3 + 1,6 \times 1,00 \times 8,98 \times 0,33 \times 8,98/2 =$
$= 142,37$ mt/m. $V_c = 1,392$ t/m $V_u = 130$ ton/m.

Dispondrán en la cara de las tierras armadura vertical 10 Φ20 mm (139,30 t/m) y horizontal Φ12 a 20 cm (25,08 t/m).

Dispondrán en la cara vista armadura vertical 5 Φ12 mm (25,08 t/m) y armadura horizontal Φ10 a 20 cm (17,42 t/m).

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo dispondrán malla de Φ12 a 20 cm.

ZAPATA - PUNTERA.

$M_d = 49,47 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 39,58$ mt/m $V_c = 1,947$ t/m

$V_u = 27$ t/m

Dispondrán como armadura inferior principal 5 Φ16 mm (44,58 t/m) y como reparto Φ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALÓN.

$M_d = 1,6 (8,98 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 3,50^2/2 = 213,76$ mt/m

$V_c = 1947$ t/m $V_u = 183$ t/m

Dispondrán como armadura inferior principal 5 Φ25 + 5 Φ20 mm (178,51 t/m) y como reparto Φ16 a 20 cm (44,58 t/m)

ASUNTO: PILAS SUPERIOR Nº 3 - ALETAS. | FECHA | REF. | HOJA 1-6

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los Rellenos laterales se dividen en 4 unidades diferenciadas por su geometría y su solicitación. Cada 2 forman una Aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva aparejadas 2 Aletas iguales.

ESTRIBO 1. Las 2 Aletas adyacentes tienen una longitud total de 8 m. y su continuación del Estribo en dirección paralela a los ejes. Se dividen a su vez en 2 partes de 4 m. la primera con altura de hastial comprendida entre 2,00 y 4,295 m., espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de hastial comprendida entre 3,545 y 5,34 m., espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m. de canto.

ESTRIBO 2. Las 2 Aletas adyacentes tienen una longitud total de 12 m. y son continuación del Estribo en dirección paralela a los ejes. Se divide a su vez en 2 partes de 6 m. La primera con altura de hastial comprendida entre 2,00 y 5,865 m., espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de hastial comprendida entre 5,115 y 8,98 m., espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m. de canto.

La Aleta más desfavorable forma con la perpendicular al Cantizano un ángulo de 90° - 71,438° = 18,562° luego el ángulo entre la horizontal con que el relleno incide es de $\beta = 18,562° + \arctg 2:3/90° = 6,95°$ y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = 0°$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,3578.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-6

E1.a - Altura de cálculo. $(4,295 - 2,50)\,3/4 + 2,00 + 0,75 = 3,72 + 0,75 = 4,47$ m

Vuelo de zapata. $(2,00 - 0,50)\,3/4 + 0,50 + 0,50 + 0,50 = 1,63 + 1,00 = 2,63$ m.

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,47^2 \times 0,3578 = 6,79$ t/m

Mto. de Vuelco $6,79 \times 4,47/3 = 10,12$ mt/m

Peso $= 21,10$ t/m

Mto. estabilizador $= 30,88$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $c_v = 30,88/10,12 = 3,05$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $c_d = 21,10 \times 0,5/6,79 = 1,55$

Tensiones. $e_b = 0,984$ m $\quad e_a = 0,331$ m

$\sigma = \frac{21,10}{2,63}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,331}{2,63}\right) = \begin{cases} 14,08\ t/m^2 \\ 1,96\ t/m^2 \end{cases}$ || $\sigma_{3/4} = 14,08/1,30 = 10,83\ t/m^2$

Adoptando H-200 y ΔEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 3,72^2 \times 0,3578 \times 3,72/3 = 5,83$ mt/m $\quad Md = 5,83 \times 1,6 = 9,33$ mt/m

$Uc = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m $\quad Us = 21$ t/m

Disposición en la cara de las tierras.

En vertical S ϕ12 p/ml (25,08 t/m)

En horizontal ϕ12 a 20 cm (25,08 t/m)

Disposición en la cara exterior.

En vertical S ϕ10 p/ml (17,42 t/m)

En horizontal ϕ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA PUNTERA.

$M = 14,08 \times 0,50^2/2 = 1,76$ mt/m $\quad Md = 1,76 \times 1,6 = 2,82$ mt/m

$Uc = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m $\quad Uj = 4$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal S ϕ12 p/ml (25,08 t/m)

y como reparto ϕ10 a 20 cm. (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M = (3,72 \times 1,9 + 0,75 \times 2,5) \times 1,63^2/2 = 11,88$ mt/m $Md = 11,88 \times 1,6 = 19,01$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000 / 1,5 = 947$ t/m $Vu = 27$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ 16 mm² (44,58 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

E1.b - Altura de cálculo. $(5,84 - 3,545) 3/4 + 3,545 + 1,50 = 5,27 + 1,50 = 6,77$ m

Ancho de zapata $(3,00 - 1,50) 3/4 + 1,50 + 1,00 + 1,00 = 2,63 + 2,00 = 4,63$ m

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,77^2 \times 0,3578 = 15,58$ t/m

Mto. de vuelco $15,58 \times 6,77/3 = 35,16$ mt/m

Peso = 48,19 t/m

Mto. estabilizador. = 127,16 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $Cv = 127,16/35,16 = 3,56$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $Cd = 48,19 \times 0,5/15,58 = 1,55$

Tensiones. $e_6 = 1,909$ m $e_0 = 0,406$ m

$$\sigma = \frac{48,19}{4,63}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,406}{4,63}\right) = \begin{cases} 15,88 \text{ t/m}^2 \\ 4,93 \text{ t/m}^2 \end{cases} \quad \sigma adm. = 15,88/1,30 = 12,22 \text{ Kg/cm}^2$$

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son.

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,27^2 \times 0,3578 \times 5,27/3 = 16,58$ mt/m $Md = 16,58 \times 1,6 = 26,53$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,96 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.152$ t/m $Vu = 28$ t/m

Disponemos en la cara de los tirantes.

En vertical. 5 Φ 16 mm² (44,58 t/m)

En horizontal Φ 12 a 20 cm. (25,08 t/m)

Disponemos en la cara libre.

En vertical 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m)

En horizontal Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 15,88 \times 1,00^2/2 = 7,94$ mt/m $Md = 7,94 \times 1,6 = 12,70$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m $Vu = 9$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ 12 mm² (25,08 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M = (5,27 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5) \times 2,63^2/2 = 47,60$ mt/m $Md = 47,60 \times 1,6 = 76,16$ mt/m

$Vc = 1,50 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m $Vu = 52$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ 20 mm² (69,66 t/m) y como reparto Φ 12 a 20 cm. (25,08 t/m)

E2.a - Altura de cálculo. $(5,865 - 2,00) 3/4 + 2,00 + 0,75 = 4,90 + 0,75 = 5,65$ m.

Ancho de zapata $(2,85 - 1,50) 3/4 + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,39 + 1,00 = 3,39$ m

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,65^2 \times 0,3578 = 10,85$ t/m

Mto. de vuelco $10,85 \times 5,65/3 = 20,44$ mt/m

Peso = 39,08 t/m.

Mto. estabilizador = 72,39 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco. $Cv = 72,39/20,44 = 3,54$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $Cd = 39,08 \times 0,5/10,85 = 1,80$

Tensiones. $e_6 = 1,329$ m. $e_0 = 0,366$ m

$$\sigma = \frac{39,08}{3,39}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,366}{3,39}\right) = \begin{cases} 19,00 \text{ t/m}^2 \\ 4,06 \text{ t/m}^2 \end{cases} \quad \sigma adm. = 19,00/1,30 = 14,61 \text{ t/m}^2$$

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son.

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,90^2 \times 0,3578 \times 4,90/3 = 13,33$ mt/m $Md = 13,33 \times 1,6 = 21,33$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m $Vu = 49$ t/m

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical — 5 ϕ16 pmf — −44,58 t/m

En horizontal — ϕ12 a 20 cm — −25,08 t/m

Disponemos en la cara libre.

En vertical — 5 ϕ10 pmf — −17,42 t/m

En horizontal — ϕ10 a 20 cm — −17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

M = 19,00 × 0,50²/2 = 2,38 mt/m — Md = 2,38 × 1,6 = 3,80 mt/m

Vc = 1,00 × 0,71 × 2000 / 1,5 = 947 t/m — Vd = 5 t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ12 pmf (25,08 t/m)

y como reparto ϕ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

M = (4,90 × 1,9 + 0,75 × 2,5) × 2,39²/2 = 31,94 mt/m — Md = 31,94 × 1,6 = 51,11 mt/m

Vc = 1,00 × 0,71 × 2000 / 1,5 = 947 t/m — Vd = 75 t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ20 pmf (69,66 t/m)

y como reparto ϕ10 a 20 cm (17,42 t/m)

E2.6 — Altura de cálculo (8,98 − 5,115) 3/4 + 5,115 + 1,50 = 8,01 + 1,50 = 9,51 m.

Anclaje de zapata (3,70 − 2,35) 3/4 + 2,35 + 1,00 + 1,00 = 3,36 + 2,00 = 5,36 m

Empujes. 1/2 × 1,9 × 9,51² × 0,3578 = 30,74 t/m

Mto. de vuelco 30,74 × 9,51 / 3 = 97,45 mt/m

Peso = 91,26 t/m

Mto. estabilizador = 272,10 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $C_V = 272,10 / 97,45 = 2,79$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $c_d = 91,26 \times 0,5 / 30,74 = 1,48$

Tensiones: $e_b = 1,914$ m. $e_0 = 0,766$ m

$$\sigma = \frac{91,26}{5,36}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,766}{5,36}\right) = \begin{cases} 31,63 \text{ t/m}^2 \\ 2,93 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$\sigma_{adm} = 31,63 / 1,30 = 24,33$ t/m²

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HOSTIA.

M = 1/2 × 1,9 × 8,01² × 0,3578 × 8,01/3 = 58,23 mt/m — Md = 58,23 × 1,6 = 93,17 mt/m

Vc = 1,00 × 0,96 × 0,9 × 2000/1,5 = 1152 t/m — Vd = 102 t/m

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical — 5 ϕ16 + 5 ϕ20 pmf — −114,24 t/m

En horizontal — ϕ12 a 20 cm — −25,08 t/m.

Disponemos en la cara libre.

En vertical — 5 ϕ12 pmf — −25,08 t/m

En horizontal — ϕ10 a 20 cm — −17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

M = 31,63 × 1,00²/2 = 15,82 mt/m — Md = 15,82 × 1,6 = 25,30 mt/m

Vc = 1,00 × 1,46 × 2000 / 1,5 = 1947 t/m — Vd = 17 t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ12 pmf (25,08 t/m)

y como reparto ϕ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

M = (8,01 × 1,9 + 1,50 × 2,5) × 3,36²/2 = 107,08 mt/m — Md = 107,08 × 1,6 = 171,32 mt/m

Vc = 1,00 × 1,46 × 2000 / 1,5 = 1947 t/m — Vd = 121 t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 ϕ16 + 5 ϕ20 pmf (114,24 t/m) y como reparto ϕ12 a 20 cm (25,08 t/m)

PASO SUPERIOR Nº 4

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de un vano de 33,20 m de longitud, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-140-B-120**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **32,70** m
Número de vigas por vano : **5**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **129,6322** g
Cálculo: **2788DH**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
PRECON
Avda. Hilario Olazagoitia, s/n.
31590 CASTEJÓN (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

TI JLO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-4

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788DH

TI O DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GE METRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	:	9
Ancho de la acera izq.	(m)	:	1
Ancho de la acera der.	(m)	:	1
Espesor de aceras	(m)	:	.2
Canto losa	(m)	:	.15
Espesor de aglomerado	(m)	:	.12
Canto encofrado perdido	(m)	:	.05
Entrega encof. perdido	(m)	:	.1
Canto total	(m)	:	1.6
Vuelo izquierdo	(m)	:	.6
Vuelo derecho	(m)	:	.6
N de vigas		:	5
Ala superior	(m)	:	1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	4.520
2	9.000	0.000
3	0.000	37.220
4	9.000	32.700

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,4.52) (9,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	33.30	32.70	0.00	1.400
2	33.30	32.70	2.18	1.400
3	33.30	32.70	4.36	1.400
4	33.30	32.70	6.55	1.400
5	33.30	32.70	8.73	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.4000 m		Inercia=	.13414836 m4
Ycg = .6932 m		Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg= .7068 m		Wxxs =	.18979625 m3
Area = .4929 m2			

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

AC ONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

CA AS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TI[illegible]LO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-4

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

DA[illegible]OS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	32.70	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.30	m
NUMERO DE VIGAS.....:	5	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
	164.69	105.26	89.05	93.37	150.37	358.99	602.73
	164.69	130.32	85.03	102.23	154.29	380.04	636.56
3	164.69	130.32	81.02	104.89	148.55	376.03	629.47
[illegible]	164.69	130.32	85.03	102.23	154.29	380.04	636.56
	164.69	105.26	89.05	93.37	150.37	358.99	602.73

HIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+7
V 2 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+7
V 3 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+6+11
V 4 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+13
V 5 HIP: PPV+PPL +1+4+5+6+13

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
[illegible]	20.15	12.88	10.89	11.42	18.69	74.03
2	20.15	15.94	10.40	12.51	19.18	78.17
	20.15	15.94	9.91	12.83	18.47	77.30
	20.15	15.94	10.40	12.51	19.18	78.17
5	20.15	12.88	10.89	11.42	18.69	74.03

TO[illegible]SORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

VI[illegible]A	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	2.61	46.70	74.03	.40
2	2.61	51.65	78.17	.14
3	2.59	54.05	77.30	.09
4	2.61	50.12	78.17	.14
5	2.61	46.70	74.03	.40

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.03	-.14	.68	-.41	.85	-.26	1.39	-.81
2	.08	-.05	.20	-.16	.27	-.11	.43	-.31
3	.12	-.09	.39	-.33	.57	-.17	.87	-.53
	.12	-.13	.52	-.44	.84	-.24	1.24	-.72
	.12	-.15	.62	-.51	1.08	-.31	1.54	-.88
6	.12	-.17	.67	-.55	1.24	-.34	1.74	-.96
7	.11	-.18	.69	-.56	1.27	-.33	1.78	-.96
	.12	-.17	.67	-.55	1.24	-.34	1.74	-.96
9	.12	-.15	.62	-.51	1.08	-.31	1.54	-.88
10	.12	-.13	.52	-.44	.84	-.24	1.24	-.72
1	.12	-.09	.39	-.33	.57	-.17	.87	-.53
1	.08	-.05	.20	-.16	.27	-.11	.43	-.31
13	.03	-.14	.68	-.41	.85	-.26	1.39	-.81

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
2	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
4	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
5	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
8	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
11	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
12	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min - Max)		TOTALES (Min - Max)	
1	1	33.63	8.84	38.75	42.46	72.38
1	61	33.63	9.55	37.12	43.18	70.75
2	2	36.75	9.89	53.43	46.64	90.18
2	62	36.75	10.30	51.86	47.05	88.61
3	3	36.75	9.74	51.57	46.49	88.32
3	63	36.75	9.74	51.57	46.49	88.32
4	4	36.75	10.30	51.86	47.05	88.61
4	64	36.75	9.89	53.43	46.64	90.18
5	5	33.63	9.55	37.12	43.18	70.75
5	65	33.63	8.84	38.75	42.46	72.38

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 725.200 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .227 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....: 20.409 T
Por acortamiento elastico del hormigon ....: 47.978 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....: 68.388 T (9.43%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....: 124.953 T (17.23%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 193.340 T (26.66%)

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 6.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-178.414	278.443	7 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2305.949	2340.969	6.9 m. desde extremo viga

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	232.866	253.996	917.140
Fibra Sup. Viga	1282.205	1434.589	1433.601	1895.808
Fibra Inf. Viga	1274.608	863.619	707.802	-236.550

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.6000 m Inercia= .25532824 m4
Ycg = .9399 m Wvxxi = .27164067 m3
Area = .7588 m2 Wvxxs = .55499923 m3
Ht-Ycg= .6601 m Wlxxs = .38683077 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 = 996.41 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 636.56 mt
Coeficiente de seguridad Mu/Mk = 1.57

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

DA OS DE CALCULO PARA LA VIGA : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.600 m
Ancho del alma de la viga	bw	.150 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827 cm2/m
	Vcuo	19.460 Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	20.145	15.941	10.402	12.505	19.181
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .210
CO ANTE Vd = 117.262 Tn Vu1 = 244.167 Tn Asc calculo = 12.803 cm2/m
Tc1,d = 59.955 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .872 m cotg(theta) = 1.294

RA NTE Vd = 63.132 Tn Tau = 2.574 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
AL SUP Vd = 25.509 Tn Tau = 15.184 Kp/cm2 As calculo = 5.423 cm2/m
ALA INF Vd = 46.905 Tn Tau = 10.470 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	18.420	14.576	9.511	11.458	18.320
M	26.996	21.362	13.939	16.041	25.649

TO.. ASOC T = .527
CORTANTE Vd = 108.428 Tn Vu1 = 212.640 Tn Asc calculo = 8.383 cm2/m
Tc1,d = 115.142 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .872 m cotg(theta) = 1.825

RASANTE Vd = 58.933 Tn Tau = 2.403 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 23.588 Tn Tau = 14.040 Kp/cm2 As calculo = 5.014 cm2/m
AL INF Vd = 43.371 Tn Tau = 9.681 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TR IO 3 (SECCION A 2.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	17.188	13.601	8.875	10.737	17.706
M	44.800	35.451	23.132	25.769	42.494

TO . ASOC T = .753
CO ANTE Vd = 102.160 Tn Vu1 = 208.915 Tn Asc calculo = 7.636 cm2/m
Tc1,d = 74.414 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .872 m cotg(theta) = 1.885

RA NTE Vd = 55.976 Tn Tau = 2.283 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 22.224 Tn Tau = 13.229 Kp/cm2 As calculo = 4.725 cm2/m
ALA INF Vd = 40.864 Tn Tau = 9.121 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 5.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	13.492	10.676	6.966	8.716	15.861
M	90.820	71.867	46.893	47.067	85.651

TOR. ASOC T = 1.433
CORTANTE Vd = 83.568 Tn Vu1 = 215.478 Tn Asc calculo = 8.372 cm2/m
Tc1,d = -28.521 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.780

RASANTE Vd = 47.316 Tn Tau = 1.930 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 18.179 Tn Tau = 10.821 Kp/cm2 As calculo = 3.865 cm2/m
ALA INF Vd = 33.427 Tn Tau = 7.461 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 6.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	12.013	9.506	6.203	7.967	15.124
M	106.123	83.977	54.794	52.581	99.816

TOR. ASOC T = 1.705
CORTANTE Vd = 76.219 Tn Vu1 = 217.685 Tn Asc calculo = 7.849 cm2/m
Tc1,d = -61.780 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.745

RASANTE Vd = 43.940 Tn Tau = 1.792 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 16.581 Tn Tau = 9.870 Kp/cm2 As calculo = 3.525 cm2/m
ALA INF Vd = 30.488 Tn Tau = 6.805 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 6 (SECCION A 10.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.838	5.411	3.531	5.609	12.542
M	145.711	115.304	75.235	60.578	135.448

TOR. ASOC T = 2.656
CORTANTE Vd = 50.896 Tn Vu1 = 209.606 Tn Asc calculo = 4.983 cm2/m
Tc1,d = -98.346 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.874

RASANTE Vd = 32.522 Tn Tau = 1.327 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 11.072 Tn Tau = 6.591 Kp/cm2 As calculo = 2.551 cm2/m
ALA INF Vd = 20.359 Tn Tau = 4.544 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: I140B120

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 725.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	13	1.400	.100
3	7	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

CABLES ENVAINADOS: 7 EN 6.9 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.50	26	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	2.20	22	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	7.20	72	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	4.75	47	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.50	26	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	2.20	22	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	7.20	72	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	4.75	47	2	
ALA.SUP	1	1 d 12 a 20 cms	2.50	26	4	BARRAS
	2	1 d 12 a 20 cms	2.20	22	4	
	3	1 d 12 a 20 cms	7.20	72	4	
	4	1 d 10 a 20 cms	4.75	47	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 21.267 Tn
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 41.03 Tn LONGITUD TOTAL: 33.30m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 9.13m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 90.18 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 42.462 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .889 Tn.
VIENTO	: 2.571 Tn.
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	: 112.73 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 53.08 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

DATOS PARA PRESUPUESTO

VIGAS I140B120	DE	M DE LONGITUD
Viga 1....:	33.30	
Viga 2....:	33.30	
Viga 3....:	33.30	
Viga 4....:	33.30	
Viga 5....:	33.30	

APOYOS DE NEOPRENO N. 10

126.54 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	13	CABLES
FILA 3	7	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 7 EN 6.90 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	13	CABLES
FILA 3	7	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 7 EN 6.90 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	13	CABLES
FILA 3	7	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 7 EN 6.90 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	13	CABLES
FILA 3	7	CABLES
FILA 4	0	CABLES

FILA 5 ..... 0 CABLES
FILA 6 ..... 4 CABLES

CABLES ENVAINADOS : 7 EN 6.90 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 5

FILA 1 ..... 13 CABLES
FILA 2 ..... 13 CABLES
FILA 3 ..... 7 CABLES
FILA 4 ..... 0 CABLES
FILA 5 ..... 0 CABLES
FILA 6 ..... 4 CABLES

CABLES ENVAINADOS : 7 EN 6.90 M DESDE EL EXTREMO

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
NDA: 1				
INFERIOR	57.57 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	38.91 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ANDA: 2				
INFERIOR	42.62 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	33.89 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	49.71 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	36.28 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	56.05 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	38.44 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ANDA: 5				
INFERIOR	61.40 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	40.09 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ANDA: 6				
INFERIOR	65.06 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	40.80 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
ANDA: 7				
INFERIOR	66.08 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	40.42 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	65.06 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	40.80 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	61.40 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	40.09 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:10				
INFERIOR	56.05 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	38.44 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:11				
INFERIOR	49.71 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	36.28 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:12				
INFERIOR	42.62 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	33.89 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:13				
INFERIOR	57.57 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	38.91 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ARMADURA PROPUESTA:				
ZONA 1-3 INFERIOR		7 D 16 pml	5 D 12 pml	15.51 Kg/m2
SUPERIOR		8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ZONA 2 INFERIOR		8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR		5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº4 - ESTRIBOS (L=10,07 M.) | FECHA | REF. | HOJA 1-4

ESTRIBO 1 - La altura total del hastial es de 11,50 m., de los 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm y los 9,85 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m y un talón de 5,00 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 13,00^2 \times 0,33 = 52,98$ t/m

$E_{SC} = 1,00 \times 13,00 \times 0,33 = 4,29$ t/m

$E = 57,27$ t/m

$M_V = 52,98 \times 13,00/3 + 4,29 \times 13,00/2 = 257,47$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 172,45 t/m

M_E = 684,76 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 684,76 / 257,47 = 2,66$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 172,45 \times 0,5 / 57,27 = 1,51$

② Estribo con tablero sin sobrecarga

$E = 57,27 + 0,24 \times \text{sen } 63,331° \times 5 / 10,07 = 57,38$ t/m

$M_V = 257,47 + 0,11 \times (9,85 + 1,50) = 258,72$ mt/m

$P = 172,45 + 177,51 / 10,07 = 190,08$ t/m

$M_E = 684,76 + 17,63 \times (1,00 + 0,45) = 710,32$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 710,32 / 258,72 = 2,75$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 190,08 \times 0,5 / 57,38 = 1,66$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 57,38 + 0,889 \times \text{Hu } 63,331° \times 5 / 10,07 = 57,77$ t/m

$M_V = 258,72 + 0,39 \times (9,85 + 1,50) = 263,15$ mt/m

$P = 172,45 + 410,24 / 10,07 = 213,19$ t/m

$M_E = 684,76 + 40,74 \times (1,00 + 0,45) = 743,83$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 743,83 / 263,15 = 2,83$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 213,19 \times 0,5 / 57,77 = 1,85$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

Tensiones máximas $R_b = 2,255$ m. < 7,20/3

$T = 2 \times 213,19 / 3 \times 2,255 = 63,03$ t/m²

ARMADURAS: H-200 , BEH-500 , c=40 mm

HASTIAL.

$M_d = 1,6 \left(\frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,50^2 \times 0,33 \times 11,50/3 + 1,00 \times 11,50 \times 0,33 \times 11,50/2 \right) = 289,20$ mt/m

$U_T = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.392$ t/m $U_f = 285$ t/m

Disponemos en la cara de las tierras en vertical 5 Ø25 + 5 Ø32 pmL (287,18 t/m) y en horizontal Ø20 a 20 cm (69,66 t/m).

Disponemos en la cara cara en vertical 5 Ø16 pmL (44,58 t/m) y en horizontal Ø10 a 20 cm (17,42 t/m).

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo de las vigas disponemos malla de Ø12 a 20 cm.

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 1,6 \times 63,03 \times 1,00^2/2 = 50,42$ mt/m $U_T = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m

$U_f = 84$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Ø20 pmL (69,66 t/m) y como reparto Ø10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA. TALON.

$M_d = 1,6 (11,50 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 5,00^2/2 = 532,00$ mMn.

$U_T = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m $U_f = 420$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 Ø32 pmL (556,72 t/m) y como reparto Ø20 a 20 cm (69,66 t/m)

ESTRIBO 2 - La altura total del hastial es de 10,40 m. de los que 1,65 m superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 8,75 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón de 4,80 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,90^2 \times 0,33 = 44,39$ t/m

$E_{SC} = 1,00 \times 11,90 \times 0,33 = 3,93$ t/m ‖ $E = 48,32$ t/m

$M_V = 44,39 \times 11,90/3 + 3,93 \times 11,90/2 = 199,46$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 148,99 t/m

Me = 573,48 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 573,48 / 199,46 = 2,88$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 148,99 \times 0,5 / 48,32 = 1,54$

② Estribo con tablero sin sobrecarga.

$E = 48,32 + 0,24 \times \operatorname{sen} 63,331° \times 5/10,07 = 48,43$ t/m.

$M_V = 199,46 + 0,11 \times (8,75+1,50) = 200,59$ mt/m

$P = 148,99 + 177,51/10,07 = 166,62$ t/m

$M_V = 573,48 + 17,63 \times (1,00+0,45) = 599,04$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 599,04/200,59 = 2,99$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 166,62 \times 0,5/48,43 = 1,72$

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 48,43 + 0,389 \operatorname{sen} 63,331° \times 5/10,07 = 48,82$ t/m

$M_V = 200,59 + 0,39 \times (8,75+1,50) = 204,59$ mt/m

$P = 148,99 + 410,24/10,07 = 189,73$ t/m

$M_E = 573,48 + 40,74 \times (1,00+0,45) = 632,55$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 632,55/204,59 = 3,09$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_D = 189,73 \times 0,5/48,82 = 1,94$

Tensiones máximas. $e_6 = 2,256$ m. $< 7,00/3$

$\sigma = 2 \times 189,73/3 \times 2,256 = 56,07$ t/m²

ARMADURAS H-200 , ΔEH-500 , c=40 mm

HASTIAL.

$M_d = 1,6 \left(\frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,40^2 \times 0,33 \times 10,40/3 + 1,50 \times 10,40 \times 0,33 \times 10,40/2 \right) = 216,63$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 1,6 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.382$ t/m $V_f = 205$ t/m

Dispondremos en la cara de tracción vertical 10 Φ25 mm/l (217,75 t/m) y en horizontal Φ16 a 20 cm (44,58 t/m).

Dispondremos en la cara exterior en vertical 5 Φ12 mm/l (25,08 t/m) y en horizontal Φ10 a 20 cm (17,42 t/m)

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo de las vigas dispondremos malla de Φ12 a 20 cm

ZAPATA PUNTERA.

$M_d = 1,6 \times 56,07 \times 1,00^2/2 = 44,86$ mt/m $V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m

$V_f = 230$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal 5 Φ16 mm/l (44,58 t/m) y como reparto Φ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA-TALON.

$M_d = 1,6 \left(10,00 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00 \right) \times 4,80^2/2 = 451,77$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m $V_f = 348$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal 10 Φ32 mm/l (356,70 t/m) y como reparto Φ20 a 20 cm (69,66 t/m)

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº4 - ALETAS. | FECHA | REF. | HOJA 1-4

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los taludes laterales se dividen en 8 unidades diferenciadas por su geometría y su solicitación. Cada 2 forman una Aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva apoyado 2 Deltas de iguales alturas y diferentes longitudes.

ESTRIBO 1 - Los 2 Deltas adyacentes tienen una longitud total de 18,00 m. y su continuación del Estribo en dirección paralela a los ríos. Se dividen a su vez en dos partes de 9,00 m. la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 7,125 m. espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 6,375 y 11,50 m, espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m. de canto.

ESTRIBO 2 - Los 2 Deltas adyacentes tienen una longitud total de 18,00 m. y son continuación del Estribo en dirección paralela a los ríos. Se dividen a su vez en dos partes de 9,00 m. la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 6,575 m. espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 5,825 y 10,40 m. espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m. de canto.

La delta más desfavorable forma con la perpendicular al cauce un ángulo de $90° - 63,331 = 26,669°$, luego el ángulo sobre la horizontal con que el talud incide en el suelo es $\beta = 26,669°$ arc. $tg\ 2:3 / 90° = 29,98°$ y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = 0$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,37

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

E1.a - Altura de cálculo. $(7,125 - 2,00)\ 3/4 + 2,00 + 0,75 = 5,84 + 0,75 =$ 6,59 m.

Suelo de zapata. $(3,35 - 1,00)\ 3/4 + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,76 + 1,00 =$ 3,76 m.

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,59^2 \times 0,37 = 15,26$ t/m.

Mto. de vuelco $15,26 \times 6,59/3 = 33,53$ mt/m.

Peso $= 44,97$ t/m

Mto. estabilizador. $= 91,60$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $c_v = 91,60/33,53 = 2,73$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $c_d = 44,97 \times 0,5/15,26 = 1,47$

Tensiones. $e_b = 1,291$ m. $e_a = 0,589$ m.

$$\sigma = \frac{44,97}{3,76}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,589}{3,76}\right) < \begin{matrix} 23,20\ t/m^2 \\ 0,72\ t/m \end{matrix} \quad \text{Radm} = 23,20/1,3 = 17,85\ t/m^2$$

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,84^2 \times 0,37 \times 5,84/3 = 23,34$ mt/m. $\quad Md = 23,34 \times 1,6 = 37,34$ mt/m.

$V_c = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m. $\quad V_d = 90$ t/m.

Disponemos en la cara de los tierras

En vertical 5 Φ 25 mm/m $\quad -108,85$ t/m

En horizontal Φ 12 a 20 cm $\quad -25,08$ t/m

Disponemos en la cara libre.

En vertical 5 Φ 10 mm/m $\quad -17,42$ t/m

En horizontal Φ 10 a 20 cm $\quad -17,42$ t/m

ZAPATA. PUNTERA.

$M = 23,20 \times 0,85^2/2 = 2,90$ mt/m $\quad Md = 2,90 \times 1,6 = 4,64$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m $\quad V_d = 6$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ 12 mm/m (28,08 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm

ZAPATA · TALON.

$M_2 = (5,84 \times 1,9 + 0,75 \times 2,5) \times 2,76^2/2 = 49,40$ mt/m $Md = 49,40 \times 1,6 = 79,04$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000 / 1,5 = 947$ t/m $Vf = 121$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 ϕ20 p/m (139,3 t/m)

y como reparto ϕ12 a 20 cm (25,08 t/m)

E1.6 – Altura de cálculo $(11,50 - 6,375)\,3/4 + 6,375 + 1,50 = 10,22 + 1,50 = 11,72$ m

Ancho de cálculo $(5,20 - 2,85)\,3/4 + 2,85 + 1,00 + 1,00 = 4,61 + 2,00 = 6,61$ m

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,72^2 \times 0,37 = 48,28$ t/m

Mb. de vuelco. $48,28 \times 11,72/3 = 188,62$ mt/m

Peso $= 139,86$ t/m

Mb. estabilizador $= 508,64$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $cv = 508,64/188,62 = 2,68$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $cd = 139,86 \times 0,5/48,28 = 1,45$

Tensiones. $e_6 = 2,267$ m. $e_0 = 1,038$ m

$\sigma = \frac{139,86}{6,61}\left(1 \pm \frac{6 \times 1,038}{6,61}\right) < \frac{41,09 \text{ t/m}^2}{1,22 \text{ t/m}^2}$ $\sigma_{adm} = 41,09/1,30 = 31,61$ t/m²

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 90 mm los ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,22^2 \times 0,37 \times 10,22/3 = 125,07$ mt/m $Md = 125,07 \times 1,6 = 200,11$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,96 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.152$ t/m $Vf = 239$ t/m

Disponemos en la cara de los tierras

En vertical 10 ϕ25 p/m −217,70 t/m

En horizontal ϕ20 a 20 cm −69,66 t/m

Disponemos en la cara libre

En vertical 5 ϕ12 p/m −25,08 t/m

En horizontal ϕ10 a 20 cm −17,42 t/m

ZAPATA · PUNTERA.

$M = 41,09 \times 1,00^2/2 = 20,55$ mt/m $Md = 20,55 \times 1,6 = 32,87$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m $Vf = 22$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ16 p/m (44,58 t/m)

y como reparto ϕ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA · TALON.

$M = (10,22 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5) \times 4,61^2/2 = 246,18$ mt/m $Md = 246,18 \times 1,6 = 393,89$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m $Vf = 298$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 ϕ25 + 5 ϕ32 p/m (287,18 t/m) y como reparto ϕ20 a 20 cm (69,66 t/m)

EL CALCULO DE LAS ALETAS DEL ESTRIBO 2 ES IDENTICO AL DE LAS ALETAS DEL ESTRIBO 1 DEL PASO SUPERIOR N° 6.

PASO SUPERIOR Nº 5

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

1.1.- CALCULO TABLERO VANO 1

1.2.- CALCULO TABLERO VANO 2

1.3.- CALCULO PILAS Y DINTELES

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de dos vanos de 33,50 m y 21,00 m de longitud cada uno, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga :	**I-140-B-120**
Ancho medio del tablero :	**9,00** m
Luz máxima de cálculo :	**32,70** m
Número de vigas por vano :	**5 ÷ 4**
Canto total de losa :	**0,20** m
Sobrecarga uniforme :	**400** kp/m²
Sobrecarga de carro :	**60** Mp
Pavimento asfáltico :	**0,05÷0,12** m
Barandilla :	**50** kp/m
Esviaje:	**150,0000** g
Espesor losa continuidad:	**0,13** m
Cálculo:	**2788EA – 2788EB**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
PREFACO
Avda. Hilario Isiadoro s/n.
31530 CASTEJÓN (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

OBRA: LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5
CLIENTE: FERROVIAL - OBRAS CASTILLEJOS
REFERENCIA: N0972788 FECHA: 16/04/98

ZONA DE CONTINUIDAD LOSAS DE PUENTES

ENTRADA DE DATOS:

GEOMETRIA

LUZ VIGA TABLERO IZQUIERDO:	32.70 m
LUZ VIGA TABLERO DERECHO:	20.20 m
LUZ ZONA DE CONTINUIDAD:	2.80 m
INERCIA VIGA + LOSA IZDA:	0.2553 m4
INERCIA VIGA + LOSA DCHA:	0.2702 m4
INERCIA LOSA ZONA CONTINUIDAD:	0.0004 m4
INTEREJE:	1.95 m
ESPESOR LOSA ZONA DE CONTINUIDAD:	0.13 m
ESPESOR PAVIMENTO:	0.12 m

MATERIALES

RESISTENCIA HORMIGON VIGA IZDA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON VIGA DCHA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON LOSA CONT:	250 kp/cm2	Gc=	1.50
RESISTENCIA ACERO LOSA CONT:	5100 kp/cm2	Gs=	1.15

COEFICIENTE DE MAYORACION DE ACCIONES EN LOSA	Gd=	1.60
RECUBRIMIENTO DE CALCULO .SUP:	0.04 m	
.INF:	0.02 m	

ESFUERZOS

MOMENTO CARGA PERMANENTE IZDA:	90.41 mt
MOMENTO CARGA PERMANENTE DCHA:	41.47 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA IZDA:	103.17 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA DCHA:	57.50 mt
MOMENTO CARRO VIGA IZDA:	161.98 mt
MOMENTO CARRO VIGA DCHA:	140.89 mt
REOLOGICAS Y FRENADO EN JUNTA:	5.72 t
¿CARRO DE LA INSTRUCCION SOBRE LA LOSA?:	SI
SOBRECARGA SOBRE LA LOSA DE CONTINUIDAD:	0.40 t/m2

SALIDA DE RESULTADOS:

ESFUERZOS

	Mdcho (mt/m)	Mcentro (mt/m)	Mizdo (mt/m)
1.- Carga permanente tablero	-0.0955	-0.2262	-0.3569
2.- Sobrecarga sobre tablero	0.4073	-0.2036	-0.8145
3.- Carro sobre tablero	0.6394	-0.3197	-1.2789
4.- Carga permanente continuidad	-0.4005	0.2002	-0.4005
5.- Sobrecarga continuidad	-0.2613	0.1307	-0.2613
6.- Carro continuidad	-0.0757	0.0378	-0.0757

Máximo momento positivo	1.0467 mt
Máximo momento negativo	-3.1878 mt

CALCULO DE LA ARMADURA

Armadura superior

Md = -5.1005 mt
Uc = 150.0000 t
d = 0.09 m
d' = 0.04 m
Us1 = 77.6989 t
Us2 = 7.5102 t

Asup = 17.52 cm2

Armadura inferior

Md = 1.6747 mt
Uc = 183.3333 t
d = 0.11 m
d' = 0.02 m
Us1 = 18.26274 t
Us2 = 0.0000 t

Ainf = 4.12 cm2

Para el cálculo de la losa de continuidad se ha seguido el siguiente método simplificado :

1.- Calcular, como viga biapoyada, los giros y las flechas que se producen en cada vano, en los puntos de conexión con la losa de continuidad, debidos exclusivamente a las cargas aplicadas a ellos.

2.- Calcular los esfuerzos en la losa de continuidad al imponerle los giros y las flechas antes determinados.

3.- Superponer, si es necesario, los esfuerzos debidos a las cargas que actuen en la propia losa de continuidad, considerándola como empotrada en las vigas.
a ellos.

Este método es válido en base a la gran diferencia de rigideces que existe entre la viga + losa.

La armadura obtenida con este método se compara con la obtenida en un análisis, en servicio y en rotura, según un modelo no lineal por el material que se condensa en la siguiente tabla de dimensionamiento :

	LUZ (m)		ARMADURAS	SEPARACION (cm)		
espesor (cm)	optima	n=0.26	posición	ø 12	ø16	ø20
15	2.5	2.6	negativos	7.0	11.0	15.0
			positivos	8.5	12.5	17.0
16	2.7	3.0	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.5	16.5
17	2.9	3.4	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.0	16.5
18	3.1	3.8	negativos	6.5	10.0	14.0
			positivos	7.5	12.0	16.0

Finalmente, se dispone la máxima de la obtenida por ambos métodos.

OBRA: LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2
CLIENTE: FERROVIAL - OBRAS CASTILLEJOS
REFERENCIA: N0972788 FECHA: 16/04/98

ZONA DE CONTINUIDAD LOSAS DE PUENTES

ENTRADA DE DATOS:

GEOMETRIA

LUZ VIGA TABLERO IZQUIERDO:	32.70 m
LUZ VIGA TABLERO DERECHO:	20.20 m
LUZ ZONA DE CONTINUIDAD:	2.80 m
INERCIA VIGA + LOSA IZDA:	0.2553 m4
INERCIA VIGA + LOSA DCHA:	0.2702 m4
INERCIA LOSA ZONA CONTINUIDAD:	0.0005 m4
INTEREJE:	2.60 m
ESPESOR LOSA ZONA DE CONTINUIDAD:	0.13 m
ESPESOR PAVIMENTO:	0.12 m

MATERIALES

RESISTENCIA HORMIGON VIGA IZDA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON VIGA DCHA:	500 kp/cm2		
RESISTENCIA HORMIGON LOSA CONT:	250 kp/cm2	Gc=	1.50
RESISTENCIA ACERO LOSA CONT:	5100 kp/cm2	Gs=	1.15
COEFICIENTE DE MAYORACION DE ACCIONES EN LOSA Gd=			1.60
RECUBRIMIENTO DE CALCULO .SUP:	0.04 m		
.INF:	0.02 m		

ESFUERZOS

MOMENTO CARGA PERMANENTE IZDA:	90.41 mt
MOMENTO CARGA PERMANENTE DCHA:	41.47 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA IZDA:	103.17 mt
MOMENTO SOBRECARGA VIGA DCHA:	57.50 mt
MOMENTO CARRO VIGA IZDA:	161.98 mt
MOMENTO CARRO VIGA DCHA:	140.89 mt
REOLOGICAS Y FRENADO EN JUNTA:	5.72 t
¿CARRO DE LA INSTRUCCION SOBRE LA LOSA?:	SI
SOBRECARGA SOBRE LA LOSA DE CONTINUIDAD:	0.40 t/m2

SALIDA DE RESULTADOS:

SFUERZOS

	Mdcho (mt/m)	Mcentro (mt/m)	Mizdo (mt/m)
1.- Carga permanente tablero	-0.0955	-0.2262	-0.3569
.- Sobrecarga sobre tablero	0.4073	-0.2036	-0.8145
.- Carro sobre tablero	0.6394	-0.3197	-1.2789
4.- Carga permanente continuidad	-0.4005	0.2002	-0.4005
.- Sobrecarga continuidad	-0.2613	0.1307	-0.2613
.- Carro continuidad	-0.0757	0.0378	-0.0757

Máximo momento positivo 1.0467 mt
Máximo momento negativo -3.1878 mt

CALCULO DE LA ARMADURA

Armadura superior

Md = -5.1005 mt
Uc = 150.0000 t
d = 0.09 m
d' = 0.04 m
Us1 = 77.1118 t
Us2 = 7.5102 t

Asup = 17.39 cm2

Armadura inferior

Md = 1.6747 mt
Uc = 183.3333 t
d = 0.11 m
d' = 0.02 m
Us1 = 17.67567 t
Us2 = 0.0000 t

Ainf = 3.99 cm2

Para el cálculo de la losa de continuidad se ha seguido el siguiente método simplificado :

1.- Calcular, como viga biapoyada, los giros y las flechas que se producen en cada vano, en los puntos de conexión con la losa de continuidad, debidos exclusivamente a las cargas aplicadas a ellos.

2.- Calcular los esfuerzos en la losa de continuidad al imponerle los giros y las flechas antes determinados.

3.- Superponer, si es necesario, los esfuerzos debidos a las cargas que actuen en la propia losa de continuidad, considerándola como empotrada en las vigas.
a ellos.

Este método es válido en base a la gran diferencia de rigideces que existe entre la viga + losa.

La armadura obtenida con este método se compara con la obtenida en un análisis, en servicio y en rotura, según un modelo no lineal por el material que se condensa en la siguiente tabla de dimensionamiento :

	LUZ (m)		ARMADURAS	SEPARACION (cm)		
espesor (cm)	optima	p=0.26	posición	ø 12	ø16	ø20
15	2.5	2.6	negativos	7.0	11.0	15.0
			positivos	8.5	12.5	17.0
16	2.7	3.0	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.5	16.5
17	2.9	3.4	negativos	7.0	10.5	14.5
			positivos	8.0	12.0	16.5
18	3.1	3.8	negativos	6.5	10.0	14.0
			positivos	7.5	12.0	16.0

Finalmente, se dispone la máxima de la obtenida por ambos métodos.

1.1. – CALCULO TABLERO VANO 1

TI JLO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

NO^3RE ARCHIVO REFERENCIA: 2788EA

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GE_METRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	:	9
Ancho de la acera izq.	(m)	:	1
Ancho de la acera der.	(m)	:	1
Espesor de aceras	(m)	:	.2
Canto losa	(m)	:	.15
Espesor de aglomerado	(m)	:	.12
Canto encofrado perdido	(m)	:	.05
Entrega encof. perdido	(m)	:	.1
Canto total	(m)	:	1.6
Vuelo izquierdo	(m)	:	.6
Vuelo derecho	(m)	:	.6
N| de vigas		:	5
Ala superior	(m)	:	1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	9.000
2	9.000	0.000
3	0.000	41.700
4	9.000	32.700

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,9) (9,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	33.50	32.70	0.00	1.400
2	33.50	32.70	2.18	1.400
3	33.50	32.70	4.36	1.400
4	33.50	32.70	6.55	1.400
5	33.50	32.70	8.73	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.4000 m		Inercia=	.13414836 m4
Ycg = .6932 m		Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg= .7068 m		Wxxs =	.18979625 m3
Area = .4929 m2			

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	350	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	218.75 Kp/cm2	22.35 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

AC IONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

C. GAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TIT LO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

DAT S GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
UZ MAXIMA DE CALCULO .....:	32.70	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....:	5	
ANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
	164.69	105.26	90.41	89.95	144.02	360.36	594.32
2	164.69	130.32	83.85	103.17	160.30	378.86	640.96
3	164.69	130.32	78.77	105.71	161.98	373.78	641.47
	164.69	130.32	83.85	103.17	160.30	378.86	640.96
	164.69	105.26	90.41	89.95	144.02	360.36	594.32

HIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+7
V 2 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+9
V 3 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+6+12
V 4 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+15
V 5 HIP: PPV+PPL +1+4+5+6+17

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	20.15	12.88	11.06	11.00	17.90	72.99
2	20.15	15.94	10.26	12.62	19.93	78.89
	20.15	15.94	9.64	12.93	20.14	78.79
	20.15	15.94	10.26	12.62	19.93	78.89
5	20.15	12.88	11.06	11.00	17.90	72.99

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

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	3.09	45.96	72.99	.24
2	3.06	54.54	78.89	.07
3	2.96	50.45	78.79	.22
4	3.06	50.89	78.89	.07
5	3.09	45.96	72.99	.24

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BARRA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.04	-.23	.81	-.51	1.05	-.29	1.62	-.99
	.15	-.08	.28	-.19	.40	-.19	.59	-.40
3	.20	-.08	.42	-.39	.56	-.29	.91	-.71
	.22	-.11	.58	-.53	.83	-.39	1.31	-.96
	.22	-.12	.70	-.63	1.04	-.51	1.62	-1.14
6	.21	-.14	.76	-.69	1.18	-.61	1.81	-1.23
7	.19	-.15	.79	-.71	1.24	-.66	1.88	-1.21
	.21	-.14	.76	-.69	1.18	-.61	1.81	-1.23
	.22	-.12	.70	-.63	1.04	-.51	1.62	-1.14
10	.22	-.11	.58	-.53	.83	-.39	1.31	-.96
1	.20	-.08	.42	-.39	.56	-.29	.91	-.71
1	.15	-.08	.28	-.19	.40	-.19	.59	-.40
13	.04	-.23	.81	-.51	1.05	-.29	1.62	-.99

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

BA''DA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
2	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
5	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
8	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
9	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
11	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
12	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09
1	.13	-.13	2.88	-2.88	.09	-.09

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	33.83	9.24	37.76	43.07	71.59
1	61	33.83	10.10	36.12	43.93	69.95
2	2	36.97	9.65	53.98	46.62	90.95
2	62	36.97	10.38	54.00	47.35	90.97
3	3	36.97	9.62	52.86	46.59	89.83
3	63	36.97	9.62	52.86	46.59	89.83
4	4	36.97	10.38	54.00	47.35	90.97
4	64	36.97	9.65	53.98	46.62	90.95
5	5	33.83	10.10	36.12	43.93	69.95
5	65	33.83	9.24	37.76	43.07	71.59

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 725.200 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .227 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....:	20.409 T	
Por acortamiento elastico del hormigon ....:	49.507 T	
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....:	69.916 T	(9.64%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....:	124.771 T	(17.21%)
P E R D I D A S T O T A L E S .....:	194.687 T	(26.85%)

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 9.7 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-140.032	442.908	9 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2133.448	2183.574	10.1 m. desde extremo viga

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	229.793	250.950	932.042
Fibra Sup. Viga	1282.555	1432.807	1431.815	1906.531
Fibra Inf. Viga	1270.020	863.485	707.447	-262.463

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.6000 m	Inercia=	.25532824 m4
Ycg =	.9399 m	Wvxxi =	.27164067 m3
Area =	.7588 m2	Wvxxs =	.55499923 m3
Ht-Ycg=	.6601 m	Wlxxs =	.38683077 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 =	996.44 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	642.32 mt
Coeficiente de seguridad	Mu/Mk =	1.55

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 : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.600 m
Ancho del alma de la viga	bw	.150 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827 cm2/m
	Vcuo	19.460 Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	20.145	15.941	10.257	12.620	19.927
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .110
CORTANTE Vd = 118.336 Tn Vu1 = 243.436 Tn Asc calculo = 12.762 cm2/m
Tc1,d = 73.408 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .940 m cotg(theta) = 1.309

RASANTE Vd = 64.207 Tn Tau = 2.618 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 25.743 Tn Tau = 15.323 Kp/cm2 As calculo = 5.473 cm2/m
ALA INF Vd = 47.335 Tn Tau = 10.566 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	18.420	14.576	9.379	11.563	19.033
M	26.996	21.362	13.745	16.188	26.646

TOR. ASOC T = .493
CORTANTE Vd = 109.457 Tn Vu1 = 216.425 Tn Asc calculo = 8.750 cm2/m
Tc1,d = 100.008 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .940 m cotg(theta) = 1.765

RASANTE Vd = 59.962 Tn Tau = 2.445 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 23.811 Tn Tau = 14.173 Kp/cm2 As calculo = 5.062 cm2/m
ALA INF Vd = 43.783 Tn Tau = 9.773 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	12 a 0.20 m	(5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	16.695	13.211	8.500	10.552	18.139
M	51.577	40.814	26.260	29.545	50.789

TOR. ASOC T = .877
CORTANTE Vd = 100.646 Tn Vu1 = 213.373 Tn Asc calculo = 7.826 cm2/m
Tc1,d = 43.344 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.814

RASANTE Vd = 55.786 Tn Tau = 2.275 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 21.895 Tn Tau = 13.033 Kp/cm2 As calculo = 4.654 cm2/m
ALA INF Vd = 40.258 Tn Tau = 8.986 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	12 a 0.20 m	(5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

RA) 4 (SECCION A 5.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
	13.985	11.066	7.120	9.056	16.734
	85.325	67.519	43.442	45.280	83.669

OR ASOC T = 1.479
OR ANTE Vd = 86.941 Tn Vu1 = 218.797 Tn Asc calculo = 8.957 cm2/m
Tc1,d = -32.868 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.728

AS NTE Vd = 49.365 Tn Tau = 2.013 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
LA SUP Vd = 18.913 Tn Tau = 11.258 Kp/cm2 As calculo = 4.021 cm2/m
LA INF Vd = 34.777 Tn Tau = 7.763 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 7.200 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.274	8.921	5.740	7.675	15.329
M	113.109	89.505	57.588	55.257	110.367

TOR. ASOC T = 2.081
CORTANTE Vd = 73.408 Tn Vu1 = 223.116 Tn Asc calculo = 7.720 cm2/m
Tc1,d = -93.762 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.659

RASANTE Vd = 43.115 Tn Tau = 1.759 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 15.969 Tn Tau = 9.506 Kp/cm2 As calculo = 3.395 cm2/m
ALA INF Vd = 29.363 Tn Tau = 6.554 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 6 (SECCION A 11.200 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	6.345	5.021	3.231	5.456	12.774
M	148.348	117.390	75.530	61.104	143.068

TOR. ASOC T = 3.176
CORTANTE Vd = 49.241 Tn Vu1 = 210.497 Tn Asc calculo = 4.959 cm2/m
Tc1,d = -107.675 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .669 m cotg(theta) = 1.860

RASANTE Vd = 32.191 Tn Tau = 1.314 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 10.712 Tn Tau = 6.376 Kp/cm2 As calculo = 2.551 cm2/m
ALA INF Vd = 19.696 Tn Tau = 4.396 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: I140B120

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 350 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 725.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	13	1.400	.100
3	7	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

CABLES ENVAINADOS: 9 EN 10.1 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.60	26	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	3.60	36	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	6.20	62	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	4.35	43	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	3.60	36	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	6.20	62	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	4.35	43	2	
ALA.SUP	1	1 d 12 a 20 cms	2.60	26	4	BARRAS
	2	1 d 12 a 20 cms	3.60	36	4	
	3	1 d 12 a 20 cms	6.20	62	4	
	4	1 d 12 a 20 cms	4.35	43	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 19.808 Tn
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 41.28 Tn LONGITUD TOTAL: 33.50m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 9.12m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	90.971 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	43.070 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	0.889 Tn.
VIENTO	:	2.586 Tn.
GIRO en radianes	:	0.0090

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

DIMENSIONES	:	200 x 400 x 41
ESPESOR DE NEOPRENO	:	29 mm.
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	4
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm.
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	113.71 Kp/cm²
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	53.84 Kp/cm²
(Seguridad al deslizamiento)		

PENDIENTE LONGITUDINAL = 0.000 %

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	90.971 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	43.070 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	0.889 Tn.
VIENTO	:	2.586 Tn.
GIRO en radianes	:	0.0090

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

DIMENSIONES	:	200 x 400 x 52
ESPESOR DE NEOPRENO	:	37 mm.
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	5
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm.
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	113.71 Kp/cm²
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	53.84 Kp/cm²
(Seguridad al deslizamiento)		

PENDIENTE LONGITUDINAL = 0.000 %

DATOS PARA PRESUPUESTO

	VIGAS	I140B120	DE	M DE LONGITUD
	Viga	1....:	33.50	
	Viga	2....:	33.50	
	Viga	3....:	33.50	
	Viga	4....:	33.50	
	Viga	5....:	33.50	

10 APOYOS DE NEOPRENO N. 10

127.30 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	7	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 9 EN 10.10 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	7	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 9 EN 10.10 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	7	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 9 EN 10.10 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	7	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 9 EN 10.10 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 5

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	7	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 9 EN 10.10 M DESDE EL EXTREMO

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	60.06 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	40.60 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	48.36 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	35.00 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	51.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	38.51 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	59.05 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	41.21 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	64.91 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.71 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	68.87 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.27 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	70.53 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.56 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	68.87 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	43.27 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	64.91 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.71 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA:10				
INFERIOR	59.05 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	41.21 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA:11				
INFERIOR	51.68 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	38.51 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:12				
INFERIOR	48.36 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	35.00 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:13				
INFERIOR	60.06 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	40.60 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2

Al ser la losa continua se dispondrá una zona de continuidad sobre las pilas de 1,40 m a cada lado del eje (según detalle en Plano de Armado de Losa) con armadura transversal según banda y longitudinal 8 D 16 (inferior) y 10 D 16 (superior)

Armadura propuesta para unificar bandas:

ZONA 1	INFERIOR	8 D 16 pml	6 D 12 pml	17.98 Kg/m2
	SUPERIOR	5 D 16 pml	4 D 12 pml	11.46 Kg/m2
ZONA 2	INFERIOR	8 D 16 pml	6 D 12 pml	17.98 Kg/m2
	SUPERIOR	6 D 16 pml	4 D 12 pml	13.04 Kg/m2

1.2. – CALCULO TABLERO VANO 2

TI ULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

NC BRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788EB

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GE METRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	:	9
Ancho de la acera izq.	(m)	:	1
Ancho de la acera der.	(m)	:	1
Espesor de aceras	(m)	:	.2
Canto losa	(m)	:	.15
Espesor de aglomerado	(m)	:	.12
Canto encofrado perdido	(m)	:	.05
Entrega encof. perdido	(m)	:	.1
Canto total	(m)	:	1.6
Vuelo izquierdo	(m)	:	.6
Vuelo derecho	(m)	:	.6
N de vigas		:	4
Ala superior	(m)	:	1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	9.000
2	9.000	0.000
3	0.000	29.200
4	9.000	20.200

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,9) (9,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	21.00	20.20	0.00	1.400
2	21.00	20.20	3.68	1.400
3	21.00	20.20	7.35	1.400
4	21.00	20.20	11.03	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto=	1.4000 m	Inercia=	.13414836 m4
Ycg =	.6932 m	Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg=	.7068 m	Wxxs =	.18979625 m3
Area =	.4929 m2		

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	350	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	218.75 Kp/cm2	22.35 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

A CIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

C RGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

(RGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TI[illegible]LO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

DA[illegible]S GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	20.20	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
	62.84	48.46	40.13	35.80	87.41	151.43	274.63
2	62.84	66.31	41.47	57.50	140.89	170.62	369.01
3	62.84	66.31	41.47	57.50	140.89	170.62	369.01
	62.84	48.46	40.13	35.80	87.41	151.43	274.63

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+9
V 3 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+13
V 4 HIP: PPV+PPL +1+4+5+16

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

VIGA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
	12.44	9.60	7.95	7.09	17.78	54.86
	12.44	13.13	8.21	11.39	28.67	73.84
3	12.44	13.13	8.21	11.39	28.67	73.84
4	12.44	9.60	7.95	7.09	17.78	54.86

T[illegible]SORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

V[illegible]GA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	1.72	34.38	54.86	.89
2	1.34	43.40	73.84	.13
3	1.34	43.40	73.84	.13
4	1.72	34.38	54.86	.89

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

B[illegible]NDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.27	-.06	.50	-.15	.52	-.19	1.16	-.38

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.29	-.06	.44	-.21	.21	-.16	.79	-.42
	.29	-.07	.51	-.31	.47	-.26	.81	-.63
4	.28	-.07	.54	-.38	.62	-.33	.92	-.75
	.26	-.07	.54	-.41	.66	-.38	.98	-.76
	.28	-.07	.54	-.38	.62	-.33	.92	-.75
7	.29	-.07	.51	-.31	.47	-.26	.81	-.63
8	.29	-.06	.44	-.21	.21	-.16	.79	-.42
	.27	-.06	.50	-.15	.52	-.19	1.16	-.38

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
3	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
6	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
7	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
9	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	22.91	7.44	32.26	30.35	55.17
1	33	22.91	7.83	31.05	30.74	53.96
2	2	26.59	8.24	55.32	34.83	81.90
2	34	26.59	8.57	55.56	35.16	82.15
3	3	26.59	8.57	55.56	35.16	82.15
3	35	26.59	8.24	55.32	34.83	81.90
4	4	22.91	7.83	31.05	30.74	53.96
4	36	22.91	7.44	32.26	30.35	55.17

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 431.200 T
LTURA DEL PRETENSADO ..... .298 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....:	12.135 T	
Por acortamiento elastico del hormigon ....:	17.752 T	
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....:	29.887 T	(6.93%)

ERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....:	57.717 T	(13.39%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 87.604 T (20.32%)

ASE INICIAL APLICACION PRETENSADO

TENSIONES EN SECCIONES EXTREMAS AL TRANSFERIR

	SECCION DE APOYO	SECCION A 0 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
ibra Sup. Viga	-23.147	-23.147	
Fibra Inf. Viga	1620.230	1620.230	

ASES INTERMEDIAS DE CONSTRUCCION
Y FASE FINAL DE SERVICIO

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	96.772	103.734	545.354
Fibra Sup. Viga	657.842	717.085	713.605	1008.396
Fibra Inf. Viga	905.046	701.583	625.015	-108.001

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.6000 m	Inercia=	.27023464 m4
Ycg =	.9985 m	Wvxxi =	.27065193 m3
Area =	.8185 m2	Wvxxs =	.67299258 m3
Ht-Ycg=	.6015 m	Wlxxs =	.44923670 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 =	582.64 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	369.01 mt
Coeficiente de seguridad	Mu/Mk =	1.58

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 : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348 Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000 Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500 Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.600 m
Ancho del alma de la viga	bw	.150 m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200 m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551 cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827 cm2/m
	Vcuo	18.454 Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	12.444	13.130	8.212	11.386	28.666
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .188
CORTANTE Vd = 110.758 Tn Vu1 = 245.655 Tn Asc calculo = 12.388 cm2/m
Tc1,d = 61.848 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .998 m cotg(theta) = 1.262

RASANTE Vd = 72.396 Tn Tau = 3.319 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 20.636 Tn Tau = 12.283 Kp/cm2 As calculo = 4.387 cm2/m
ALA INF Vd = 44.303 Tn Tau = 9.889 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	10.719	11.310	7.074	9.863	26.520
M	16.215	17.108	10.700	13.808	37.128

TOR. ASOC T = .441
CORTANTE Vd = 98.229 Tn Vu1 = 223.338 Tn Asc calculo = 8.262 cm2/m
Tc1,d = 79.751 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .998 m cotg(theta) = 1.655

RASANTE Vd = 65.184 Tn Tau = 2.989 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 18.302 Tn Tau = 10.894 Kp/cm2 As calculo = 3.891 cm2/m
ALA INF Vd = 39.291 Tn Tau = 8.770 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	9.487	10.010	6.261	8.841	24.987
M	26.318	27.768	17.368	21.219	59.968

TOR. ASOC T = .621
CORTANTE Vd = 89.379 Tn Vu1 = 220.944 Tn Asc calculo = 7.257 cm2/m
Tc1,d = 44.617 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .681 m cotg(theta) = 1.694

RASANTE Vd = 60.133 Tn Tau = 2.757 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 16.653 Tn Tau = 9.912 Kp/cm2 As calculo = 3.540 cm2/m
ALA INF Vd = 35.752 Tn Tau = 7.980 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 6.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	4.312	4.550	2.846	5.161	18.548
M	55.298	58.344	36.492	34.064	122.420

TOR. ASOC T = 1.380
CORTANTE Vd = 53.127 Tn Vu1 = 224.385 Tn Asc calculo = 4.986 cm2/m
Tc1,d = -49.798 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .760 m cotg(theta) = 1.639

RASANTE Vd = 39.833 Tn Tau = 1.826 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 9.898 Tn Tau = 5.892 Kp/cm2 As calculo = 2.551 cm2/m
ALA INF Vd = 21.251 Tn Tau = 4.743 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: I140B120

HORMIGON : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 350 Kp/cm2

PRETENSADO : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
PRETENSADO : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 431.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	5	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

ARMADURA PASIVA : LIMITE ELASTICO ACERO: 5100 Kp/cm2

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N|UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.60	26	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	1.00	10	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	4.20	42	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	2.70	26	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	4.20	42	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	2.70	26	2	
ALA.SUP	1	1 d 12 a 20 cms	2.60	26	4	BARRAS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	4.20	42	4	
	4	1 d 10 a 20 cms	2.70	26	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 16.046 Tn
ZONA 1: CERCOS d 12 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 25.87 Tn LONGITUD TOTAL: 21.00m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 7.10m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	82.146 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	30.351 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	0.830 Tn.
VIENTO	:	2.027 Tn.
GIRO en radianes	:	0.0090

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

DIMENSIONES	:	200 x 400 x 41
ESPESOR DE NEOPRENO	:	29 mm.
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	4
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm.
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	102.68 Kp/cm²
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	37.94 Kp/cm²

(Seguridad al deslizamiento)

PENDIENTE LONGITUDINAL = 0.000 %

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	:	82.146 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	:	30.351 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	:	0.830 Tn.
VIENTO	:	2.027 Tn.
GIRO en radianes	:	0.0090

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

DIMENSIONES	:	200 x 400 x 52
ESPESOR DE NEOPRENO	:	37 mm.
No. DE LAMINAS DE ACERO	:	5
ESPESOR DE LAMINAS	:	3 mm.
COMPRESION MEDIA MAXIMA	:	102.68 Kp/cm²
COMPRESION MEDIA MINIMA	:	37.94 Kp/cm²

(Seguridad al deslizamiento)

PENDIENTE LONGITUDINAL = 0.000 %

DA)S PARA PRESUPUESTO

4	VIGAS	I140B120	DE	M DE LONGITUD
	Viga	1....:	21.00	
	Viga	2....:	21.00	
	Viga	3....:	21.00	
	Viga	4....:	21.00	

3	APOYOS DE NEOPRENO N. 10
1 0.80	M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DA)S DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	5	CABLES
FILA	3	0	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

V I G A . . . . . : 2

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	5	CABLES
FILA	3	0	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

V I G A . . . . . : 3

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	5	CABLES
FILA	3	0	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

V I G A . . . . . : 4

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	5	CABLES
FILA	3	0	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

A MADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	70.01 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.95 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	62.38 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	42.87 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	61.31 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	45.04 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	63.89 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.01 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	65.06 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.51 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	63.89 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.01 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	61.31 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	45.04 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	62.38 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	42.87 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	70.01 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.95 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2

Al ser la losa continua se dispondrá una zona de continuidad sobre las pilas d 1,40 m a cada lado del eje (según detalle en Plano de Armado de Losa) con armadura t nsversal según banda y longitudinal 8 D 16 (inferior) y 10 D 16 (superior)

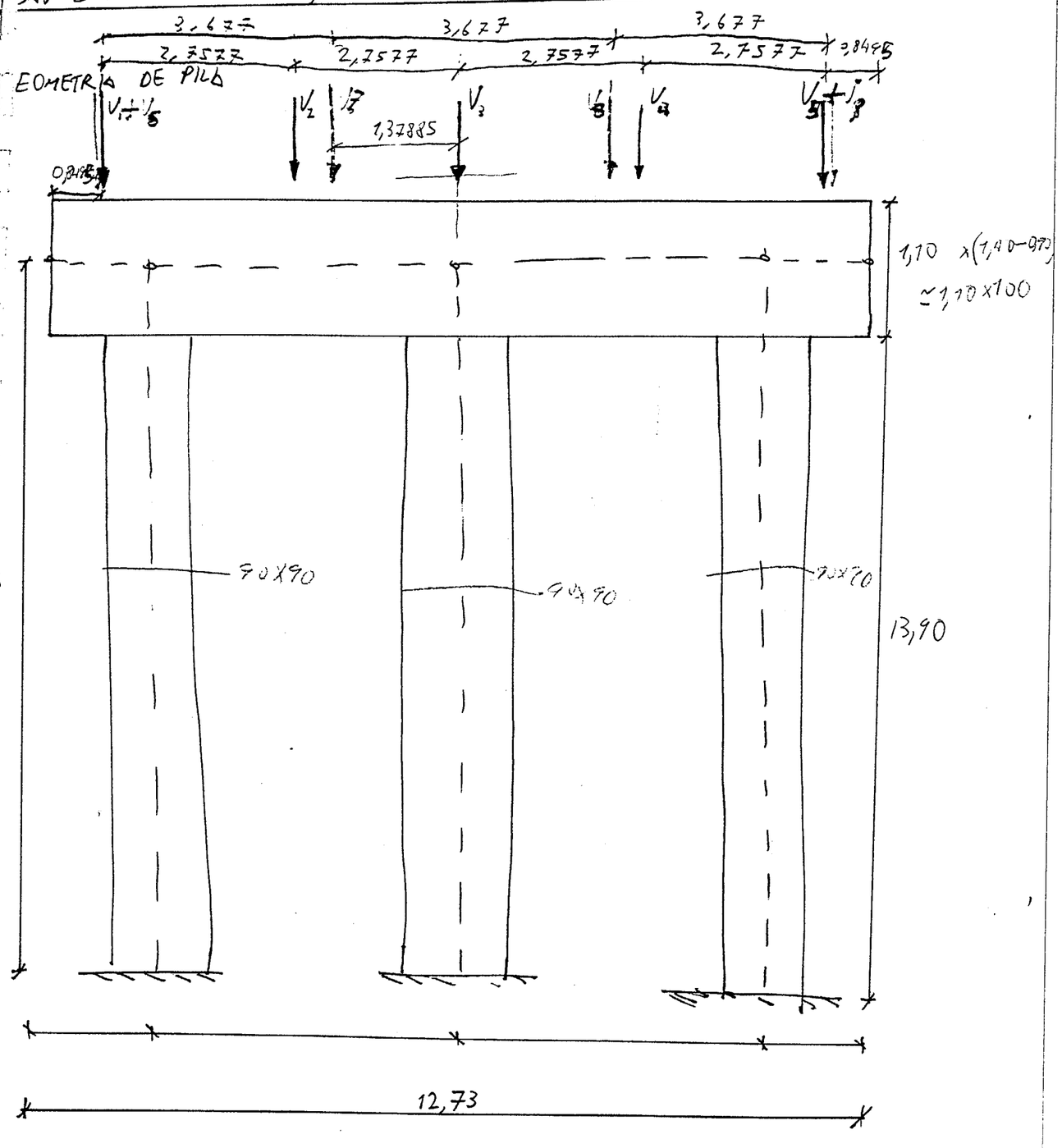
Armadura propuesta para unificar bandas:

ZONA 1	INFERIOR	8 D 16 pml	6 D 12 pml	17.98 Kg/m2	
	SUPERIOR	5 D 16 pml	4 D 12 pml	11.46 Kg/m2	
ONA 2	INFERIOR	8 D 16 pml	6 D 12 pml	17.98 Kg/m2	
	SUPERIOR	6 D 16 pml	4 D 12 pml	13.04 Kg/m2	

1.3. – CALCULO PILAS Y DINTELES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

LAV ZARAGOZA LLEIDA, SUBTRAMO III, PS-5



HIPÓTESIS DE CARGA

HIP.1: Pp pilas + dintel. PERMANENTE.

HIP.2: Cp. tableros (L_T = 33,50m y L_T = 21,00m). PERMANENTE.

V_1 = 33,83 + 11,84 = 45,67
V_2 = 36,97 + 9,75 = 46,72
V_3 = 36,97 + 9,39 = 46,36
V_4 = 36,97 + 10,30 = 47,27
V_5 = 33,83 + 11,30 = 45,13

V_6 = 22,91 + 7,96 = 30,87
V_7 = 26,59 + 8,15 = 34,74
V_8 = 26,57 + 8,38 = 34,97
V_9 = 22,91 + 7,99 = 30,90

HIP.3: S.C. 0,4 t/m² s/viga izquierda (F2) PERMANENTE

V_1 = 8,39
V_2 = 1,90
V_3 = 0,29
V_4 = -0,17
V_5 = -0,24

V_6 = 6,30
V_7 = 1,27
V_8 = -0,14
V_9 = -0,02

HIP.4: S.C. 0,4 t/m² s/vigas en vano dintel izquierdo (F3) VARIABLE y s/viga central en vano de 5 vigas (F4)

V_1 = 2,79+0,19=2,98
V_2 = 7,41+3,32=10,73
V_3 = 2,33+7,19=9,52
V_4 = 0,59+2,42=3,01
V_5 = -0,38+0,01=-0,37

V_6 = 0,63
V_7 = 9,20
V_8 = 0,86
V_9 = -0,19

HIP.5 : s.c. 0,4 t/m² s/vigas en vano dch/ izdo (F5→5 vigas, F4→4 vigas) VARIABLE

$V_1 = 0,63$
$V_2 = 0,78$
$V_3 = 3,02$
$V_4 = 7,31$
$V_5 = 2,28$
$V_6 = -0,31$
$V_7 = 1,20$
$V_8 = 9,19$
$V_9 = 0,42$

HIP.6. s.c. 0,4 t/m² s/vigas en voladizo dcho (F6→5 vigas, F5→4 vigas) VARIABLE.

$V_1 = -0,33$
$V_2 = -0,33$
$V_3 = 0,21$
$V_4 = 2,89$
$V_5 = 7,99$
$V_6 = -0,04$
$V_7 = -0,25$
$V_8 = 1,70$
$V_9 = 6,57$

HIP 7. Carro en un lado (izquierdo). EXCLUYENTE
F18→5 vigas, F17→4 vigas. Carro hacia vano largo

$V_1 = 14,16$
$V_2 = 29,93$
$V_3 = 12,27$
$V_4 = 0,96$
$V_5 = -0,19$
$V_6 = 0,73$
$V_7 = 2,49$
$V_8 = 1,40$
$V_9 = -0,09$

HIP 8. CARRO "CENTRADO". F21 → 5 vigas
F20 → 4 vigas.

$V_1 = -0,14$
$V_2 = 13,98$
$V_3 = 29,87$
$V_4 = 12,71$
$V_5 = 0,64$
$V_6 = 0$
$V_7 = 1,63$
$V_8 = 2,71$
$V_9 = 0,32$

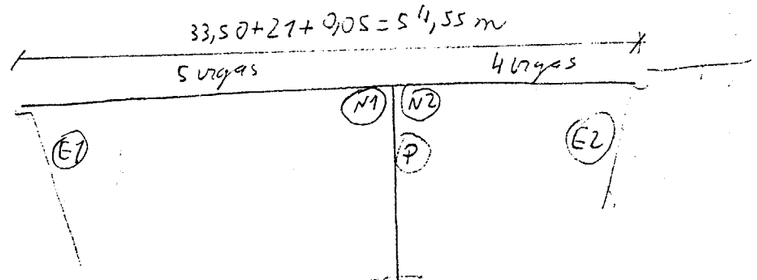
HIP.9 : ASIMETRÍA DE CARGAS : Carro + SC. en vano largo (Flexión Longit.)

EXCLUYENTE

	(F2)	(F3)	(F4)	(F5)	(F6)	(F21)	
V_1 =	8,40	+ 2,79	- 0,19	- 0,62	- 0,33	- 0,14	= 9,91
V_2 =	1,80	+ 7,41 +	3,32	+ - 0,78	- 0,33	+ 13,98	= 27,06
V_3 =	9,29	+ 2,33 +	7,19	+ 3,02	+ 0,21	+ 29,87	= 42,91
V_4 =	-0,17	+ 0,59 +	2,42	+ 7,30	+ 2,89	+ 12,71	= 25,74
V_5 =	-0,24	- 0,38 +	0,01	+ 2,28	+ 8,00	+ 0,64	= 10,31

$V_6 = 0$
$V_7 = 0$
$V_8 = 0$
$V_9 = 0$

HIP.10 : FRENADO



$K_p = 3 \cdot \left[\frac{3EI}{L^3}\right] = 3 \cdot \frac{3 \cdot 4,25 \cdot 10^6 \cdot 0,4^4/12}{13,90^3} = 778,7 \text{ t/m}$

$K_{N1} = 5\left[G \cdot \frac{e_{N1}}{A}\right] = 5 \cdot 200 \cdot \frac{0,047}{0,2 \times 0,4} = 512,5 \text{ t/m}$

$K_{N2} = 4\left[G \cdot \frac{e_{N2}}{A}\right] = 4 \cdot 200 \cdot \frac{0,047}{0,2 \times 0,4} = 470,0 \text{ t/m}$

$K_{NP} = \frac{1}{\frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_{N1}+K_{N2}}} = 422,3 \text{ t/m}$

$K_{E1} = 5 \cdot 200 \cdot \frac{0,052}{0,2 \times 0,4} = 650 \text{ t/m}$

$K_{E2} = 4 \cdot 200 \cdot \frac{0,052}{0,2 \times 0,4} = 520 \text{ t/m}$

$F = \frac{1}{20}\left(60 + 9 \cdot 54,55 \cdot 0,4\right) = 12,82 \text{ t}$

$\delta = \frac{F}{K_{E1}+K_p+K_{E2}} = 8,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}.$ $\quad F_{FUSTE} = (K_{NP} \cdot \delta)\frac{1}{3} = 1,136 \text{ t}$

HIP. 11 : VIENTO (Flexión longitudinal) VARIABLE.

Aplicamos el calculo simplificado de IAP:

$H_{pila} + H_{tablero} = 15\ m$ $\quad \bar{F}_{pila} = \frac{2,26+2,87}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2815\ t/m^2$

$F_{tablero} = \frac{2,25+2,68}{2} \cdot 10^{-5} = 0,2465\ t/m^2$

Area (pilas)

Espaciamiento relativo $\simeq 5$
Relación solidez = 1
$\Big\} \ n \simeq 0,70$

$F_{fuste1} = 9,00 \cdot 0,9 \cdot 0,2815 = 0,25\ t/m$

$F_{fuste2} = F_{fuste3} = 0,70 \cdot 0,9 \cdot 0,2815 = 0,18\ t/m$

$A_{TABLERO\ SV}$:

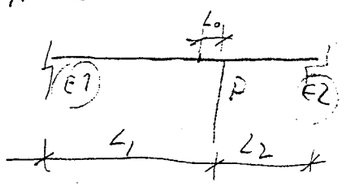
Espaciam. relat.: $\frac{1,95}{7,40} = 1,4$
Relación solidez = 1
$\Big\} \ n = 0,14 \quad A_{TS} = 1,4(1+4 \cdot 0,14)+2,2 = 4,36\ m^2/m$

$A_{TABLERO\ 4V}$:

Espaciam. relat: $\frac{2,6}{1,4} = 1,86$
Relación solidez = 1
$\Big| \ n = 0,186 \quad A_{T4} = 1,4(1+3 \cdot 0,186)+2,2 = 4,38\ m$

$F_{TABLERO} = (21 \cdot 4,3812) \cdot 0,2465 = 22,7\ t$

HIP 12 : REOLÓGICOS



$F_{E1} - F_P - F_{E2} = 0 \Rightarrow k_{E1}(L_1 - L_0) - k_{NP} L_0 - k_{E2}(L_2 + L_0) = 0 \Rightarrow$

$\Rightarrow L_0 = \frac{k_{E1} \cdot L_0 - k_{E2} \cdot L_2}{k_{E1} + k_P + k_{E2}} = 6,82\ m$

$\sigma = 9,000 \overline{7} \cdot L_0 = 4,27\ 10^{-3}$

$F_{FUSTE} = \sigma \cdot k_{NP}/3 = 0,67\ t$

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 2 ZSEX (SV.)

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
1	F1	0.00000	0.00000	-11.84256
	F2	0.00000	0.00000	-8.39789
	F3	0.00000	0.00000	-2.79507
	F4	0.00000	0.00000	.19154
	F5	0.00000	0.00000	.62661
	F6	0.00000	0.00000	.33567
	F7	0.00000	0.00000	-10.35866
	F8	0.00000	0.00000	-9.50187
	F9	0.00000	0.00000	-8.43373
	F10	0.00000	0.00000	-3.18742
	F11	0.00000	0.00000	-2.61527
11	F12	0.00000	0.00000	-1.66541
	F13	0.00000	0.00000	-.81184
	F14	0.00000	0.00000	-.21754
	F15	0.00000	0.00000	1.64004
	F16	0.00000	0.00000	1.68878
	F17	0.00000	0.00000	1.70867
	F18	0.00000	0.00000	-14.15815
	F19	0.00000	0.00000	-8.61766
	F20	0.00000	0.00000	.01235
7	F21	0.00000	0.00000	.14268
	F22	0.00000	0.00000	.24562
	F23	0.00000	0.00000	.31017
	F24	0.00000	0.00000	.29598
	F25	0.00000	0.00000	-1.62753
	F26	0.00000	0.00000	-1.37312
7	F27	0.00000	0.00000	-.71250
	F28	0.00000	0.00000	-.53133
	F29	0.00000	0.00000	-.34311
	F30	0.00000	0.00000	.12316
	F31	0.00000	0.00000	.15819

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
61	F1	0.00000	0.00000	-11.29196
	F2	0.00000	0.00000	-7.99088
	F3	0.00000	0.00000	-2.27843
	F4	0.00000	0.00000	-.00750
	F5	0.00000	0.00000	.37952
	F6	0.00000	0.00000	.23914
	F7	0.00000	0.00000	-10.60649
	F8	0.00000	0.00000	-8.64732
	F9	0.00000	0.00000	-7.45424
	F10	0.00000	0.00000	-2.80793
	F11	0.00000	0.00000	-2.30214
	F12	0.00000	0.00000	-1.65865
	F13	0.00000	0.00000	-1.01266
	F14	0.00000	0.00000	-.60366
	F15	0.00000	0.00000	.71809
	F16	0.00000	0.00000	.75964
	F17	0.00000	0.00000	.83069
	F18	0.00000	0.00000	-.69731
	F19	0.00000	0.00000	-.58886
	F20	0.00000	0.00000	-.13660
	F21	0.00000	0.00000	-.05340
	F22	0.00000	0.00000	.01241
	F23	0.00000	0.00000	.13679
	F24	0.00000	0.00000	.15115
	F25	0.00000	0.00000	-14.02846
	F26	0.00000	0.00000	-9.60795
	F27	0.00000	0.00000	-.89996
	F28	0.00000	0.00000	-.63702
	F29	0.00000	0.00000	-.36975
	F30	0.00000	0.00000	.19496
	F31	0.00000	0.00000	.18974

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
2	F1	0.00000	0.00000	-9.75037
	F2	0.00000	0.00000	-1.90142
	F3	0.00000	0.00000	-7.41041
	F4	0.00000	0.00000	-3.32474
	F5	0.00000	0.00000	-.77740
	F6	0.00000	0.00000	.33108
	F7	0.00000	0.00000	-7.95952
	F8	0.00000	0.00000	-8.67452
	F9	0.00000	0.00000	-9.33514
	F10	0.00000	0.00000	-9.90140
	F11	0.00000	0.00000	-10.05446
	F12	0.00000	0.00000	-9.68785
	F13	0.00000	0.00000	-9.52523
	F14	0.00000	0.00000	-9.18457
	F15	0.00000	0.00000	-5.55747
	F16	0.00000	0.00000	-4.87462
	F17	0.00000	0.00000	-3.89124
	F18	0.00000	0.00000	-29.92611
	F19	0.00000	0.00000	-30.24739
	F20	0.00000	0.00000	-20.78720
	F21	0.00000	0.00000	-13.98009
	F22	0.00000	0.00000	-8.87433
	F23	0.00000	0.00000	-.40608
	F24	0.00000	0.00000	-.20479
	F25	0.00000	0.00000	-.75982
	F26	0.00000	0.00000	-.76088
	F27	0.00000	0.00000	-.94623
	F28	0.00000	0.00000	-.93703
	F29	0.00000	0.00000	-.96111
	F30	0.00000	0.00000	-.91852
	F31	0.00000	0.00000	-.76577

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
62	F1	0.00000	0.00000	-10.30201
	F2	0.00000	0.00000	-2.88868
	F3	0.00000	0.00000	-7.30583
	F4	0.00000	0.00000	-2.41859
	F5	0.00000	0.00000	-.59208
	F6	0.00000	0.00000	.17279
	F7	0.00000	0.00000	-12.26239
	F8	0.00000	0.00000	-11.42120
	F9	0.00000	0.00000	-10.92677
	F10	0.00000	0.00000	-8.54414
	F11	0.00000	0.00000	-7.76989
	F12	0.00000	0.00000	-7.13451
	F13	0.00000	0.00000	-6.22693
	F14	0.00000	0.00000	-5.75772
	F15	0.00000	0.00000	-3.56399
	F16	0.00000	0.00000	-3.03380
	F17	0.00000	0.00000	-2.51805
	F18	0.00000	0.00000	-.80367
	F19	0.00000	0.00000	-.84750
	F20	0.00000	0.00000	-.68452
	F21	0.00000	0.00000	-.63797
	F22	0.00000	0.00000	-.62085
	F23	0.00000	0.00000	-.28424
	F24	0.00000	0.00000	-.19470
	F25	0.00000	0.00000	-29.91950
	F26	0.00000	0.00000	-27.33473
	F27	0.00000	0.00000	-17.53040
	F28	0.00000	0.00000	-12.70658
	F29	0.00000	0.00000	-8.87958
	F30	0.00000	0.00000	-1.26222
	F31	0.00000	0.00000	-.95747

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
3	F1	0.00000	0.00000	-9.39469
	F2	0.00000	0.00000	-.29500
	F3	0.00000	0.00000	-2.33495
	F4	0.00000	0.00000	-7.19371
	F5	0.00000	0.00000	-3.01795
	F6	0.00000	0.00000	-.20582
	F7	0.00000	0.00000	-5.41246
	F8	0.00000	0.00000	-5.96199
	F9	0.00000	0.00000	-6.63919
	F10	0.00000	0.00000	-8.64602
	F11	0.00000	0.00000	-9.11314
	F12	0.00000	0.00000	-9.85358
	F13	0.00000	0.00000	-10.56843
	F14	0.00000	0.00000	-11.14960
	F15	0.00000	0.00000	-10.44759
	F16	0.00000	0.00000	-10.33309
	F17	0.00000	0.00000	-9.53055
	F18	0.00000	0.00000	-12.21256
	F19	0.00000	0.00000	-16.96840
	F20	0.00000	0.00000	-27.06655
	F21	0.00000	0.00000	-29.86684
	F22	0.00000	0.00000	-29.84249
	F23	0.00000	0.00000	-20.07796
	F24	0.00000	0.00000	-13.17433
	F25	0.00000	0.00000	-.53800
	F26	0.00000	0.00000	-.60199
	F27	0.00000	0.00000	-.83127
	F28	0.00000	0.00000	-.79242
	F29	0.00000	0.00000	-.78393
	F30	0.00000	0.00000	-.86757
	F31	0.00000	0.00000	-.82689

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
63	F1	0.00000	0.00000	-9.39469
	F2	0.00000	0.00000	-.20582
	F3	0.00000	0.00000	-3.01795
	F4	0.00000	0.00000	-7.19371
	F5	0.00000	0.00000	-2.33495
	F6	0.00000	0.00000	-.29500
	F7	0.00000	0.00000	-9.53055
	F8	0.00000	0.00000	-10.33309
	F9	0.00000	0.00000	-10.44759
	F10	0.00000	0.00000	-11.14960
	F11	0.00000	0.00000	-10.56843
	F12	0.00000	0.00000	-9.85358
	F13	0.00000	0.00000	-9.11314
	F14	0.00000	0.00000	-8.64602
	F15	0.00000	0.00000	-6.63919
	F16	0.00000	0.00000	-5.96199
	F17	0.00000	0.00000	-5.41246
	F18	0.00000	0.00000	-.82689
	F19	0.00000	0.00000	-.86757
	F20	0.00000	0.00000	-.78393
	F21	0.00000	0.00000	-.79242
	F22	0.00000	0.00000	-.83127
	F23	0.00000	0.00000	-.60199
	F24	0.00000	0.00000	-.53800
	F25	0.00000	0.00000	-13.17433
	F26	0.00000	0.00000	-20.07796
	F27	0.00000	0.00000	-29.84249
	F28	0.00000	0.00000	-29.86684
	F29	0.00000	0.00000	-27.06655
	F30	0.00000	0.00000	-16.96840
	F31	0.00000	0.00000	-12.21256

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
4	F1	0.00000	0.00000	-10.30201
	F2	0.00000	0.00000	.17279
	F3	0.00000	0.00000	-.59208
	F4	0.00000	0.00000	-2.41859
	F5	0.00000	0.00000	-7.30583
	F6	0.00000	0.00000	-2.88868
	F7	0.00000	0.00000	-2.51805
	F8	0.00000	0.00000	-3.03380
	F9	0.00000	0.00000	-3.56399
	F10	0.00000	0.00000	-5.75772
	F11	0.00000	0.00000	-6.22693
	F12	0.00000	0.00000	-7.13451
	F13	0.00000	0.00000	-7.76989
	F14	0.00000	0.00000	-8.54414
	F15	0.00000	0.00000	-10.92677
	F16	0.00000	0.00000	-11.42120
	F17	0.00000	0.00000	-12.26239
	F18	0.00000	0.00000	-.95747
	F19	0.00000	0.00000	-1.26222
	F20	0.00000	0.00000	-8.87958
	F21	0.00000	0.00000	-12.70658
	F22	0.00000	0.00000	-17.53040
	F23	0.00000	0.00000	-27.33473
	F24	0.00000	0.00000	-29.91950
	F25	0.00000	0.00000	-.19470
	F26	0.00000	0.00000	-.28424
	F27	0.00000	0.00000	-.62085
	F28	0.00000	0.00000	-.63797
	F29	0.00000	0.00000	-.68452
	F30	0.00000	0.00000	-.84750
	F31	0.00000	0.00000	-.80367

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
64	F1	0.00000	0.00000	-9.75037
	F2	0.00000	0.00000	.33108
	F3	0.00000	0.00000	-.77740
	F4	0.00000	0.00000	-3.32474
	F5	0.00000	0.00000	-7.41041
	F6	0.00000	0.00000	-1.90142
	F7	0.00000	0.00000	-3.89124
	F8	0.00000	0.00000	-4.87462
	F9	0.00000	0.00000	-5.55747
	F10	0.00000	0.00000	-9.18457
	F11	0.00000	0.00000	-9.52523
	F12	0.00000	0.00000	-9.68785
	F13	0.00000	0.00000	-10.05446
	F14	0.00000	0.00000	-9.90140
	F15	0.00000	0.00000	-9.33514
	F16	0.00000	0.00000	-8.67452
	F17	0.00000	0.00000	-7.95952
	F18	0.00000	0.00000	-.76577
	F19	0.00000	0.00000	-.91852
	F20	0.00000	0.00000	-.96111
	F21	0.00000	0.00000	-.93703
	F22	0.00000	0.00000	-.94623
	F23	0.00000	0.00000	-.76088
	F24	0.00000	0.00000	-.75982
	F25	0.00000	0.00000	-.20479
	F26	0.00000	0.00000	-.40608
	F27	0.00000	0.00000	-8.87433
	F28	0.00000	0.00000	-13.98009
	F29	0.00000	0.00000	-20.78720
	F30	0.00000	0.00000	-30.24739
	F31	0.00000	0.00000	-29.92611

LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
5	F1	0.00000	0.00000	-11.29196
	F2	0.00000	0.00000	.23914
	F3	0.00000	0.00000	.37952
	F4	0.00000	0.00000	-.00750
	F5	0.00000	0.00000	-2.27843
	F6	0.00000	0.00000	-7.99088
	F7	0.00000	0.00000	.83069
	F8	0.00000	0.00000	.75964
	F9	0.00000	0.00000	.71809
	F10	0.00000	0.00000	-.60366
	F11	0.00000	0.00000	-1.01266
	F12	0.00000	0.00000	-1.65865
	F13	0.00000	0.00000	-2.30214
	F14	0.00000	0.00000	-2.80793
	F15	0.00000	0.00000	-7.45424
	F16	0.00000	0.00000	-8.64732
	F17	0.00000	0.00000	-10.60649
	F18	0.00000	0.00000	.18974
	F19	0.00000	0.00000	.19496
	F20	0.00000	0.00000	-.36975
	F21	0.00000	0.00000	-.63702
	F22	0.00000	0.00000	-.89996
	F23	0.00000	0.00000	-9.60795
	F24	0.00000	0.00000	-14.02846
	F25	0.00000	0.00000	.15115
	F26	0.00000	0.00000	.13679
	F27	0.00000	0.00000	.01241
	F28	0.00000	0.00000	-.05340
	F29	0.00000	0.00000	-.13660
	F30	0.00000	0.00000	-.58886
	F31	0.00000	0.00000	-.69731

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
65	F1	0.00000	0.00000	-11.84256
	F2	0.00000	0.00000	.33567
	F3	0.00000	0.00000	.62661
	F4	0.00000	0.00000	.19154
	F5	0.00000	0.00000	-2.79507
	F6	0.00000	0.00000	-8.39789
	F7	0.00000	0.00000	1.70867
	F8	0.00000	0.00000	1.68878
	F9	0.00000	0.00000	1.64004
	F10	0.00000	0.00000	-.21754
	F11	0.00000	0.00000	-.81184
	F12	0.00000	0.00000	-1.66541
	F13	0.00000	0.00000	-2.61527
	F14	0.00000	0.00000	-3.18742
	F15	0.00000	0.00000	-8.43373
	F16	0.00000	0.00000	-9.50187
	F17	0.00000	0.00000	-10.35866
	F18	0.00000	0.00000	.15819
	F19	0.00000	0.00000	.12316
	F20	0.00000	0.00000	-.34311
	F21	0.00000	0.00000	-.53133
	F22	0.00000	0.00000	-.71250
	F23	0.00000	0.00000	-1.37312
	F24	0.00000	0.00000	-1.62753
	F25	0.00000	0.00000	.29598
	F26	0.00000	0.00000	.31017
	F27	0.00000	0.00000	.24562
	F28	0.00000	0.00000	.14268
	F29	0.00000	0.00000	.01235
	F30	0.00000	0.00000	-8.61766
	F31	0.00000	0.00000	-14.15815

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2 2 J88EB(HJ.)

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
1	F1	0.00000	0.00000	-7.96271
	F2	0.00000	0.00000	-6.29973
	F3	0.00000	0.00000	-.62785
	F4	0.00000	0.00000	.31443
	F5	0.00000	0.00000	.03775
	F6	0.00000	0.00000	-9.12339
	F7	0.00000	0.00000	-8.91386
	F8	0.00000	0.00000	-6.82010
	F9	0.00000	0.00000	-5.09209
	F10	0.00000	0.00000	-4.25498
	F11	0.00000	0.00000	-.69099
	F12	0.00000	0.00000	-.18368
	F13	0.00000	0.00000	.07730
	F14	0.00000	0.00000	.29122
	F15	0.00000	0.00000	.35782
	F16	0.00000	0.00000	.47375
	F17	0.00000	0.00000	-16.78237
	F18	0.00000	0.00000	-10.91019
	F19	0.00000	0.00000	-6.05842
	F20	0.00000	0.00000	.01707
	F21	0.00000	0.00000	.15118
	F22	0.00000	0.00000	.14731
	F23	0.00000	0.00000	.14759
	F24	0.00000	0.00000	-2.54772
	F25	0.00000	0.00000	-1.74547
	F26	0.00000	0.00000	-1.25851
	F27	0.00000	0.00000	-.32073
	F28	0.00000	0.00000	-.14331
	F29	0.00000	0.00000	-.01010
	F30	0.00000	0.00000	.08768

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
33	F1	0.00000	0.00000	-7.98711
	F2	0.00000	0.00000	-6.50581
	F3	0.00000	0.00000	-.42480
	F4	0.00000	0.00000	.19110
	F5	0.00000	0.00000	.02115
	F6	0.00000	0.00000	-10.95862
	F7	0.00000	0.00000	-8.66668
	F8	0.00000	0.00000	-6.40973
	F9	0.00000	0.00000	-4.42949
	F10	0.00000	0.00000	-3.55419
	F11	0.00000	0.00000	-.48670
	F12	0.00000	0.00000	-.14498
	F13	0.00000	0.00000	.02144
	F14	0.00000	0.00000	.14951
	F15	0.00000	0.00000	.19334
	F16	0.00000	0.00000	.25546
	F17	0.00000	0.00000	-.73132
	F18	0.00000	0.00000	-.51689
	F19	0.00000	0.00000	-.30473
	F20	0.00000	0.00000	.00030
	F21	0.00000	0.00000	.07486
	F22	0.00000	0.00000	.07396
	F23	0.00000	0.00000	.07566
	F24	0.00000	0.00000	-15.54102
	F25	0.00000	0.00000	-10.47815
	F26	0.00000	0.00000	-6.61980
	F27	0.00000	0.00000	-.26788
	F28	0.00000	0.00000	-.12807
	F29	0.00000	0.00000	-.02300
	F30	0.00000	0.00000	.05287

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
34	F1	0.00000	0.00000	-8.38164
	F2	0.00000	0.00000	-1.69813
	F3	0.00000	0.00000	-9.19230
	F4	0.00000	0.00000	-.86233
	F5	0.00000	0.00000	.13799
	F6	0.00000	0.00000	-20.49855
	F7	0.00000	0.00000	-18.46773
	F8	0.00000	0.00000	-18.34684
	F9	0.00000	0.00000	-17.11148
	F10	0.00000	0.00000	-15.05084
	F11	0.00000	0.00000	-12.99545
	F12	0.00000	0.00000	-8.66137
	F13	0.00000	0.00000	-6.98260
	F14	0.00000	0.00000	-5.59676
	F15	0.00000	0.00000	-4.28825
	F16	0.00000	0.00000	-3.36095
	F17	0.00000	0.00000	-2.48678
	F18	0.00000	0.00000	-2.20779
	F19	0.00000	0.00000	-2.09399
	F20	0.00000	0.00000	-1.62879
	F21	0.00000	0.00000	-.87917
	F22	0.00000	0.00000	-.66562
	F23	0.00000	0.00000	-.45394
	F24	0.00000	0.00000	-33.77395
	F25	0.00000	0.00000	-34.62656
	F26	0.00000	0.00000	-32.61317
	F27	0.00000	0.00000	-26.11219
	F28	0.00000	0.00000	-14.77328
	F29	0.00000	0.00000	-9.95464
	F30	0.00000	0.00000	-6.44369

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
3	F1	0.00000	0.00000	-8.38164
	F2	0.00000	0.00000	.13799
	F3	0.00000	0.00000	-.86233
	F4	0.00000	0.00000	-9.19230
	F5	0.00000	0.00000	-1.69813
	F6	0.00000	0.00000	-3.36095
	F7	0.00000	0.00000	-4.28825
	F8	0.00000	0.00000	-5.59676
	F9	0.00000	0.00000	-6.98260
	F10	0.00000	0.00000	-8.66137
	F11	0.00000	0.00000	-12.99545
	F12	0.00000	0.00000	-15.05084
	F13	0.00000	0.00000	-17.11148
	F14	0.00000	0.00000	-18.34684
	F15	0.00000	0.00000	-18.46773
	F16	0.00000	0.00000	-20.49855
	F17	0.00000	0.00000	-6.44369
	F18	0.00000	0.00000	-9.95464
	F19	0.00000	0.00000	-14.77328
	F20	0.00000	0.00000	-26.11219
	F21	0.00000	0.00000	-32.61317
	F22	0.00000	0.00000	-34.62656
	F23	0.00000	0.00000	-33.77395
	F24	0.00000	0.00000	-.45394
	F25	0.00000	0.00000	-.66562
	F26	0.00000	0.00000	-.87917
	F27	0.00000	0.00000	-1.62879
	F28	0.00000	0.00000	-2.09399
	F29	0.00000	0.00000	-2.20779
	F30	0.00000	0.00000	-2.48678

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
35	F1	0.00000	0.00000	-8.15014
	F2	0.00000	0.00000	.22413
	F3	0.00000	0.00000	-1.20127
	F4	0.00000	0.00000	-9.20488
	F5	0.00000	0.00000	-1.26945
	F6	0.00000	0.00000	-6.11038
	F7	0.00000	0.00000	-8.16053
	F8	0.00000	0.00000	-9.49563
	F9	0.00000	0.00000	-11.92180
	F10	0.00000	0.00000	-13.10353
	F11	0.00000	0.00000	-15.82686
	F12	0.00000	0.00000	-15.04642
	F13	0.00000	0.00000	-14.56127
	F14	0.00000	0.00000	-13.77168
	F15	0.00000	0.00000	-12.05411
	F16	0.00000	0.00000	-10.67732
	F17	0.00000	0.00000	-1.39579
	F18	0.00000	0.00000	-1.67203
	F19	0.00000	0.00000	-2.23630
	F20	0.00000	0.00000	-2.71569
	F21	0.00000	0.00000	-2.40670
	F22	0.00000	0.00000	-2.09899
	F23	0.00000	0.00000	-1.87018
	F24	0.00000	0.00000	-6.03643
	F25	0.00000	0.00000	-10.60647
	F26	0.00000	0.00000	-16.44868
	F27	0.00000	0.00000	-28.97208
	F28	0.00000	0.00000	-34.26191
	F29	0.00000	0.00000	-34.70536
	F30	0.00000	0.00000	-32.30059

AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
4	F1	0.00000	0.00000	-7.98711
	F2	0.00000	0.00000	.02115
	F3	0.00000	0.00000	.19110
	F4	0.00000	0.00000	-.42480
	F5	0.00000	0.00000	-6.50581
	F6	0.00000	0.00000	.25546
	F7	0.00000	0.00000	.19334
	F8	0.00000	0.00000	.14951
	F9	0.00000	0.00000	.02144
	F10	0.00000	0.00000	-.14498
	F11	0.00000	0.00000	-.48670
	F12	0.00000	0.00000	-3.55419
	F13	0.00000	0.00000	-4.42949
	F14	0.00000	0.00000	-6.40973
	F15	0.00000	0.00000	-8.66668
	F16	0.00000	0.00000	-10.95862
	F17	0.00000	0.00000	.05287
	F18	0.00000	0.00000	-.02300
	F19	0.00000	0.00000	-.12807
	F20	0.00000	0.00000	-.26788
	F21	0.00000	0.00000	-6.61980
	F22	0.00000	0.00000	-10.47815
	F23	0.00000	0.00000	-15.54102
	F24	0.00000	0.00000	.07566
	F25	0.00000	0.00000	.07396
	F26	0.00000	0.00000	.07486
	F27	0.00000	0.00000	.00030
	F28	0.00000	0.00000	-.30473
	F29	0.00000	0.00000	-.51689
	F30	0.00000	0.00000	-.73132

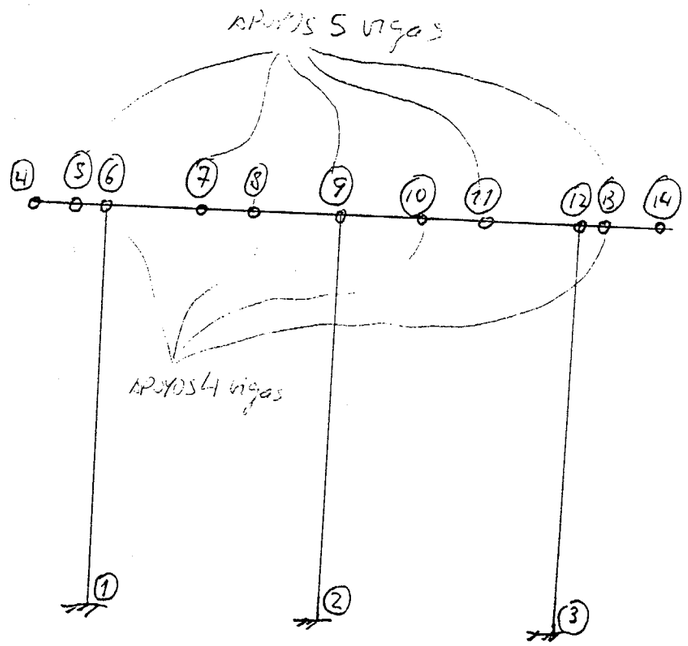
AV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-5 VANO 2

REACCIONES DE LOS APOYOS RIGIDOS

NUDO	HIPOTESIS	MX	MY	FZ
36	F1	0.00000	0.00000	-7.96271
	F2	0.00000	0.00000	.03775
	F3	0.00000	0.00000	.31443
	F4	0.00000	0.00000	-.62785
	F5	0.00000	0.00000	-6.29973
	F6	0.00000	0.00000	.47375
	F7	0.00000	0.00000	.35782
	F8	0.00000	0.00000	.29122
	F9	0.00000	0.00000	.07730
	F10	0.00000	0.00000	-.18368
	F11	0.00000	0.00000	-.69099
	F12	0.00000	0.00000	-4.25498
	F13	0.00000	0.00000	-5.09209
	F14	0.00000	0.00000	-6.82010
	F15	0.00000	0.00000	-8.91386
	F16	0.00000	0.00000	-9.12339
	F17	0.00000	0.00000	.08768
	F18	0.00000	0.00000	-.01010
	F19	0.00000	0.00000	-.14331
	F20	0.00000	0.00000	-.32073
	F21	0.00000	0.00000	-1.25851
	F22	0.00000	0.00000	-1.74547
	F23	0.00000	0.00000	-2.54772
	F24	0.00000	0.00000	.14759
	F25	0.00000	0.00000	.14731
	F26	0.00000	0.00000	.15118
	F27	0.00000	0.00000	.01707
	F28	0.00000	0.00000	-6.05842
	F29	0.00000	0.00000	-10.91019
	F30	0.00000	0.00000	-16.78237

****
RA: 2788EA.mtl
SCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS5
17/4/1998, 11:26:32
****

NUDOS	DESCRIPCION
1	COORDENADAS: (1.7, 0) BARRAS: 1/6 VINCULOS: - COACCIONES: ëx=0 ëy=0 éz(1/6)=0
2	COORDENADAS: (6.365, 0) BARRAS: 2/9 VINCULOS: - COACCIONES: ëx=0 ëy=0 éz(2/9)=0
3	COORDENADAS: (11.03, 0) BARRAS: 3/12 VINCULOS: - COACCIONES: ëx=0 ëy=0 éz(3/12)=0
4	COORDENADAS: (0, 14.45) BARRAS: 4/5 VINCULOS: - COACCIONES: -
5	COORDENADAS: (0.85, 14.45) BARRAS: 5/6, 4/5 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -
6	COORDENADAS: (1.7, 14.45) BARRAS: 6/7, 5/6, 1/6 VINCULOS: Mismo éz en 5/6,6/7. COACCIONES: -
7	COORDENADAS: (3.608, 14.45) BARRAS: 7/8, 6/7 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -
8	COORDENADAS: (4.527, 14.45) BARRAS: 8/9, 7/8 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -
9	COORDENADAS: (6.365, 14.45) BARRAS: 9/10, 8/9, 2/9 VINCULOS: Mismo éz en 8/9,9/10. COACCIONES: -
10	COORDENADAS: (8.204, 14.45) BARRAS: 10/11, 9/10 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -
11	COORDENADAS: (9.123, 14.45) BARRAS: 11/12, 10/11 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -
12	COORDENADAS: (11.03, 14.45) BARRAS: 12/13, 11/12, 3/12 VINCULOS: Mismo éz en 11/12,12/13. COACCIONES: -
13	COORDENADAS: (11.881, 14.45) BARRAS: 13/14, 12/13 VINCULOS: Mismo éz en todas las barras. COACCIONES: -



NUDOS	DESCRIPCION
14	COORDENADAS: (12.73, 14.45) BARRAS: 13/14 VINCULOS: - COACCIONES: -

BARRAS	PESO(Kp)				LONGITUD(m)				ACERO	DESCRIPCION
	Barra	Perfil	Serie	Acero	Barra	Perfil	Serie	Acero		
1/6	-				-				-	
3/12	-				-				-	90x90
2/9	-				-				-	90x90
4/5	-				-				-	90x90
5/6	-				-				-	110x100
6/7	-				-				-	110x100
7/8	-				-				-	110x100
8/9	-				-				-	110x100
9/10	-				-				-	110x100
10/11	-				-				-	110x100
11/12	-				-				-	110x100
12/13	-				-				-	110x100
13/14	-				-				-	110x100
				0.00 Kp				0.000 m		

BARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grad
1/6	1 (Portico)	Faja	2.1093 Tm/m	-	0.0000	14.4500	0.0000 (ab
	10 (Portico)	Faja	0.1800 Tm/m	-	0.0000	13.9000	270.0000 (abs
3/12	1 (Portico)	Faja	2.1093 Tm/m	-	0.0000	14.4500	0.0000 (abs
	10 (Portico)	Faja	0.2500 Tm/m	-	0.0000	13.9000	270.0000 (abs
2/9	1 (Portico)	Faja	2.1093 Tm/m	-	0.0000	14.4500	0.0000 (abs
	10 (Portico)	Faja	0.1800 Tm/m	-	0.0000	13.9000	270.0000 (abs
4/5	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.8500	0.0000 (abs
5/6	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.8500	0.0000 (abs
6/7	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.9080	0.0000 (abs
7/8	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.9190	0.0000 (abs
8/9	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.8380	0.0000 (abs
9/10	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.8390	0.0000 (abs
10/11	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.9190	0.0000 (abs
11/12	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	1.9070	0.0000 (abs
12/13	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.8510	0.0000 (abs

ARRAS	HIPOTESIS	CARGAS					
		Tipo	Carga1	Carga2	L1(m)	L2(m)	Angulo(grados)
13/14	1 (Portico)	Faja	2.8645 Tm/m	-	0.0000	0.8490	0.0000 (abs.)

NUDOS	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
5	2 (Portico)	Puntual	45.6700 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	30.8700 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	8.3900 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	6.3000 Tm	0.0000
	6 (Portico)	Puntual	2.9800 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	0.6300 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	0.6300 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	0.3100 Tm	180.0000
7	2 (Portico)	Puntual	0.3300 Tm	180.0000
	3 (Portico)	Puntual	0.0400 Tm	180.0000
	4 (Portico)	Puntual	14.1600 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	0.7300 Tm	0.0000
	6 (Portico)	Puntual	0.1400 Tm	180.0000
	7 (Portico)	Puntual	0.0000 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	9.9100 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	46.7200 Tm	0.0000
8	2 (Portico)	Puntual	1.9000 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	10.7200 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	0.7800 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	0.3300 Tm	180.0000
	6 (Portico)	Puntual	29.9300 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	13.9800 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	27.0600 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	34.7400 Tm	0.0000
9	2 (Portico)	Puntual	1.2700 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	9.2000 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	1.2000 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	0.2500 Tm	180.0000
	6 (Portico)	Puntual	2.4900 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	1.6300 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	46.3600 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	0.2900 Tm	0.0000
10	2 (Portico)	Puntual	9.5200 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	3.0200 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	0.2100 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	12.2100 Tm	0.0000
	6 (Portico)	Puntual	29.8700 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	42.9100 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	34.9700 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	0.1400 Tm	180.0000
11	2 (Portico)	Puntual	0.8600 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	9.1900 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	1.7000 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	1.4000 Tm	0.0000
	6 (Portico)	Puntual	2.7100 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	47.2700 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	0.1700 Tm	180.0000

NUDOS	HIPOTESIS	CARGAS		
		Tipo	Carga1	Angulo(grados)
11	4 (Portico)	Puntual	3.0100 Tm	0.0000
	5 (Portico)	Puntual	7.3100 Tm	0.0000
	6 (Portico)	Puntual	2.8900 Tm	0.0000
	7 (Portico)	Puntual	0.9600 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	12.7100 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	25.7400 Tm	0.0000
13	2 (Portico)	Puntual	45.1300 Tm	0.0000
	3 (Portico)	Puntual	30.9000 Tm	0.0000
	4 (Portico)	Puntual	0.2400 Tm	180.0000
	5 (Portico)	Puntual	0.0200 Tm	180.0000
	6 (Portico)	Puntual	0.3700 Tm	180.0000
	7 (Portico)	Puntual	0.1900 Tm	0.0000
	8 (Portico)	Puntual	2.2800 Tm	0.0000
	9 (Portico)	Puntual	0.4200 Tm	0.0000
14	10 (Portico)	Puntual	7.9900 Tm	0.0000
		Puntual	6.5100 Tm	0.0000
		Puntual	0.1900 Tm	180.0000
		Puntual	0.0900 Tm	180.0000
		Puntual	0.6400 Tm	0.0000
		Puntual	0.3200 Tm	0.0000
		Puntual	10.3100 Tm	0.0000
		Puntual	23.0000 Tm	270.0000

CÁLCULO DEL DINTEL

* **********
O: A: 2788EA.mtl
DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS5
17/4/1998, 11:53:08
* **********

BARRAS		ESFUERZOS								
		0 L	1/8 L	1/4 L	3/8 L	1/2 L	5/8 L	3/4 L	7/8 L	1 L
1/6	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-348.4301	-342.7152	-337.0003	-331.2854	-325.5705	-319.8556	-314.1407	-308.4258	-302.7108
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-13.8783	-13.4394	-13.0005	-12.5616	-12.1227	-11.6837	-11.2448	-10.8059	-10.5006
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	175.2092	150.5378	126.6593	103.5735	81.2806	59.7804	39.0731	19.1585	0.0000
3/12	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-306.9962	-301.2812	-295.5663	-289.8514	-284.1365	-278.4216	-272.7067	-266.9918	-261.2769
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-14.7376	-14.1280	-13.5183	-12.9087	-12.2991	-11.6895	-11.0799	-10.4703	-10.0463
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	177.7734	151.7043	126.7362	102.8692	80.1034	58.4386	37.8750	18.4125	0.0000
2/9	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-361.6774	-355.9625	-350.2476	-344.5327	-338.8178	-333.1029	-327.3880	-321.6731	-315.9583
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-13.8808	-13.4418	-13.0029	-12.5640	-12.1251	-11.6862	-11.2472	-10.8083	-10.5031
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.+(Tm*m)	175.2441	150.5684	126.6855	103.5954	81.2981	59.7935	39.0818	19.1629	0.0000
4/5	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	-0.4565	-0.9131	-1.3696	-1.8261	-2.2826	-2.7392	-3.1957	-3.6522
	Cort+(Tm)	0.0005	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
	Mom.-(Tm*m)	-0.0002	-0.0244	-0.0971	-0.2184	-0.3881	-0.6063	-0.8731	-1.1884	-1.5522
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
5/6	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-168.7274	-169.1839	-169.6404	-170.0970	-170.5535	-171.0100	-171.4666	-171.9231	-172.3796
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-1.5522	-19.5036	-37.5037	-55.5522	-73.6493	-91.7949	-109.9889	-128.2315	-146.5226
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6/7	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951	-10.4951
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0429
	Cort+(Tm)	130.3812	129.3565	128.3317	127.3069	126.2822	125.2574	124.2326	123.2078	122.1831
	Mom.-(Tm*m)	-146.5225	-115.5607	-87.0805	-62.3565	-43.2549	-24.4403	-9.1803	-7.4918	-5.9499
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	1.0017	7.1691	14.5510	22.2697	31.0703	45.9184	73.9468	101.7309

BARRAS		ESFUERZOS								
		0 L	1/8 L	1/4 L	3/8 L	1/2 L	5/8 L	3/4 L	7/8 L	1 L
7/8	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112	-10.5112
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-17.8139	-18.1101	-18.4062	-18.7024	-19.1778	-19.6714	-20.1650	-20.6586	-21.1522
	Cort+(Tm)	5.3742	4.8806	4.3870	3.8934	3.5791	3.2830	2.9868	2.6907	2.3945
	Mom.-(Tm*m)	-5.9499	-5.6645	-5.4131	-5.1957	-5.0123	-4.8630	-4.7477	-4.6664	-4.6191
	Mom.+(Tm*m)	101.7308	99.9710	98.1545	96.2813	94.3514	92.3648	90.3215	88.2215	86.0648
8/9	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984	-10.4984
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-91.7248	-92.7119	-93.6991	-94.6863	-95.6735	-96.6607	-97.6478	-98.6350	-99.6222
	Cort+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-4.6191	-5.3917	-6.3004	-7.3451	-18.4270	-32.2043	-49.5538	-71.7697	-94.2123
	Mom.+(Tm*m)	86.0648	65.5803	44.8690	23.9310	13.0673	6.0087	0.0000	0.0000	0.0000
9/10	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109	-21.0109
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort+(Tm)	91.3893	90.4016	89.4138	88.4261	87.4384	86.4507	85.4630	84.4753	83.4876
	Mom.-(Tm*m)	-94.2123	-74.8459	-55.7066	-39.0209	-23.4991	-11.4340	-8.7964	-6.2950	-4.3657
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	4.8640	11.4651	21.1596	39.9183	58.4500	77.1904
10/11	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968	-20.9968
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-1.7425	-2.0386	-2.3348	-2.6309	-2.9271	-3.2430	-3.7366	-4.2302	-4.7238
	Cort+(Tm)	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409	15.0409
	Mom.-(Tm*m)	-4.3657	-4.2347	-4.1377	-4.0747	-4.0457	-4.0508	-4.0899	-4.1630	-4.2701
	Mom.+(Tm*m)	77.1902	78.5179	79.7888	81.0030	82.1606	83.2614	84.3055	85.2930	86.2237
11/12	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012	-21.0012
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	-104.7636	-105.7879	-106.8121	-107.8363	-108.8606	-109.8848	-110.9090	-111.9333	-112.9575
	Cort+(Tm)	0.5679	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Mom.-(Tm*m)	-4.2701	-5.9168	-7.7099	-21.9444	-40.9820	-60.3075	-80.3890	-101.7104	-126.4422
	Mom.+(Tm*m)	86.2236	62.8373	39.2068	27.6270	20.4597	13.1897	6.2849	0.0943	0.0000
12/13	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429	-31.0429
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort+(Tm)	148.5898	148.1328	147.6757	147.2186	146.7616	146.3045	145.8474	145.3904	144.9333
	Mom.-(Tm*m)	-126.4423	-110.6604	-94.9271	-79.2424	-63.6064	-48.0190	-32.4801	-16.9900	-1.5485
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13/14	ENVOLVENTES									
	Axil-(Tm)	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606	-31.0606
	Axil+(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Cort-(Tm)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0004
	Cort+(Tm)	3.6481	3.1921	2.7361	2.2801	1.8241	1.3681	0.9121	0.4561	0.0001
	Mom.-(Tm*m)	-1.5486	-1.1857	-0.8711	-0.6049	-0.3872	-0.2179	-0.0969	-0.0244	-0.0002
	Mom.+(Tm*m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001

ARMADURAS DE FLEXIÓN SUPERIORES E INFERIORES DEL DINTEL

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS5
Fecha: 17/4/1998
Hora : 12:17

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Positivos)

---

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cmý] = 500
fyk [kp/cmý] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Secci¢n

b [cm] = 140.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 90.0
ho [cm] = 25.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 101.73

At_est [cmý] = 31.39

Plano de deformaci¢n de agotamiento

x [cm] = 2.9
1/r [1/m] ú1.E-3 = 9.69
Deformaci¢n s ú1.E-3 = 0.28
Deformaci¢n i ú1.E-3 = -10.39

Deformaci¢n y tensi¢n de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cmý]	Deformaci¢n ú1.E-3	Tensi¢n [kp/cmý]
106.0	20.93*	-10.00	-4636.4

* Cuant¡a inferior a la m¡nima

At_est [cmý] = 31.39 Cuant¡a m¡nima mec nica

í [mm]	12	16	20	25
n§ í	14	16	10	7
n§ capas	2	1	1	1
At [cmý]	31.65	32.15	31.40	34.34
wk	0.00	0.00	0.00	0.00

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN2

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS5
Fecha: 17/4/1998
Hora : 12:24

CALCULO DE SECCIONES T A FLEXION SIMPLE (Negativos)

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cmý] = 500
fyk [kp/cmý] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Secci¢n

b [cm] = 90.0
h [cm] = 110.0
bo [cm] = 140.0
ho [cm] = 85.0
r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento

Md [múMp] = 146.52

At_est [cmý] = 30.56

Plano de deformaci¢n de agotamiento

x [cm] = 6.5
1/r [1/m] úl.E-3 = 10.05
Deformaci¢n s úl.E-3 = 0.65
Deformaci¢n i úl.E-3 = -10.40

Deformaci¢n y tensi¢n de armaduras

Profundidad [cm]	Armadura [cmý]	Deformaci¢n úl.E-3	Tensi¢n [kp/cmý]
106.0	30.56	-10.00	-4636.4

At_est [cmý] = 30.56

í [mm]	12	16	20	25
n§ í	28	16	10	7
n§ capas	1	1	1	1
At [cmý]	31.65	32.15	31.40	34.34
wk	0.14	0.15	0.19	0.20

ARMADURAS DE CORTANTE DEL DINTEL

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TT1

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS5
Fecha: 17/4/1998
Hora : 13:30

CALCULO A CORTANTE DE SECCIONES RECTANGULARES

---

1. Datos

- Materiales:

  fck [kp/cm2] = 500
  fyk [kp/cm2] = 5100
  GammaC = 1.40
  GammaS = 1.10

- Tipo de Elemento Estructural:

  Tipo: viga
  En el c lculo no se considera la armadura comprimida

- Secci¢n

  b [cm] = 90.0
  h [cm] = 110.0
  r [cm] = 4.0

2. Dimensionamiento con cercos a 90ø

Vd [Mp] = 172.38 A90_est [cm2/m] = 20.52

í [mm]	s [cm]	n§ ramas	tipo	A90 [cm2/m]	Vsu [Mp]
6	*	*	*	*	*
8	*	*	*	*	*
10	15	4	2	20.94	83.92

Vcu [Mp] = 90.14
Vu1 [Mp] = 1022.14

CONTROL DE FISURACIÓN DEL DINTEL

OBRA: LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS5
CLIENTE: FERROVIAL FECHA: 17/04/98
EXPTE: NO972788E HORA: 13.24

CALCULO DE FISURACION (FLEXIÓN POSITIVA)

				DATOS SECCION (cm)		
H-	500	Gc:	1,4			
AEH-	500	Gs:	1,1	Binf (cm)	Bsup (cm)	H (cm)
		Gd:	1,5			
				140	140	20
Canto:	1,100	m		90	140	20
Isección:	0,121	m4		90	90	70
Ycdg:	0,602	m		0	0	0
Wsup:	0,244	m3				
Winf:	0,202	m3				

c mín: 2,5 cm AMBIENTE: II

Arm. inf: 16 ø 16 (por capa)
nº capas: 1 sep. capas: 5 cm (a eje de barras
c: 3,200 cm d: 106 cm
s: 5,573 cm
k1: 0,400 (0,4 barras corrugadas/0,8 barras lisas)
k2: 0,125 (0,125 flexión simple/0,250 tracción simple)
k3: 0,500 (1 carga noval / 0,5 resto)
k: 0,85 ((cp+sc frecuentes)/(sp+sc total))
Ac,ef: 1512 cm2
As,nec: 20,930 cm2
As,real: 32,170 cm2
fct,m: 42,837 kp/cm2
Es: 2100000 kp/cm2

Sm	s	sr	sm	Wk	Wadm
11,274702	1709	2816,707	0,326	0,06	0,256
cm	kp/cm2	kp/cm2	.1E(-3)	mm	mm

Arm. sup: 16 ø 16 (por capa)
nº capas: 1 sep. capas: 5 cm (a eje de barras
c: 3,200 cm d: 106 cm
s: 8,907 cm
k1: 0,400 (0,4 barras corrugadas/0,8 barras lisas)
k2: 0,125 (0,125 flexión simple/0,250 tracción simple)
k3: 0,500 (1 carga noval / 0,5 resto)
k: 0,85 ((cp+sc frecuentes)/(sp+sc total))
Ac,ef: 2352 cm2
As,nec: 30,560 cm2
As,real: 32,170 cm2
fct,m: 42,837 kp/cm2
Es: 2100000 kp/cm2

Sm	s	sr	sm	Wk	Wadm
14,030	2496	2816,707	0,475	0,11	0,256
cm	kp/cm2	kp/cm2	.1E(-3)	mm	mm

CÁLCULO DEL FUSTE

```
*************************************************
* R: 2788EA.mtl
* DESCRIPCION: LAV ZARAGOZA LERIDA S.VII PS5
  17/4/1998, 11:26:32
*************************************************
```

NUDOS	REACCIONES			
	Rx (Tm)	Ry (Tm)	Mz (Tmfm)	
HIPOTESIS 1 (Peso Propio).				
1	0.0000	41.8319	0.0000	
2	0.0000	44.2396	0.0000	
3	0.0000	41.8319	0.0000	
HIPOTESIS 2 (Peso Propio).				
1	0.0000	123.5917	0.0000	
2	0.0000	115.5999	0.0000	
3	0.0000	123.4384	0.0000	
POTESIS 3 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	18.8237	0.0000	
2	0.0000	-0.6144	0.0000	
3	0.0000	-0.6293	0.0000	
POTESIS 4 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	13.1697	0.0000	
2	0.0000	22.7228	0.0000	
3	0.0000	0.8474	0.0000	
HIPOTESIS 5 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	0.2868	0.0000	
2	0.0000	14.1214	0.0000	
3	0.0000	10.1118	0.0000	
HIPOTESIS 6 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	-0.9758	0.0000	
2	0.0000	0.0468	0.0000	
3	0.0000	19.2790	0.0000	
:POTESIS 7 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	34.5829	0.0000	
2	0.0000	27.9186	0.0000	
3	0.0000	-0.9014	0.0000	
:POTESIS 8 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	8.1767	0.0000	
2	0.0000	44.3877	0.0000	
3	0.0000	9.1556	0.0000	
POTESIS 9 (Sobrecarga uso).				
1	0.0000	26.3222	0.0000	
2	0.0000	63.5851	0.0000	
3	0.0000	26.0227	0.0000	
HIPOTESIS 10 (Viento).				
1	10.2802	0.0000	-129.7846	
2	10.2820	0.0000	-129.8105	
3	10.9167	0.0000	-131.6840	

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

FUSTES LATERALES

ALTURA DEL PILAR:	13,90	m
REACCIONES:		
PESO PROPIO:	41,83	t
CARGAS PERMANENTES:	123,59	t
SOBRECARGA 1:	66,86	t
SOBRECARGA 2:	-0,98	t
VIENTO:	10,28	t
FRENADO:	1,14	t
REOLOGICAS:	0,67	t
ASIMETRIA DE CARGAS:	26,32	t
	10,66	mt

Gdmín =	0,9	
Gdmín =	1,5	
Reducción viento =	0,9	

	SEGÚN X	SEGÚN Z	
TIPO PILAR:	0,9	0,9	
Imin =	0,054675	0,054675	m4
lp=	25,02	25,02	m
A =	0,81	0,81	m2
i =	0,25980762	0,25980762	m
lambda =	96,3020249	96,3020249	
h =	0,9	0,9	m

Fck =	500	kp/cm2
Fyk =	5100	kp/cm2
Gc =	1,4	
Gs =	1,1	

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	148,00	0,00	13,97
AXIL MÁXIMO	348,43	0,00	37,66
ASIMETRÍA	172,57	192,91	12,57

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	133,20	192,91	12,57
AXIL MÁXIMO	313,59	192,91	33,89
ASIMETRÍA	155,31	192,91	48,28

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	148,00	44,09	69,50
AXIL MÁXIMO	348,43	103,80	169,86
ASIMETRÍA	172,57	51,41	126,65

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL			
	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	133,20	191,38	62,55
AXIL MÁXIMO	313,59	284,27	152,87
ASIMETRÍA	155,31	203,29	113,98

COMBINACION DE CARGAS EN LAS PILAS DE DINTELES ARTICULADOS

FUSTE CENTRAL

ALTURA DEL PILAR:	13,90	m
REACCIONES:		
PESO PROPIO:	44,24	t
CARGAS PERMANENTES:	115,60	t
SOBRECARGA 1:	109,15	t
SOBRECARGA 2:	-0,61	t
VIENTO:	10,28	t
FRENADO:	1,14	t
REOLOGICAS:	0,67	t
ASIMETRIA DE CARGAS:	63,59	t
	25,75	mt

Gdmín =	0,9
Gdmín =	1,5
Reducción viento =	0,9

	SEGÚN X	SEGÚN Z	
TIPO PILAR:	0,9	0,9	
Imin =	0,054675	0,054675	m4
lp=	25,02	25,02	m
A =	0,81	0,81	m2
i =	0,25980762	0,25980762	m
lambda =	96,3020249	96,3020249	
h =	0,9	0,9	m

Fck =	500 kp/cm2
Fyk =	5100 kp/cm2
Gc =	1,4
Gs =	1,1

SIN VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL

	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	143,30	0,00	13,97
AXIL MÁXIMO	403,49	0,00	37,66
ASIMETRÍA	201,08	192,94	12,57

CON VIENTO, SIN EXCENTRICIDAD ADICIONAL

	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	128,97	192,94	12,57
AXIL MÁXIMO	363,14	192,94	33,89
ASIMETRÍA	180,97	192,94	68,65

SIN VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL

	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	143,30	42,69	67,89
AXIL MÁXIMO	403,49	120,20	188,89
ASIMETRÍA	201,08	59,90	167,36

CON VIENTO, CON EXCENTRICIDAD ADICIONAL

	Nd	Minf,z,d	Minf,x,d
AXIL MÍNIMO	128,97	189,11	61,10
AXIL MÁXIMO	363,14	308,30	170,00
ASIMETRÍA	180,97	216,94	150,62

PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGON. PROGRAMA TN5

Obra : LAV ZARAGOZA LLEIDA S. VII PS5
Fecha: 17/4/1998
Hora : 15:53

CALCULO DE SECCIONES RECTANGULARES A FLEXION COMPUESTA ESVIADA

1. Datos

- Materiales

fck [kp/cm2] = 500
fyk [kp/cm2] = 5100
Gc = 1.40
Gs = 1.10

- Sección

b [cm] = 90.00
h [cm] = 90.00
r [cm] = 4.00

n§ barras horizontales = 6
n§ barras verticales = 6

2. Diagrama

í [mm] = 32
N§ de hipótesis = 2
N§ Puntos por hipótesis = 24

Resultados num,ricos del diagrama de interacción

1¦ Hipótesis.

Axil [Mp] = 403.5

Esfuerzos ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] 1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [m Mp]	Myu [m Mp]
1	26.3	0.0	13.33	403.5	-408.5	0.0
2	39.6	15.0	8.85	403.5	-386.6	-92.9
3	49.6	30.0	7.06	403.5	-334.6	-190.1
4	52.9	45.0	6.62	403.5	-268.2	-268.2
5	49.6	60.0	7.06	403.5	-190.1	-334.6
6	39.6	75.0	8.85	403.5	-92.9	-386.6
7	26.3	90.0	13.33	403.5	-0.0	-408.5
8	39.6	105.0	8.85	403.5	92.9	-386.6
9	49.6	120.0	7.06	403.5	190.1	-334.6
10	52.9	135.0	6.62	403.5	268.2	-268.2
11	49.6	150.0	7.06	403.5	334.6	-190.1
12	39.6	165.0	8.85	403.5	386.6	-92.9
13	26.3	180.0	13.33	403.5	408.5	-0.0
14	39.6	195.0	8.85	403.5	386.6	92.9
15	49.6	210.0	7.06	403.5	334.6	190.1
16	52.9	225.0	6.62	403.5	268.2	268.2
17	49.6	240.0	7.06	403.5	190.1	334.6
18	39.6	255.0	8.85	403.5	92.9	386.6
19	26.3	270.0	13.33	403.5	0.0	408.5
20	39.6	285.0	8.85	403.5	-92.9	386.6
21	49.6	300.0	7.06	403.5	-190.1	334.6
22	52.9	315.0	6.62	403.5	-268.2	268.2
23	49.6	330.0	7.06	403.5	-334.6	190.1
24	39.6	345.0	8.85	403.5	-386.6	92.9

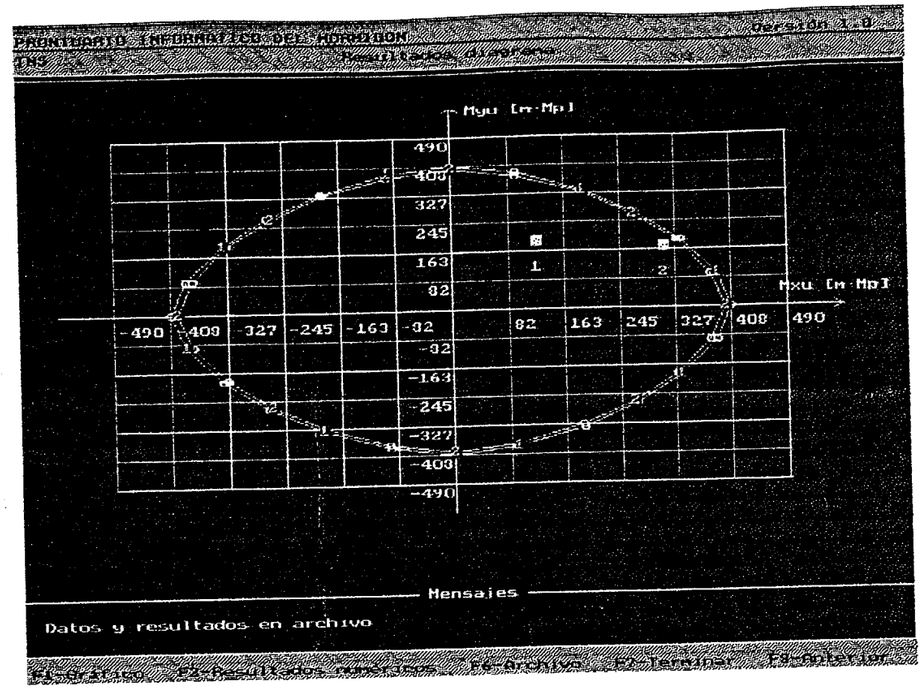
Resultados num,ricos del diagrama de interacción

2¦ Hipótesis.

Axil [Mp] = 363.1

Esfuerzos ltimos

Punto	X [cm]	á [ø]	1/r [1/m] 1.E-3	Nu [Mp]	Mxu [m Mp]	Myu [m Mp]
1	25.0	0.0	14.00	363.1	-399.9	0.0
2	38.3	15.0	9.13	363.1	-377.6	-93.6
3	48.4	30.0	7.23	363.1	-327.8	-188.2
4	51.6	45.0	6.78	363.1	-263.6	-263.6
5	48.4	60.0	7.23	363.1	-188.2	-327.8
6	38.3	75.0	9.13	363.1	-93.6	-377.6
7	25.0	90.0	14.00	363.1	-0.0	-399.9
8	38.3	105.0	9.13	363.1	93.6	-377.6
9	48.4	120.0	7.23	363.1	188.2	-327.8
10	51.6	135.0	6.78	363.1	263.6	-263.6
11	48.4	150.0	7.23	363.1	327.8	-188.2
12	38.3	165.0	9.13	363.1	377.6	-93.6
13	25.0	180.0	14.00	363.1	399.9	-0.0
14	38.3	195.0	9.13	363.1	377.6	93.6
15	48.4	210.0	7.23	363.1	327.8	188.2
16	51.6	225.0	6.78	363.1	263.6	263.6
17	48.4	240.0	7.23	363.1	188.2	327.8
18	38.3	255.0	9.13	363.1	93.6	377.6
19	25.0	270.0	14.00	363.1	0.0	399.9
20	38.3	285.0	9.13	363.1	-93.6	377.6
21	48.4	300.0	7.23	363.1	-188.2	327.8
22	51.6	315.0	6.78	363.1	-263.6	263.6
23	48.4	330.0	7.23	363.1	-327.8	188.2
24	38.3	345.0	9.13	363.1	-377.6	93.6



ASUNTO: ZAPATA PILA P080 SUPERON Nº 5. | FECHA | REF. | HOJA 1-2

Dimensiones de la zapata. 11,90 × 2,70 × 1,50 m.

Según se desprende del cálculo de las pilas, los esfuerzos que se transmiten a las zapatas por los fustes son:

Verticales

1- R_V = 41,83 + 123,59 + 18,82 + 13,17 + 0,30 − 0,98 + 8,18 = 204,91 ton

2- R_V = 44,24 + 115,60 − 0,61 + 22,72 + 14,12 + 0,05 + 44,39 = 240,51 ton

3- R_V = 41,83 + 123,44 − 0,63 + 0,85 + 10,11 + 19,28 + 9,16 = 204,04 ton

Horizontal en el plano del dintel

1- H_L = 10,28 + (1,14 + 0,67) cos 45° /3 = 10,71 ton

2- H_L = 10,28 + (1,14 + 0,67) cos 45° /3 = 10,71 ton

3- H_L = 10,92 + (1,14 + 0,67) cos 45° /3 = 11,35 ton

Horizontal en el plano perpendicular al del dintel

1- H_T = (1,14 + 0,67) sen 45° /3 = 0,43 ton

2- H_T = (1,14 + 0,67) sen 45° /3 = 0,43 ton

3- H_T = (1,14 + 0,67) sen 45° /3 = 0,43 ton

Momentos en el sentido longitudinal

1- M_L = 129,78 + 0,43 (13,90 + 1,10) = 136,23 m ton

2- M_L = 129,81 + 0,43 (13,90 + 1,10) = 136,26 m ton

3- M_L = 131,68 + 0,43 (13,90 + 1,10) = 138,13 m ton

Momentos en el sentido transversal

1- M_T = 0,43 × (13,90 + 1,10) = 6,45 m ton

2- M_T = 0,43 × (13,90 + 1,10) = 6,45 m ton

3- M_T = 0,43 × (13,90 + 1,10) = 6,45 m ton

Los esfuerzos que la zapata transmite al terreno son:

N = 11,90 × 2,70 × 1,50 × 2,5 + 204,91 + 240,51 + 204,04 = 769,95 ton

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-2

M_L = 136,23 + 136,26 + 138,13 + (10,71 + 10,71 + 11,35) × 1,50 = 459,78 m ton

M_T = 6,45 + 6,45 + 6,45 + (0,43 + 0,43 + 0,43) × 1,50 = 21,29 m ton

Las tensiones que la zapata transmite al terreno son:

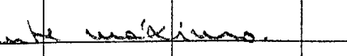
$$\sigma = \frac{769,95}{11,90 \times 2,70} \pm \frac{6 \times 459,78}{11,90^2 \times 2,70} \pm \frac{6 \times 21,29}{11,90 \times 2,70^2}$$

σ_1 = 32,65 t/m² σ_2 = 29,71 t/m²

σ_3 = 18,21 t/m² σ_4 = 15,27 t/m²

$\sigma_{adm.}$ = 32,65 / 1,30 = 25,12 t/m²

ARMADURAS. H-200 AEH-500 c = 40 mm



q = 23,96 t/m²

Voladizo M = 23,96 × 1,35²/2 = 21,83 m t/m

Centro vano M = 0,07 × 23,96 × 4,60² − 21,83/2 = 24,57 m t/m

Apoyo M = 0,125 × 23,96 × 4,60² = 63,37 m t/m

V_R = 1,00 × 1,46 × 2000 / 1,3 = 1.947 t/m

Armadura superior.

M_d = 24,57 × 1,6 = 39,31 m t/m V_d = 26 t/m

Disponemos como armadura longitudinal superior 4 Φ16 más (35,67 t/m), en total 11 Φ16 en todo el ancho de la zapata

Armadura inferior.

M_d = 63,37 × 1,6 = 101,39 m t/m V_d = 70 t/m

Disponemos como armadura longitudinal inferior 4 Φ25 más (87,98 t/m), en total 11 Φ25 en todo el ancho de la zapata

Cortante máximo.

V_d = 0,625 × 23,96 × 4,60 × 1,6 = 110,22 t/m

V_{rd} = 1,00 × 1,46 × 0,5 × 10 × $\sqrt{25}$/1,5 = 84,29 t/m

V_{dd} = 110,22 − 84,29 = 25,93 t/m cercos Φ12 a 20 cm (3 ramas)

ASUNTO: PASO SUPERIOR N°S-ESTRIBO1 (L=12,73 M) | FECHA | REF. | HOJA 1-4

ESTRIBO 1 - La altura total del fustial es de 10,40 m. de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 90 cm. y los 8,75 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m con una puntera de 1,00 m. y un talon de 4,80 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,90^2 \times 0,33 = 44,39$ t/m

$E_{SC} = 1,00 \times 11,90 \times 0,33 = 3,93$ t/m } $E = 48,32$ t/m

$M_V = 44,39 \times 11,90/3 + 3,93 \times 11,90/2 = 199,46$ mt/m

① Estribo en vacio sin tablero

Peso = 148,99 t/m

M_E = 573,48 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $c_V = 573,48 / 199,46 = 2,88$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_D = 148,99 \times 0,5 / 48,32 = 1,54$

② Estrib. con tablero sin sobrecarga.

$E = 48,32 + 2,43 \times \text{sen}45^\circ \times 4 / 12,73 = 48,86$ t/m

$M_V = 199,46 + 0,54 \times (8,75 + 1,50) = 205,00$ mt/m

Peso = 148,99 + 99,00 / 12,73 = 156,77 t/m

$M_E = 573,48 + 99,00 (0,45 + 1,00) / 12,73 = 584,77$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 584,77 / 205,00 = 2,85$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_D = 156,77 \times 0,5 / 48,86 = 1,60$

③ Estrib. con tablero y sobrecarga.

$E = 48,86 + 1,048 \times 4 \times \text{sen}45^\circ / 12,73 = 49,09$ t/m

$M_V = 205,00 + 0,23 (8,75 + 1,50) = 207,36$ mt/m

Peso = 148,99 + 273,18 / 12,73 = 170,45 t/m

$M_E = 573,48 + 21,46 (0,45 + 1,00) = 604,60$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 604,60 / 207,36 = 2,92$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 170,45 \times 0,5 / 49,09 = 1,74$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

Tensiones maximas. $e_G = 2,331$ m. $< 7,00/3$

$\sigma = 2 \times 170,45 / 3 \times 2,331 = 48,75$ t/m²

ARMADURAS H-200, AEH-500, C=40 mm.

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,40^2 \times 0,33 \times 10,40/3 + 1,00 \times 10,40 \times 0,33 \times 10,40/2 = 135,39$ mt/m

$M_d = 135,39 \times 1,6 = 216,63$ mt/m. $U_C = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.392$ t/m

$U_f = 205$ t/m

Disponemos en la cara de los tierras en vertical 10 Ø25 mm/m (217,70 t/m) y en horizontal Ø16 a 20 cm (44,58 t/m).

Disponemos en la cara este en vertical 5 Ø12 mm/m (23,05 t/m) y en horizontal Ø10 a 20 cm (17,42 t/m).

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo disponemos medio de Ø12 a 10 cm.

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 48,75 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 39,00$ mt/m. $U_C = 1,00 \times 1,16 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m

$U_f = 26$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Ø16 mm/m (44,58 t/m) y como reparto Ø10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA-TALON.

$M_d = 1,6 (10,40 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 \times 1,00) 4,80^2/2 = 451,77$ mt/m

$U_C = 1,00 \times 1,16 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m $U_f = 343$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 Ø32 mm/m (356,70 t/m) y como reparto Ø20 a 20 cm (69,66 t/m).

ESTRIBO 2 - La altura total del hastial es de 14,00 m. en los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 12,35 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón 6,50 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 15,5^2 \times 0,33 = 75,32$ t/m

$E_{SC} = 1,00 \times 15,50 \times 0,33 = 5,12$ mt/m } $E = 80,44$ t/m

$M_V = 75,32 \times 15,50/2 + 5,12 \times 15,50/2 = 428,83$ mt/m.

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 244,23 t/m

$M_E = 1.146,80$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $C_V = 1.146,80 / 428,83 = 2,67$

Coef. Estabilidad al deslizamiento $C_d = 244,23 \times 0,5 / 80,44 = 1,52$

② Estribo con tablero sin sobrecarga

$E = 80,44 + 2,54 \times \operatorname{tg} 45° \times 5 / 12,73 = 81,15$ t/m

$M_V = 428,83 + 0,71 (14,00 + 1,50) = 439,84$ mt/m

Peso = 244,23 + 178,53 / 12,73 = 258,26 t/m

$M_E = 1.146,80 + 14,03 \times (0,45 + 1,00) = 1.167,14$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 1.167,14 / 439,84 = 2,65$

Coef. Estabilidad al deslizamiento $C_d = 258,26 \times 0,5 / 81,15 = 1,59$

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 81,15 + 1,03 \times \operatorname{tg} 45° \times 5 / 12,73 = 81,44$ t/m

$M_V = 439,84 + 0,29 (14,00 + 1,50) = 444,34$ mt/m.

Peso = 244,23 + 413,29 / 12,73 = 276,70 t/m

$M_E = 1.146,80 + 32,47 \cdot (0,45 + 1,00) = 1.193,88$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 1.193,88 / 444,34 = 2,69$

Coef. Estabilidad al deslizamiento $C_d = 276,70 \times 0,5 / 81,44 = 1,70$

Tensiones máximas $e_0 = 2,709$ m.

$\sigma = 2 \times 276,7 / 3 \times 2,709 = 68,09$ t/m²

ARMADURAS #-200, BEH-500, c = 40 mm.

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 14,00^2 \times 0,33 \times 14,00/3 + 1,00 \times 14,00 \times 0,33 \times 14,00/2 = 319,09$ mt/m

$M_d = 319,09 \times 1,6 = 510,54$ mt/m. $U_F = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.392$ t/m

$U_P = 562$ t/m

Dispondremos en la cara de la tierra en vertical 10 ϕ 32 mm (356,70 t/m) y en horizontal ϕ 12 a 20 cm (69,66 t/m)

Dispondremos en la cara exterior en vertical 5 ϕ 25 mm (108,85 t/m) y en horizontal ϕ 12 a 20 cm. (25,08 t/m)

Como refuerzo en la cara horizontal de abajo dispondremos una ϕ 12 a 20 cm.

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 1,6 \times 68,09 \times 1,00^2/2 = 54,48$ mt/m. $U_F = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m

$U_P = 37$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal 5 ϕ 25 mm (108,85 t/m) y como reparto ϕ 12 a 20 cm (25,08 t/m)

ZAPATA. TALON.

$M_d = 1,6 (14,00 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 6,50^2/2 = 1.059,63$ mt/m.

$U_F = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m $U_P = 966$ t/m

Dispondremos como armadura superior principal 10 ϕ 32 mm (356,70 t/m) y como reparto ϕ 20 a 20 cm (69,66 t/m)

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los taludes laterales se dividen en 8 unidades diferenciadas por su geometría y su solicitación. Cada 2 forman una Aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva aparejada 2 Aletas de iguales alturas y diferentes longitudes.

ESTRIBO 1 - Las 2 Aletas adyacente tienen una longitud de 24 y 22 m. respectivamente y son continuación del Estribo en dirección paralela a las viaf. se dividen a su vez en 2 partes de 12 y 11 m. la primera con altura de Hastial comprendida entre 2,00 y 6,575 m. espesor de 0,50 m. y Zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de Hastial comprendido entre 5,825 y 10,40 m, espesor de 1,10 m. y Zapata de 1,50 m. de canto.

ESTRIBO 2 - Las 2 Aletas adyacentes tienen una longitud de 24 y 16 m. respectivamente y son continuación del Estribo en dirección paralela a las viaf. se dividen a su vez en 2 partes de 12 y 8 m. la primera con altura de Hastial comprendida entre 2,00 y 8,375 m. espesor de 0,50 m. y Zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de Hastial comprendida entre 7,625 y 14,00 m. espesor de 1,00 m y Zapata de 1,50 m. de canto.

La Aleta más desfavorable forma con la perpendicular al Camino un ángulo de 90° - 45° = 45° Luego el ángulo sobre la horizontal con que el talud incide en el muro es de: $\beta = 45° + \text{arc. tg } 2:3/90° = 16,85°$ y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = 0°$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de: 0,4180

E1.a - Altura de cálculo. $(6,575 - 2,00)^{3/4} + 2,00 + 0,75 = 5,43 + 0,75 = 6,18$ m.

Ancho de Zapata $(3,25 - 1,00)^{3/4} + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,69 + 1,00 = 3,69$ m

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,18^2 \times 0,418 = 15,17$ t/m

Mto. de vuelco $15,17 \times 6,18/3 = 31,24$ mt/m

Peso $= 41,46$ t/m

Mto. estabilizador $= 82,94$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $cv = 82,94/31,24 = 2,65$

Coficiente estabilidad deslizamiento $cd = 41,46 \times 0,5 / 15,17 = 1,37$

Tensiones. $e_6 = 1,247$ m. $e_0 = 0,598$ m

$$\sigma = \frac{41,46}{3,69}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,598}{3,69}\right) = \begin{cases} 22,16 \text{ t/m}^2 \\ 0,31 \text{ t/m}^2 \end{cases} \quad \sigma_{adm} = 22,16/1,30 = 17,05 \text{ t/m}^2$$

Adoptando H-200 y AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,43^2 \times 0,418 \times 5,43/3 = 21,19$ mt/m $\quad Md = 21,19 \times 1,6 = 33,91$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 552$ t/m $\quad Vp = 81$ t/m

Dispondrá en la cara de las tierras

En vertical.	10 Φ16 /mml	- 89,20	t/m
En horizontal	Φ12 a 20 cm	- 25,08	t/m

Dispondrán en la cara exterior

En vertical	5 Φ10 /mml	- 17,42	t/m
En horizontal	Φ10 a 20 cm	- 17,42	t/m

ZAPATA-PUNTERA.

$M = 22,16 \times 0,50^2/2 = 2,77$ mt/m $\quad Md = 2,77 \times 1,6 = 4,43$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m $\quad Vp = 7$ t/m

Dispondrá como armadura inferior principal 5 Φ12 /mml (25,08 t/m) y como reparto Φ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

M = (5,43 × 1,9 + 0,75 × 2,5) × 2,69²/2 = 44,11 mt/m Md = 44,11 × 1,6 = 70,58 mt/m

Vc = 1,00 × 0,71 × 2000 / 1,5 = 947 t/m Vf = 107 t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 ϕ 16 + 5 ϕ 20 mm (114,24 t/m) y como reparto ϕ 12 a 20 cm (25,08 t/m)

E 1.b - Altura de cálculo (10,40 - 5,825) 3/4 + 5,825 + 1,50 = 9,26 + 1,50 = 10,76 m

Ancho de zapata (5,50 - 2,75) 3/4 + 2,75 + 1,00 + 1,00 = 4,44 + 2,00 = 6,44 m.

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,76^2 \times 0,418 = 45,98$ t/m

Mto. de vuelco 45,98 × 10,76/3 = 164,90 mt/m

Peso = 125,42 t/m

Mto. estabilizador = 442,15 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco Cv = 442,15 / 164,90 = 2,68

Coeficiente estabilidad deslizamiento cd = 125,42 × 0,5 / 45,98 = 1,36

Tensiones. eb = 2,211 m. e0 = 1,009 m

$\sigma = \frac{125,42}{6,44}\left(1 \pm \frac{6 \times 1,009}{6,44}\right) \cdot \begin{cases} 37,78 \text{ t/m}^2 \\ 1,17 \text{ t/m}^2 \end{cases}$ σadm = 37,78 / 1,30 = 29,06 t/m²

Adoptando H-200 y AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL

H = ½ × 1,9 × 9,26² × 0,418 × 9,26/3 = 105,10 mt/m Md = 105,10 × 1,6 = 168,16 mt/m

Vc = 1,00 × 0,96 × 0,9 × 2000 / 1,5 = 1.152 t/m Vf = 196 t/m

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical 5 ϕ 25 + 5 ϕ 20 mm = 178,51 t/m

En horizontal ϕ 16 a 20 cm = 44,58 t/m

Disponemos en la cara este

En vertical 5 ϕ 12 mm = 25,08 t/m

En horizontal ϕ 10 a 20 cm = 17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

M = 37,78 × 1,00²/2 = 18,89 mt/m Md = 18,89 × 1,6 = 30,22 mt/m

Vc = 1,00 × 1,46 × 2000 / 1,5 = 1.947 t/m Vf = 20 t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ 12 mm (25,08 t/m) y como reparto ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m).

ZAPATA - TALON.

M = (9,26 × 1,9 + 1,50 × 2,5) × 4,44²/2 = 210,38 mt/m Md = 210,38 × 1,6 = 336,61 mt/m

Vc = 1,00 × 1,46 × 2000 / 1,5 = 1.947 t/m Vf = 250 t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 ϕ 25 mm (217,70 t/m) y como reparto ϕ 16 a 20 cm (44,58 t/m)

E 2.a - Altura de cálculo (8,375 - 2,00) 2/3 + 2,00 + 0,75 = 6,25 + 0,75 = 7,00 m

Ancho de zapata (4,10 - 1,00) 2/3 + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 3,07 + 1,00 = 4,07 m

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 7,00^2 \times 0,418 = 19,46$ t/m

Mto. de vuelco 19,46 × 7,00/3 = 45,40 mt/m

Peso = 51,90 t/m

Mto. estabilizador = 113,15 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco Cv = 113,15 / 45,40 = 2,49

Coeficiente estabilidad deslizamiento cd = 51,90 × 0,5 / 19,46 = 1,33

Tensiones. eb = 1,305 m. < 4,07/3

σ = 2 × 51,90 / 3 × 1,305 = 26,51 t/m²

Adoptando H-200 y AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

M = ½ × 1,9 × 6,25² × 0,418 × 6,25/3 = 32,32 mt/m Md = 32,32 × 1,6 = 51,71 mt/m

Vc = 1,00 × 0,46 × 0,9 × 2000 / 1,5 = 552 t/m Vf = 139 t/m.

Disponemos en la cara de las tierras

En vertical 10 Φ20 mm/l -139,30 t/m

En horizontal Φ12 a 20 cm -25,08 t/m

Disponemos en la cara sobre

En vertical 5 Φ10 mm/l -17,42 t/m

En horizontal Φ10 a 20 cm -17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 26,51 \times 0,50^2/2 = 3,31$ mt/m $Md = 3,31 \times 1,6 = 5,30$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m $Vf = 7$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ12 mm/l (25,08 t/m)

y como reparto Φ10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M = (6,25 \cdot 1,9 + 0,75 \cdot 2,5)\, 3,07^2/2 = 64,80$ mt/m $Md = 64,80 \times 1,6 = 103,67$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m $Vf = 163$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ25 + 5 Φ20 mm/l

(178,31 t/m) y como reparto Φ16 a 20 cm (44,58 t/m)

E.2.b- Altura de cálculo $(14,00 - 7,625)\, 2/3 + 7,625 + 1,50 = 11,88 + 1,50 = 13,38$ m

Altura de zapata. $(6,70 - 3,60)\, 2/3 + 3,60 + 1,00 + 1,00 = 5,67 + 2,00 = 7,67$ m

Supuesto. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 13,38^2 \times 0,418 = 71,09$ t/m

Mto. de vuelco $71,09 \cdot 13,38/3 = 317,06$ mt/m

Peso = 186,45 t/m

Mto. estabilizador = 773,63 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $CV = 773,63/317,06 = 2,44$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $Cd = 186,45 \times 0,5/71,09 = 1,31$

Tensiones. $\sigma_b = 2,449$ mm $< 7,67/3$ $\sigma = 2 \times 186\,4/3 \times 2,449 = 50,75$

Adoptando H-200 , AEH-500 y c = 40 mm las ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,88^2 \times 0,418 \times 11,88/3 = 221,94$ mt/m $Md = 221,94 \times 1,6 = 355,10$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,96 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.152$ t/m $Vf = 474,01$ mt/m

Disponemos en la cara de las tierras.

En vertical 10 Φ32 mm/l -356,70 t/m

En horizontal Φ20 a 20 cm -69,66 t/m

Disponemos en la cara sobre

En vertical 5 Φ25 mm/l -108,85 t/m

En horizontal Φ12 a 20 cm -25,08 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 50,75 \times 1,00^2/2 = 25,38$ mt/m $Md = 25,38 \times 1,6 = 40,60$ mt/m

$Vf = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m $Vf = 27$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ25 mm/l (108,85 t/m)

y como reparto Φ12 a 20 cm (25,08 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M = (11,88 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5) \times 5,67^2/2 = 423,11$ mt/m $Md = 423,11 \times 1,6 = 676,98$ t/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m $Vf = 557$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 Φ32 mm/l

(356,70 t/m) y como reparto Φ20 a 20 cm (69,66 t/m)

PASO SUPERIOR Nº 6

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de un vano de 29,72 m de longitud aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,25 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-140-B-120**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **28,92** m
Número de vigas por vano : **4**
Canto total de losa : **0,25** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **150,0000** g
Cálculo: **2788FC**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

T ULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-6

NOMBRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788FC

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	: 9
Ancho de la acera izq.	(m)	: 1
Ancho de la acera der.	(m)	: 1
Espesor de aceras	(m)	: .2
Canto losa	(m)	: .2
Espesor de aglomerado	(m)	: .12
Canto encofrado perdido	(m)	: .05
Entrega encof. perdido	(m)	: .1
Canto total	(m)	: 1.65
Vuelo izquierdo	(m)	: .6
Vuelo derecho	(m)	: .6
N de vigas		: 4
Ala superior	(m)	: 1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	9.000
2	9.000	0.000
3	0.000	37.920
4	9.000	28.920

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,0) (5,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	29.72	28.92	0.00	1.400
2	29.72	28.92	3.68	1.400
3	29.72	28.92	7.35	1.400
4	29.72	28.92	11.03	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto=	1.4000 m	Inercia=	.13414836 m4
Ycg =	.6932 m	Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg=	.7068 m	Wxxs =	.18979625 m3
Area =	.4929 m2		

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CARGAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	625	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

CARGAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

T TULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-6

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

D TOS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	28.92	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.20	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

VIGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	127.84	123.21	81.41	86.73	141.08	332.46	557.84
2	127.77	168.51	83.85	101.18	146.24	379.99	626.33
3	127.77	168.51	83.85	101.18	146.24	379.99	626.33
4	127.84	123.21	81.41	86.73	141.08	332.46	557.84

H POTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+6
V 2 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+8
V 3 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+14
V 4 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+16

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

V GA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	17.68	17.04	11.26	12.00	19.88	77.85
2	17.67	23.31	11.60	13.99	20.60	87.18
3	17.67	23.31	11.60	13.99	20.60	87.18
4	17.68	17.04	11.26	12.00	19.88	77.85

T RSORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

V GA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	2.99	43.53	77.85	.15
2	2.71	58.36	87.18	.43
3	2.71	58.36	87.18	.43
4	2.99	43.53	77.85	.15

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

P NDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.23	-.05	.49	-.09	.40	-.10	1.12	-.24
	.23	-.05	.75	-.55	.79	-.27	1.48	-.87
4	.21	-.03	.79	-.64	.99	-.90	1.75	-1.49
	.20	-.01	.85	-.53	1.14	-.64	1.98	-1.14
	.18	0.00	.90	-.50	1.30	-.43	2.21	-.91
7	.17	0.00	.92	-.51	1.44	-.22	2.37	-.72
8	.16	0.00	.90	-.50	1.49	-.22	2.40	-.58
	.17	0.00	.92	-.51	1.44	-.22	2.37	-.72
10	.18	0.00	.90	-.50	1.30	-.43	2.21	-.91
11	.20	-.01	.85	-.53	1.14	-.64	1.98	-1.14
1	.21	-.03	.79	-.64	.99	-.90	1.75	-1.49
1	.23	-.05	.75	-.55	.79	-.27	1.48	-.87
14	.23	-.05	.49	-.09	.40	-.10	1.12	-.24
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

BA DA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	0.00	-.07	0.00	0.00	0.00	0.00
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
4	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
7	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
10	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
11	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
1	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
1	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
14	.23	-.23	3.45	-3.45	.16	-.16
1	0.00	-.07	0.00	0.00	.16	-.16

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	7	35.96	9.26	41.77	45.22	77.72
1	48	35.96	11.20	39.08	47.15	75.04
2	4	42.46	11.59	65.06	54.05	107.51
2	47	42.46	12.51	64.27	54.96	106.73
3	2	42.46	12.51	64.27	54.96	106.73
3	45	42.46	11.59	65.06	54.05	107.51
4	1	35.96	11.20	39.08	47.15	75.04
4	42	35.96	9.26	41.77	45.22	77.72

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 686.000 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .231 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....: 19.306 T
Por acortamiento elastico del hormigon ....: 45.022 T

Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....: 64.328 T (9.38%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....: 115.112 T (16.78%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 179.440 T (26.16%)

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 5.1 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-178.414	139.622	5 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2305.949	2338.894	5.5 m. desde extremo viga

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	172.785	191.288	668.037
Fibra Sup. Viga	1316.138	1406.171	1400.234	1677.174
Fibra Inf. Viga	1117.657	744.279	601.476	-240.511

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.6500 m
Ycg = 1.0535 m
Area = .9184 m2
Ht-Ycg= .5965 m

Inercia= .30957910 m4
Wvxxi = .29385958 m3
Wvxxs = .89342888 m3
Wlxxs = .51898679 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 = 998.78 mt
Momento exterior caracteristico Mk = 627.56 mt
Coeficiente de seguridad Mu/Mk = 1.59

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 : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.650	m
Ancho del alma de la viga	bw	.150	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827	cm2/m
	Vcuo	20.112	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	17.673	23.307	11.598	13.995	20.603
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .646
CORTANTE Vd = 130.764 Tn Vu1 = 255.127 Tn Asc calculo = 14.941 cm2/m
Tc1,d = 81.348 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= 1.053 m cotg(theta) = 1.224

RASANTE Vd = 69.294 Tn Tau = 3.459 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 21.306 Tn Tau = 12.682 Kp/cm2 As calculo = 4.529 cm2/m
ALA INF Vd = 52.305 Tn Tau = 11.675 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	15.962	21.051	10.475	12.673	19.551
M	23.544	31.051	15.451	17.742	27.372

TOR. ASOC T = .976
CORTANTE Vd = 119.567 Tn Vu1 = 226.793 Tn Asc calculo = 9.758 cm2/m
Tc1,d = 113.457 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= 1.053 m cotg(theta) = 1.712

RASANTE Vd = 64.048 Tn Tau = 3.198 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 19.481 Tn Tau = 11.596 Kp/cm2 As calculo = 4.141 cm2/m
ALA INF Vd = 47.827 Tn Tau = 10.676 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 3.800 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	13.028	17.182	8.550	10.559	17.748
M	58.332	76.931	38.281	40.123	67.442

TOR. ASOC T = 1.543
CORTANTE Vd = 100.601 Tn Vu1 = 221.599 Tn Asc calculo = 7.763 cm2/m
Tc1,d = 16.107 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .671 m cotg(theta) = 1.792

RASANTE Vd = 55.285 Tn Tau = 2.760 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 16.391 Tn Tau = 9.757 Kp/cm2 As calculo = 3.484 cm2/m
ALA INF Vd = 40.240 Tn Tau = 8.982 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 10.000 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	5.451	7.189	3.577	5.990	13.089
M	115.617	152.482	75.875	59.898	130.892

TOR. ASOC T = 3.006
CORTANTE Vd = 52.944 Tn Vu1 = 223.697 Tn Asc calculo = 5.029 cm2/m
Tc1,d = -101.610 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .671 m cotg(theta) = 1.759

RASANTE Vd = 33.984 Tn Tau = 1.698 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 8.626 Tn Tau = 5.135 Kp/cm2 As calculo = 2.551 cm2/m
ALA INF Vd = 21.178 Tn Tau = 4.727 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: I140B120

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 686.000 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	13	1.400	.100
3	5	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

CABLES ENVAINADOS: 5 EN 5.5 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.80	28	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	2.40	24	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	6.20	62	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	3.46	34	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.80	28	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	2.40	24	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	6.20	62	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.46	34	2	
ALA.SUP	1	1 d 12 a 20 cms	2.80	28	4	BARRAS
	2	1 d 12 a 20 cms	2.40	24	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	6.20	62	4	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.46	34	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 21.295 Tn
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 36.62 Tn LONGITUD TOTAL: 29.72m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 9.14m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 107.513 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 45.216 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: 1.026 Tn.
VIENTO	: 2.905 Tn.
GIRO en radianes	: .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No	: 13
DIMENSIONES	: 250x 400x 52 mm
ESPESOR DE NEOPRENO	: 37 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO	: 5
ESPESOR DE LAMINAS	: 3 mm
COMPRESION MEDIA MAXIMA	: 107.51 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 45.22 Kp/cm2
(Seguridad al deslizamiento)	

DATOS PARA PRESUPUESTO

4	VIGAS	I140B120	DE	M DE LONGITUD
	Viga	1....:	29.72	
	Viga	2....:	29.72	
	Viga	3....:	29.72	
	Viga	4....:	29.72	
3	APOYOS DE NEOPRENO N. 13			
12.66	M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE	5 CM DE ESPESOR		

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

VIGA . . . . . : 1

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	5	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 5 EN 5.50 M DESDE EL EXTREMO

VIGA . . . . . : 2

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	5	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 5 EN 5.50 M DESDE EL EXTREMO

VIGA . . . . . : 3

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	5	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 5 EN 5.50 M DESDE EL EXTREMO

VIGA . . . . . : 4

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	5	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 5 EN 5.50 M DESDE EL EXTREMO

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	12.67 T	4 D 10	pml	4 D 6	pml	3.36 Kg/m2
SUPERIOR	14.67 T	5 D 10	pml	4 D 6	pml	3.98 Kg/m2
BANDA: 2						
INFERIOR	44.51 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	32.04 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 3						
INFERIOR	48.85 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	34.66 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA: 4						
INFERIOR	51.47 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	40.63 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
ANDA: 5						
INFERIOR	53.27 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	37.03 T	8 D 12	pml	4 D 10	pml	9.60 Kg/m2
ANDA: 6						
INFERIOR	55.32 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	34.49 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 7						
INFERIOR	56.55 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	34.00 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 8						
INFERIOR	56.16 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	33.10 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA: 9						
INFERIOR	56.55 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	34.00 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA:10						
INFERIOR	55.32 T	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	34.49 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA:11						
INFERIOR	53.27 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	37.03 T	8 D 12	pml	4 D 10	pml	9.60 Kg/m2
ANDA:12						
INFERIOR	51.47 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	40.63 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
BANDA:13						
INFERIOR	48.85 T	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	34.66 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA:14						
INFERIOR	44.51 T	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	32.04 T	7 D 12	pml	4 D 8	pml	7.83 Kg/m2
ANDA:15						
INFERIOR	12.67 T	4 D 10	pml	4 D 6	pml	3.36 Kg/m2
SUPERIOR	14.67 T	5 D 10	pml	4 D 6	pml	3.98 Kg/m2

ARMADURA PROPUESTA:

ZONA 1-3	INFERIOR	6 D 16	pml	4 D 10	pml	11.96 Kg/m2
	SUPERIOR	5 D 16	pml	4 D 10	pml	10.38 Kg/m2
ZONA 2	INFERIOR	7 D 16	pml	5 D 10	pml	14.16 Kg/m2
	SUPERIOR	7 D 12	pml	4 D 10	pml	8.71 Kg/m2

ESTRIBO Nº1 - La altura total del hastial es de 12,00 m, de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 10,35 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,80 m, con una puntera de 1,00 m. y un talón de 5,30 m

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 13,50^2 \times 0,33 = 57,14$ t/m

$E_{TC} = 1,00 \times 13,50 \times 0,33 = 4,46$ t/m

$E = 61,60$ t/m

$M_V = 57,14 \times 13,50/3 + 4,46 \times 13,50/2 = 287,24$ mt/m

① Estribo sin tablero ni sobrecarga.

Peso = 185,97 t/m

M_e = 770,23 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 770,23 / 287,24 = 2,68$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 185,97 \times 0,5 / 61,60 = 1,51$

② Estribo con tablero sin sobrecarga.

$E = 61,60 + 1,04 \times \text{tg}\, 45° \times 4 / 12,73 = 61,83$ t/m

$M_V = 287,24 + 0,23 (10,35 + 1,50) = 289,97$ mt/m

Peso = $185,97 + 156,84 / 12,73 = 198,29$ t/m

$M_e = 770,23 + 12,32 (0,45 + 1,00) = 788,09$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 788,09 / 289,97 = 2,72$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 198,29 \times 0,5 / 61,83 = 1,60$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 61,83 + 1,026 \times \text{tg}\, 45° \times 4 / 12,73 = 62,06$ t/m

$M_V = 289,97 + 0,23 (10,35 + 1,50) = 292,70$ mt/m

Peso = $185,97 + 367,00 / 12,73 = 214,80$ t/m

$M_e = 770,23 + 28,83 (0,95 + 1,00) = 812,08$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 812,03 / 292,70 = 2,77$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 214,80 \times 0,5 / 62,06 = 1,73$

Tensiones máximas $e_0 = 2,918$ m $< 7,50/3$

$\sigma = 2 \times 214,80 / 3 \times 2,918 = 59,22$ t/m²

ARMADURAS H-200, AEH-500, c = 4,0 cm

HASTIAL

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 12,00^2 \times 0,33 \times 12,00/3 + 1,50 \times 12,00 \times 0,33 \times 12,00/2 = 204,34$ mt/m

$M_d = 204,34 \times 1,6 = 326,94$ mt/m $V_c = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.392$ t/m

$V_p = 329$ t/m

Disponemos en la cara del trasdós en vertical 10 Ø 32 mm (356,7 t/m) y en horizontal Ø 20 a 20 cm (69,66 t/m)

Disponemos en la cara exterior en vertical 5 Ø 16 mm (44,58 t/m) y en horizontal Ø 10 a 20 cm (17,42 t/m)

como reparto en la cara horizontal de apoyo disponemos malla de Ø 12 a 20 cm

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 1,6 \times 59,22 \times 1,00^2/2 = 47,38$ mt/m $V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m

$V_p = 32$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Ø 20 mm (69,66 t/m) y como reparto Ø 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA. TALON.

$M_d = 1,6 (12,00 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 5,30^2/2 = 619,10$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1,5 = 1.947$ t/m $V_p = 500$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 10 Ø 32 mm (356,70 t) y como reparto Ø 20 a 20 cm (69,66 t/m)

ESTRIBOS.- La altura total del hastial es de 10,40 m. de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 8,75 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m y un talón de 4,80 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,90^2 \times 0,33 = 44,39$ t/m.

$E_{SC} = 1,00 \times 11,90 \times 0,33 = 3,93$ t/m } E= 48,32 t/m

$M_V = 44,39 \times 11,90/3 + 3,93 \times 11,90/2 = 199,46$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero

Peso = 148,99 t/m.

M_e = 573,48 mt/m.

Coef. Estabilidad al vuelco cv = 573,48 / 199,46 = 2,88

Coef. Estabilidad deslizamiento cd = 148,99 x 0,5 / 48,32 = 1,54

② Estribo con tablero sin sobrecarga.

$E = 48,32 + 1,04 \times \text{sen}\,45° \times 4 / 12,73 = 48,55$ t/m

$M_V = 199,46 + 0,23\,(8,75+1,50) = 201,82$ mt/m

Peso = 148,99 + 156,84 / 12,73 = 161,22 t/m

$M_e = 573,48 + 12,32 \times (0,45+1,00) = 591,34$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco cv = 591,34 / 201,82 = 2,93

Coef. Estabilidad deslizamiento cd = 161,22 x 0,5 / 48,55 = 1,67

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 48,55 + 1,026 \times \text{sen}\,45 \times 4 / 12,73 = 48,78$ t/m

$M_V = 201,82 + 0,23 \times (8,75+1,50) = 204,18$ mt/m

Peso = 148,99 + 367,00 / 12,73 = 177,82 t/m

$M_e = 573,48 + 28,83\,(0,45+1,00) = 615,28$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco cv = 615,28 / 204,18 = 3,01

Coef. Estabilidad deslizamiento cd = 177,82 x 0,5 / 48,78 = 1,82

Tensiones máximas. B5 = 3,312 m.

$\sigma = 2 \times 177,82 / 3 \times 3,312 = 51,27$ t/m²

ARMADURAS. H-200 ; AEH-500 ; c = 40 mm

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,40^2 \times 0,33 \times 10,40/3 + 1,50 \times 10,40 \times 0,33 \times 10,40/2 = 135,89$ mt/m

$M_d = 1,6 \times 135,39 = 216,63$ mt/m $U_f = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.392$ t/m

$U_f = 205$ t/m

Disponemos en la cara de los hierros en vertical 10 ϕ 25 mm (217,70 t/m) y en horizontal ϕ 16 a 20 cm (44,58 t/m)

Disponemos en la cara detrás en vertical 5 ϕ 12 mm (23,08 t/m) y en horizontal ϕ 16 a 20 cm (17,42 t/m)

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo disponemos malla de ϕ 12 a 20 cm

ZAPATA. PUNTERA.

$M_d = 51,27 \times 1,6 \times 1,00^2/2 = 41,02$ mt/m $U_f = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1947$ t/m

$U_f = 28$ t/m.

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ 16 mm (44,58 t/m) y como refuerzo ϕ 10 a 20 cm. (17,42 t/m)

ZAPATA-TALON

$M_d = 1,6\,(10,00 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 4,80^2/2 = 451,77$ mt/m

$U_f = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1947$ t/m $U_f = 348$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 10 ϕ 32 mm (356,80 t/m) y como refuerzo ϕ 20 a 20 cm (69,66 t/m)

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 6 - ALETAS. | FECHA | REF. | HOJA 1-4

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los taludes laterales se dividen en 8 unidades diferenciados por su geometría y su solicitación, cada 2 forman una aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva aparejado 2 aletas de iguales alturas y diferentes longitudes.

ESTRIBO 1 - Las 2 aletas adyacentes tienen una longitud de 14,00 m. ambas dos y son prolongación del Estribo en dirección paralela a las vías. Se dividen a su vez en dos partes de 7,00 m, la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 7,375 m., espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 6,625 y 12,00 m., espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m de canto.

ESTRIBO 2 - Las 2 aletas adyacentes tienen una longitud de 14,00 m. y son continuación del Estribo en dirección paralela a las vías. Se dividen a su vez en dos partes de 7 m. la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 6,575 m. espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 5,825 y 10,40 m. espesor de 1,00 m y zapata de 1,50 m. de canto.

La aleta más desfavorable forma con la perpendicular al camino un ángulo de 90° - 45° = 45°. Luego el ángulo sobre la horizontal con que el talud incide en el muro es de $\beta = 45° + \arctg 2:3/90° = 16,85°$. y considerando $\varphi = 30°$, $\delta = 0$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,418.

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

E1.a - Altura de cálculo. $(7,375 - 2,00) 3/4 + 2,00 + 0,75 = 6,03 + 0,75 = 6,78$ m

Ancho de zapata $(3,88 - 1,00) 3/4 + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,88 + 1,00 = 3,88$ m

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,78^2 \times 0,418 = 18,25$ t/m

Mto de vuelco $18,25 \times 6,78/3 = 41,25$ mt/m

Resp. $= 47,66$ t/m

Mto estabilizador. $= 100,01$ mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $CV = 100,01/41,25 = 2,42$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $Cd = 47,66 \times 0,5/18,25 = 1,31$

Tensiones $R_2 = 1,233$ m $< 3,88/3$

$\sigma = 2 \times 47,66/3 \times 1,233 = 25,77$ t/m²

Adoptando H-200 , GEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,03^2 \times 0,418 \times 6,03/3 = 29,02$ mt/m $\quad Md = 29,02 \times 1,6 = 46,44$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 200/1,5 = 55$ t/m $\quad Vd = 115$ t/m

Dispondremos en la cara de las tierras

En vertical $5\phi 20 + 5\phi 16$ mm/m $\quad -114,24$ t/m

En horizontal $\phi 12$ a 20 cm $\quad -25,08$ t/m

Dispondremos en la cara exterior

En vertical $5\phi 10$ mm/m $\quad -17,42$ t/m

En horizontal $\phi 10$ a 20 cm $\quad -17,42$ t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 25,77 \times 0,5m^2/2 = 3,22$ mt/m $\quad Md = 3,22 \times 1,6 = 5,15$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 200/1,5 = 94,7$ t/m $\quad Vd = 7$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal $5\phi 12$ mm/m (25,08 t/m) y como reparto $\phi 10$ a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA. TALON.

M = (6,03 x 1,9 + 0,75 x 2,5) x 2,88²/2 = 55,29 mt/m Md = 55,29 x 1,6 = 88,46 mt/m

Vc = 1,00 x 0,71 x 2000 / 1,5 = 947 t/m Vu = 137 t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 ϕ 20 mm (139,3 t/m)

y como reparto ϕ 12 a 20 cm (25,08 t/m).

E1.6- Altura de cálculo. (12,00 - 6,625) 3/4 + 6,625 + 1,50 = 10,66 + 1,50 = 12,16 m

Ancho de zapata (5,50 - 3,00) 3/4 + 3,00 + 1,00 + 1,00 = 4,88 + 2,00 = 6,88 m

Empuje 1/2 x 1,9 x 12,16² x 0,418 = 58,72 t/m

Mto. de vuelco 58,72 x 12,16 / 3 = 238,00 mt/m

Resto = 151,29 t/m

Mto. estabilizador = 540,93 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco Cv = 540,93 / 238,00 = 2,27

Coeficiente estabilidad deslizamiento Cd = 151,29 x 0,5 / 58,72 = 1,29

Tensiones. eb = 2,002 m < 6,88/3

σ = 2 x 151,29 / 3 . 2,002 = 50,38 t/m²

Adoptando H-200 , AEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

M = 1/2 x 1,9 x 10,66² x 0,418 x 10,66 / 3 = 160,34 mt/m Md = 160,34 x 1,6 = 256,55 mt/m

Vc = 1,00 x 0,96 x 0,9 x 2000 / 1,5 = 1.152 t/m Vu = 231,9 t/m

Disponemos en la cara de las tierras 5 ϕ 25 + 5 ϕ 32 mm (287,18 t/m)

En vertical 5 ϕ 25 + 5 ϕ 32 mm - 287,18 t/m

En horizontal ϕ 20 a 20 cm - 69,66 t/m

Disponemos en la cara exterior

En vertical 5 ϕ 12 mm - 25,08 t/m

En horizontal ϕ 10 a 20 cm - 17,42 t/m

ZAPATA. PUNTERA.

M = 50,38 x 1,00²/2 = 25,19 mt/m Md = 25,19 x 1,6 = 40,30 mt/m

Vc = 1,00 x 1,46 x 2000 / 1,5 = 1.947 t/m Vu = 27 t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ 16 mm (44,58 t/m)

y como reparto ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA. TALON

M = (10,66 x 1,9 + 1,50 x 2,5) x 4,88²/2 = 285,82 mt/m Md = 285,82 x 1,6 = 457,31 mt/m

Vc = 1,00 x 1,46 x 2000 / 1,5 = 1.947 t/m Vu = 353 t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 ϕ 32 mm (356,7 t/m)

y como reparto ϕ 20 a 20 cm (69,66 t/m)

EL CALCULO DE LAS ALETAS DEL ESTRIBO 2 ES IDENTICO AL DE LAS ALETAS DEL ESTRIBO 1 DEL PASO SUPERIOR N°5.

PASO SUPERIOR Nº 7

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de un vano de 40,04 m de longitud, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-140-B-120**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **39,24** m
Número de vigas por vano : **7**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **150,0000** g
Cálculo: **2788GH**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
PTE. C.
Avda. Hilario Tejada, s/n.
31590 CASTEJON (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

TI JLO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-7

NO BRE ARCHIVO REFERENCIA: 2788GH

TIPO DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GE METRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	:	9
Ancho de la acera izq.	(m)	:	1
Ancho de la acera der.	(m)	:	1
Espesor de aceras	(m)	:	.2
Canto losa	(m)	:	.15
Espesor de aglomerado	(m)	:	.12
Canto encofrado perdido	(m)	:	.05
Entrega encof. perdido	(m)	:	.1
Canto total	(m)	:	1.6
Vuelo izquierdo	(m)	:	.6
Vuelo derecho	(m)	:	.6
N de vigas		:	7
Ala superior	(m)	:	1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	9.000
2	9.000	0.000
3	0.000	48.240
4	9.000	39.240

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,9) (9,0)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	40.04	39.24	0.00	1.400
2	40.04	39.24	1.84	1.400
3	40.04	39.24	3.68	1.400
4	40.04	39.24	5.52	1.400
5	40.04	39.24	7.35	1.400
6	40.04	39.24	9.19	1.400
7	40.04	39.24	11.03	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto= 1.4000 m		Inercia=	.13414836 m4
Ycg = .6932 m		Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg= .7068 m		Wxxs =	.18979625 m3
Area = .4929 m2			

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

AC IONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CA GAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

CA GAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TI JLO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-7

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

DA OS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	39.24	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....:	7	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

IGA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	237.15	120.30	99.68	103.50	136.61	457.13	697.24
2	237.15	125.11	89.08	100.98	141.91	451.34	694.23
3	237.15	125.10	80.24	99.20	131.95	442.50	673.65
4	237.15	125.10	77.09	99.33	130.95	439.35	669.63
5	237.15	125.11	80.25	99.20	131.95	442.50	673.66
6	237.15	125.11	89.08	100.98	141.91	451.34	694.23
7	237.15	120.30	99.68	103.50	136.61	457.13	697.24

IIPOTESIS QUE DAN EL MAXIMO FLECTOR EN CADA VIGA

V 1 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+9
V 2 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+6+7+10
V 3 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+6+7+11
V 4 HIP: PPV+PPL +1+2+3+4+5+6+7+8+14
V 5 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+7+8+17
V 6 HIP: PPV+PPL +1+3+4+5+6+7+8+18
V 7 HIP: PPV+PPL +1+5+6+7+8+19

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

/IG	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	24.17	12.26	10.16	10.55	14.11	71.26
2	24.17	12.75	9.08	10.29	14.66	70.96
3	24.17	12.75	8.18	10.11	13.63	68.85
4	24.17	12.75	7.86	10.13	13.53	68.44
5	24.17	12.75	8.18	10.11	13.63	68.85
6	24.17	12.75	9.08	10.29	14.66	70.96
7	24.17	12.26	10.16	10.55	14.11	71.26

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

VIGA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	3.22	56.33	71.26	1.71
2	3.49	53.14	70.96	.09
3	3.34	51.65	68.85	.39
4	3.23	50.60	68.44	.07
5	3.34	51.65	68.85	.39
6	3.49	56.07	70.96	.09
7	3.22	56.33	71.26	1.71

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.13	-.67	.96	-1.01	1.17	-.52	1.46	-2.20
	.06	-.25	.28	-.35	.33	-.22	.38	-.81
3	.16	-.15	.35	-.35	.56	-.18	.77	-.64
4	.18	-.20	.50	-.49	.84	-.26	1.12	-.92
	.18	-.23	.61	-.59	1.10	-.39	1.42	-1.13
6	.17	-.26	.68	-.66	1.27	-.58	1.62	-1.22
7	.15	-.27	.70	-.68	1.35	-.63	1.65	-1.18
	.17	-.26	.68	-.66	1.27	-.58	1.62	-1.22
	.18	-.23	.61	-.59	1.10	-.39	1.42	-1.13
10	.18	-.20	.50	-.49	.84	-.26	1.12	-.92
11	.16	-.15	.35	-.35	.56	-.18	.77	-.64
12	.06	-.25	.28	-.35	.33	-.22	.38	-.81
13	.13	-.67	.96	-1.01	1.17	-.52	1.46	-2.20

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
8	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
1	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
11	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
1	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
1	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05

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

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
2	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
3	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
4	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05
5	.06	-.07	1.96	-1.96	.04	-.05

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	37.18	8.49	36.74	45.67	73.92
1	85	37.18	9.41	33.46	46.59	70.64
2	2	37.68	7.66	37.32	45.34	75.00
2	86	37.68	8.70	35.42	46.38	73.10
3	3	37.68	7.56	42.51	45.24	80.19
3	87	37.68	7.94	42.81	45.62	80.49
4	4	37.68	7.63	42.20	45.31	79.88
4	88	37.68	7.63	42.20	45.31	79.88
5	5	37.68	7.94	42.81	45.62	80.49
5	89	37.68	7.57	42.51	45.25	80.19
6	6	37.68	8.70	35.42	46.38	73.10
6	90	37.68	7.66	37.32	45.34	75.00
7	7	37.18	9.41	33.46	46.59	70.64
7	91	37.18	8.49	36.74	45.67	73.92

PRETENSADO VIGA EXTREMA IZQUIERDA : 1

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 823.200 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .218 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....: 23.167 T
Por acortamiento elastico del hormigon ....: 57.247 T
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....: 80.415 T (9.77%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....: 146.197 T (17.76%)

P E R D I D A S T O T A L E S .....: 226.611 T (27.53%)

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 10.6 m DEL APOYO	NUM. DE CABLES ENVAINADOS
Fibra Sup. Viga	-178.414	631.911	12 en una longitud de
Fibra Inf. Viga	2305.949	2339.576	11 m. desde extremo viga

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	332.329	359.945	1116.652
Fibra Sup. Viga	1541.774	1770.712	1773.461	2321.116
Fibra Inf. Viga	1345.329	850.533	679.203	-236.504

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto = 1.6000 m Inercia= .22971301 m4
Ycg = .8761 m Wvxxi = .26221218 m3
Area = .6912 m2 Wvxxs = .43843193 m3
Ht-Ycg= .7239 m Wlxxs = .31730848 m3

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

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

Momento ultimo resistente	Mu =	1091.17 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	697.24 mt
Coeficiente de seguridad	Mu/Mk =	1.57

RMADURA 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 : 1

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.600	m
Ancho del alma de la viga	bw	.150	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827	cm2/m
	Vcuo	19.588	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
	24.174	12.263	10.161	10.551	14.112
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

'OR ASOC T = 2.568
:OR ANTE Vd = 106.892 Tn Vu1 = 238.429 Tn Asc calculo = 11.303 cm2/m
Tc1,d = 76.936 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .824 m cotg(theta) = 1.405

ΔS NTE Vd = 52.236 Tn Tau = 1.542 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
LA SUP Vd = 28.374 Tn Tau = 16.889 Kp/cm2 As calculo = 6.032 cm2/m
LA INF Vd = 42.757 Tn Tau = 9.544 Kp/cm2 As calculo = 6.803 cm2/m

Armadura de cortante d(mm): 12 a 0.20 m (11.310 cm2/m)
Armadura de rasante d(mm): 0 a 0.00 m (0.000 cm2/m)
Armadura de Ala Sup. d(mm): 16 a 0.20 m (10.050 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	22.449	11.388	9.436	9.811	13.589
M	32.637	16.555	13.718	13.736	19.024

TOR. ASOC T = 2.729
CORTANTE Vd = 100.010 Tn Vu1 = 210.746 Tn Asc calculo = 8.184 cm2/m
Tc1,d = 112.652 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .824 m cotg(theta) = 1.856

RASANTE Vd = 49.254 Tn Tau = 1.454 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
L SUP Vd = 26.547 Tn Tau = 15.802 Kp/cm2 As calculo = 5.644 cm2/m
L INF Vd = 40.004 Tn Tau = 8.929 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.400 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	21.217	10.763	8.918	9.300	13.215
M	54.470	27.630	22.896	22.319	31.715

TO . ASOC T = 2.845
CORTANTE Vd = 95.119 Tn Vu1 = 207.690 Tn Asc calculo = 7.600 cm2/m
Tc1,d = 73.992 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .666 m cotg(theta) = 1.905

RA ANTE Vd = 47.149 Tn Tau = 1.392 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 25.249 Tn Tau = 15.029 Kp/cm2 As calculo = 5.368 cm2/m
AL INF Vd = 38.047 Tn Tau = 8.493 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RA) 4 (SECCION A 5.600 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
	17.274	8.763	7.261	7.754	12.018
	116.056	58.870	48.783	43.424	67.301

'OR ASOC T = 3.213
:OR ANTE Vd = 79.606 Tn Vu1 = 212.514 Tn Asc calculo = 8.378 cm2/m
Tc1,d = -33.160 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .666 m cotg(theta) = 1.827

ΔS NTE Vd = 40.550 Tn Tau = 1.197 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
LA SUP Vd = 21.131 Tn Tau = 12.578 Kp/cm2 As calculo = 4.492 cm2/m
LA INF Vd = 31.842 Tn Tau = 7.108 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 5 (SECCION A 7.200 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	15.303	7.763	6.432	7.034	11.420
M	142.118	72.090	59.737	50.647	82.222

TOR. ASOC T = 3.397
CORTANTE Vd = 71.928 Tn Vu1 = 214.477 Tn Asc calculo = 7.791 cm2/m
Tc1,d = -77.447 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .666 m cotg(theta) = 1.796

RASANTE Vd = 37.330 Tn Tau = 1.102 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
AL SUP Vd = 19.093 Tn Tau = 11.365 Kp/cm2 As calculo = 4.059 cm2/m
AL INF Vd = 28.771 Tn Tau = 6.422 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 12 a 0.20 m (5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

TRAMO 6 (SECCION A 12.400 m DEL APOYO) (VIGA: 1)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	8.896	4.513	3.739	4.936	9.475
M	205.035	104.005	86.184	61.209	117.494

TO . ASOC T = 3.996
CORTANTE Vd = 47.339 Tn Vu1 = 201.857 Tn Asc calculo = 4.958 cm2/m
Tc1,d = -101.952 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .666 m cotg(theta) = 2.000

RA ANTE Vd = 27.226 Tn Tau = .805 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 12.566 Tn Tau = 7.480 Kp/cm2 As calculo = 2.671 cm2/m
AL INF Vd = 18.936 Tn Tau = 4.227 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 1 TIPO: I140B120

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 823.200 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	13	1.400	.100
3	12	1.400	.150
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

CABLES ENVAINADOS: 12 EN 11 m. DESDE EL EXTREMO

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N|UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	1 D 12 a 20 cms.	2.60	26	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	2.60	26	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	8.40	84	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	6.42	63	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	8.40	84	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	6.42	63	2	
ALA.SUP	1	1 d 16 a 20 cms	2.60	26	4	BARRAS
	2	1 d 12 a 20 cms	2.60	26	4	
	3	1 d 12 a 20 cms	8.40	84	4	
	4	1 d 12 a 20 cms	6.42	63	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 21.158 Tn
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 49.33 Tn LONGITUD TOTAL: 40.04m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 9.11m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA : 80.494 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA : 45.245 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO : .719 Tn.
VIENTO : 2.277 Tn.
GIRO en radianes : .009

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE APOYO:

TIPO DE APOYO NEOPRENO No : 11
DIMENSIONES : 200x 400x 52 mm
ESPESOR DE NEOPRENO : 37 mm
No. DE LAMINAS DE ACERO : 5
ESPESOR DE LAMINAS : 3 mm

COMPRESION MEDIA MAXIMA : 100.62 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA : 56.56 Kp/cm2
(Seguridad al deslizamiento)

DAT S PARA PRESUPUESTO

VIGAS I140B120 DE M DE LONGITUD

Viga	1....:	40.04
Viga	2....:	40.04
Viga	3....:	40.04
Viga	4....:	40.04
Viga	5....:	40.04
Viga	6....:	40.04
Viga	7....:	40.04

APOYOS DE NEOPRENO N. 11

2.07 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DA OS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

V I G A . . . . . : 1

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 2

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CA LES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 3

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 4

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

ABLES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 5

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CA LES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 6

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CABLES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

V I G A . . . . . : 7

FILA	1	13	CABLES
FILA	2	13	CABLES
FILA	3	12	CABLES
FILA	4	0	CABLES
FILA	5	0	CABLES
FILA	6	4	CABLES

CA LES ENVAINADOS : 12 EN 11.00 M DESDE EL EXTREMO

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
ANDA: 1				
INFERIOR	43.68 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	42.33 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	29.15 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
SUPERIOR	28.84 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	37.33 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
SUPERIOR	29.33 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	44.12 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	33.14 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
ANDA: 5				
INFERIOR	50.00 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	35.86 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
ANDA: 6				
INFERIOR	53.92 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	36.89 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
_ANDA: 7				
INFERIOR	54.70 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	36.21 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	53.92 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	36.89 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	50.00 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	35.86 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:10				
INFERIOR	44.12 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	33.14 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:11				
INFERIOR	37.33 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
SUPERIOR	29.33 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:12				
INFERIOR	29.15 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
SUPERIOR	28.84 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:13				
INFERIOR	43.68 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	42.33 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
ARMADURA PROPUESTA:				
ZONA 1-3 INFERIOR		5 D 16 pml	5 D 10 pml	11.00 Kg/m2
SUPERIOR		5 D 16 pml	5 D 10 pml	11.00 Kg/m2
ZONA 2 INFERIOR		7 D 16 pml	5 D 12 pml	15.51 Kg/m2
SUPERIOR		8 D 12 pml	5 D 10 pml	10.22 Kg/m2

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 7 - ESTRIBOS (L=12,73 M.) | FECHA | REF. | HOJA 1-8

ESTRIBO 1º- La altura total del hastial es de 10,40 m. de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 8,75 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m con una puntera de 1,00 m y un talón de 4,80 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,90^2 \times 0,33 = 44,39$ t/m

$E_{sc} = 1,00 \times 11,90 \times 0,33 = 3,93$ t/m } $E = 48,32$ t/m

$M_V = 44,39 \times 11,90/3 + 3,93 \times 11,90/2 = 199,46$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero

Peso = 148,99 t/m

$M_e = 573,48$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 573,48 / 199,46 = 2,88$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 148,99 \times 0,50 / 48,32 = 1,54$

② Estribo con tablero sin sobrecarga

$E = 48,32 + 1,78 \operatorname{sen} 45° \times 7 / 12,73 = 49,01$ t/m

$M_V = 199,46 + 0,69 \times (8,75 + 1,50) = 206,53$ mt/m

Peso = 148,99 + 262,76 / 12,73 = 169,63 t/m

$M_e = 573,48 + 262,76 (0,45 + 1,00) / 12,73 = 603,41$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 603,41 / 206,53 = 2,92$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 169,63 \times 0,5 / 49,01 = 1,73$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 49,01 + 0,719 \times 7 \times \operatorname{sen} 45° / 12,73 = 49,29$ t/m

$M_V = 206,53 + 0,28 \times (8,75 + 1,50) = 209,40$ mt/m

Peso = 148,99 + 533,22 / 12,73 = 190,88 t/m

$M_e = 573,48 + 41,89 \cdot (0,45 + 1,00) = 634,22$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 634,22 / 209,40 = 3,03$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 190,88 \times 0,5 / 49,29 = 1,94$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-8

Tensiones máximas. $e_G = 2,226$ m $< 7,00/3$

$\sigma = 2 \times 190,58 / 3 \times 2,226 = 57,08$ t/m²

ARMADURAS. H-200 ,, EHE-500 ,, c=40 mm.

HASTIAL

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,40^2 \times 0,33 \times 10,40/3 + 1,00 \times 10,40 \times 0,33 \times 10,40/2 = 135,39$ mt/m

$M_d = 135,39 \times 1,6 = 216,63$ mt/m $U_c = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1392$

$U_s = 205$ t/m

Disponemos en la cara de tierras en vertical 10 Φ 25 mm/m (217,70 t/m) y en horizontal Φ 16 a 20 cm (44,58 t/m)

Disponemos en la cara libre en vertical 5 Φ 12 mm/m (25,08 t/m) y en horizontal Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m).

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo disponemos malla de Φ 12 a 20 cm.

ZAPATA - PUNTERO.

$M_d = 57,08 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 45,66$ mt/m $U_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1947$ t/m

$U_s = 31$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 Φ 16 mm/m (44,58 t/m) y como reparto Φ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA-TALON.

$M_d = 1,6 (10,40 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) \times 4,80^2/2 = 451,77$ mt/m

$U_c = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1947$ t/m $U_s = 348$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 10 Φ 32 mm/m (356,70 t/m) y como reparto Φ 20 a 20 cm (69,66 t/m)

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA
			3-3

ESTRIBO 2- La altura total del muro es de 10,40 m. de los que 1.65 m superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 8,75 m. inferiores tienen un espesor de 1,10 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m. con una puntera de 1,00 m. y un talón de 4,80 m.

EL CALCULO ES IDENTICO AL ESTRIBO 1-

ASUNTO	FECHA	REF.	HOJA
PASO SUPERIOR Nº 7 - ALETAS.			1-1

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los tudes laterales se dividen en 8 unidades diferenciadas por su geometría y su solicitación. Cada 2 forman una aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva aparejado 2 aletas de iguales alturas y diferentes longitudes.

ESTRIBO 1- Las 2 aletas adyacentes tienen una longitud de 24 y 22 m. respectivamente y son continuación del Estribo en dirección paralela a las vías. Se dividen a su vez en dos partes de 12 y 11 m, la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 6,575 m., espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 5,825 y 10,40 m., espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m de canto.

ESTRIBO 2- Las 2 aletas adyacentes tienen una longitud de 24 m. y son continuación del Estribo en dirección paralela a las vías. Se dividen a su vez en dos partes de 12 m. la primera con altura de trasdós comprendida entre 2,00 y 6,575 m. espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de trasdós comprendida entre 5,825 y 10,40 m. espesor de 1,00 m y zapata de 1,50 m. de canto.

La aleta más desfavorable forma con la perpendicular al camino un ángulo de $90^\circ - 45^\circ = 45^\circ$, luego el ángulo sobre la horizontal con que el talud incide en el suelo es de $\beta = 45^\circ$. arc. tg 2:3/90 = $= 16,85^\circ$. y considerando $\varphi = 30^\circ$, $\delta = 0$ y $b:h = 0$, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,418.

EL CALCULO DE ESTAS ALETAS ES IDENTICO AL DEL P.S-5 (ESTRIBO-1)

PASO SUPERIOR Nº 8

ÍNDICE

0.- INTRODUCCIÓN

1.- ANEJO DE CALCULO

0. - INTRODUCCIÓN

Cliente : **FERROVIAL – OBRAS CASTILLEJOS**

Propietario : **MINISTERIO DE FOMENTO**
Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Ferrocarriles y Transportes por Carretera

Referencia: **NO972788**

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Puente esviado de un vano de 23,75 m de longitud, aproximadamente, formado por un tablero de 9,00 m de ancho, aceras de 1,00 m y 0,20 m de canto de losa.

DATOS GENERALES DE CALCULO

Tipo de viga : **I-140-B-120**
Ancho medio del tablero : **9,00** m
Luz máxima de cálculo : **22,95** m
Número de vigas por vano : **4**
Canto total de losa : **0,20** m
Sobrecarga uniforme : **400** kp/m²
Sobrecarga de carro : **60** Mp
Pavimento asfáltico : **0,05÷0,12** m
Barandilla : **50** kp/m
Esviaje: **70,0000** g
Cálculo: **2788HA**

DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- Los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales.

- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios :

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

1. - Para cada una de las vigas:

1.1. Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.

1.1.1. Repasar todos los momentos de dicho nudo y, según la clasificación de la hipótesis hacer:

- acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).

- acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).

- seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas, son incompatibles excepto en tableros de FF.CC. con varias vías. En este caso se combinan entre sí según el apartado 1.1.2).

1.1.2. Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2 . En el caso de puentes de ferrocarril se ordenan en orden decreciente los esfuerzos de cada grupo de hipótesis excluyentes y la suma de máximos se hace ponderándolos con los coeficientes indicados en el apartado hipótesis de cargas en puentes de ferrocarril (1 para los dos más desfavorables, 0.75 para la tercera y 0.5 para la cuarta y quinta)

1.2. Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.

Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser

soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.

2.- La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.

ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las vigas.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos. Para la determinación de estos esfuerzos, en el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

CALCULO DE CABLES DE PRETENSADO

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- Prefabricación de las vigas

- Hormigonado de la losa superior del tablero

- Colocación de las cargas muertas

- Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EP-93, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones por superposición de los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales, tal y como se ha indicado.

CALCULO DE LOS NEOPRENOS

El desarrollo selecciona los neoprenos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello hace una estimación de las deformaciones de dichos neoprenos por efecto de la fluencia y de la retracción, evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento y con todo ello comprueba que el neopreno elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO" (EH-91)

- "INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN PRETENSADO" (EP-93)

- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERAS" M.O.P.T.M.A.

- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" M.O.P.T.M.A.

PROYECTADO

Fdo DAVID MARTINEZ MORAL
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 13.947

COMPROBADO

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.
PRECON
Avda. Hilados, s/n.
31590 CASTEJON (Navarra)

Fdo MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CONDE
Ingeniero Técnico Industrial
Colegiado nº 591

1. - ANEJO DE CALCULO

ITULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-8

IOM RE ARCHIVO REFERENCIA: 2788HA

:IPO DE VIGA PROYECTADA: I140B120 Area cables: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

GEOMETRIA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero	(m)	: 9
Ancho de la acera izq.	(m)	: 1
Ancho de la acera der.	(m)	: 1
Espesor de aceras	(m)	: .2
Canto losa	(m)	: .15
Espesor de aglomerado	(m)	: .12
Canto encofrado perdido	(m)	: .05
Entrega encof. perdido	(m)	: .1
Canto total	(m)	: 1.6
Vuelo izquierdo	(m)	: .6
Vuelo derecho	(m)	: .6
N| de vigas		: 4
Ala superior	(m)	: 1.2

*********COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO*********

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.000	0.000
2	9.000	4.590
3	0.000	22.950
4	9.000	27.540

BARRAS TRANSVERSALES PARALELAS A LA DIRECCION : (0,0) (9,4.59)

VIGA	LONGITUD (m)	LUZ CALCULO (m)	SITUACION (m)	CANTO (m)
1	23.75	22.95	0.00	1.400
2	23.75	22.95	3.68	1.400
3	23.75	22.95	7.35	1.400
4	23.75	22.95	11.03	1.400

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE VIGA

Canto=	1.4000 m	Inercia=	.13414836 m4
Ycg =	.6932 m	Wxxi =	.19352096 m3
H-Ycg=	.7068 m	Wxxs =	.18979625 m3
Area =	.4929 m2		

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0).:	375	Kp/cm2
Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck).:	500	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.40	
Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck).:	250	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gc).:	1.50	
Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....:	5100	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion en viga (Gs).:	1.10	
Coeficiente de minoracion en losa (Gs).:	1.15	
Limite elastico de la armadura activa (fyk).....:	17000	Kp/cm2
Carga unitaria maxima (fmax).....:	19000	Kp/cm2
Coeficiente de minoracion (Gs).:	1.10	
Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado SUPERIOR.....:	1.4000	cm2
Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..:	140000	Mp/m2
Area del cable utilizado INFERIOR.....:	1.4000	cm2

	Tensiones Admisibles Compresion	Traccion
En viga al pretensar:	234.38 Kp/cm2	23.40 Kp/cm2
En viga con sobrecargas:	312.50 Kp/cm2	28.35 Kp/cm2
En losa con sobrecargas:	156.25 Kp/cm2	

AC IONES DIRECTAS CARACTERISTICAS

CA GAS PERMANENTES

Peso propio viga =	1232	Kp/m
Peso propio losa =	500	Kp/m2
Peso de Aceras =	500	Kp/m2
Peso Barandilla DER.=	50	Kp/m
Peso Barandilla IZQ.=	50	Kp/m
Peso Barrera DER.=	50	Kp/m
Peso Barrera IZQ.=	50	Kp/m
Peso Aglomerado =	288	Kp/m2

C GAS VARIABLES

Sobrecarga uniforme=	400	Kp/m2
Sobrecarga de carro=	60	Mp

Coef. Mayoracion de acciones (Gf) : 1.50

TI ULO DEL CALCULO : LAV ZARAGOZA-LLEIDA SUB. VII P.S.-8

TIPO VIGA UTILIZADA : I140B120

DA OS GENERALES DE CALCULO

ANCHO MEDIO DEL TABLERO.....:	9.00	m
LUZ MAXIMA DE CALCULO .....:	22.95	m
ENTREGA DE VIGA EN APOYO.....:	.40	m
NUMERO DE VIGAS.....:	4	
CANTO LOSA .....:	.15	m
CANTO ENCOFRADO PERDIDO.....:	.05	m
ENTREGA DE APOYO ENCOFRADO PERDIDO..:	.10	m
ANCHO ACERA IZQUIERDA.....:	1.00	m
ANCHO ACERA DERECHA.....:	1.00	m
ESPESOR DE AGLOMERADO.....:	.12	m
PESO ACERAS.....:	500	Kp/m2
PESO BARANDILLA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARANDILLA DERECHA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA IZQUIERDA.....:	50	Kp/m
PESO BARRERA DERECHA.....:	50	Kp/m
SOBRECARGA UNIFORME.....:	400	Kp/m2
SOBRECARGA DE CARRO .....:	60	Mp

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGAS

_GA	MPPV	MPPL	MPM	MSCU	MCARRO	MAXSUMCP	MAXSUMT
1	81.12	62.55	51.46	49.46	105.06	195.13	349.65
2	81.12	85.59	54.25	72.48	143.53	220.96	436.97
3	81.12	85.59	54.25	72.48	143.53	220.96	436.97
4	81.12	62.55	51.46	49.46	105.06	195.13	349.65

H POTESIS 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+11
V 4 HIP: PPV+PPL +1+4+5+13

CORTANTES MAXIMOS DE CALCULO

V GA	VPPV	VPPL	VPM	VSCU	VCARRO	VSUMA
1	14.14	10.90	8.97	8.62	18.75	61.38
2	14.14	14.92	9.45	12.63	25.61	76.76
3	14.14	14.92	9.45	12.63	25.61	76.76
4	14.14	10.90	8.97	8.62	18.75	61.38

T RSORES MAX.-CORTANTES ASOCIADOS CORTANTES MAX.-TORSORES ASOCIADOS

\ GA	TORSOR MAX	CORT. ASOCIADO	CORTANTE MAX	TORSOR ASOCIADO
1	2.35	40.31	61.38	.90
2	1.67	46.93	76.76	.06
3	1.67	46.93	76.76	.06
4	2.35	40.31	61.38	.90

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1	.18	-.04	.42	-.14	.67	-.21	1.20	-.38

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO

BA..DA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
	.20	-.04	.32	-.21	.27	-.14	.59	-.39
	.20	-.05	.39	-.35	.56	-.23	.91	-.63
4	.20	-.05	.51	-.44	.75	-.32	1.21	-.78
5	.19	-.05	.55	-.47	.81	-.36	1.30	-.82
	.20	-.05	.51	-.44	.75	-.32	1.21	-.78
7	.20	-.05	.39	-.35	.56	-.23	.91	-.63
8	.20	-.04	.32	-.21	.27	-.14	.59	-.39
	.18	-.04	.42	-.14	.67	-.21	1.20	-.38

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

BA..DA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
3	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
4	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
6	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
7	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16
	.23	-.23	3.66	-3.66	.16	-.16

REACCIONES DE LOS APOYOS

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	25.91	8.26	34.02	34.17	59.93
1	33	25.91	7.85	35.47	33.77	61.39
2	2	30.07	9.67	55.87	39.73	85.94
2	34	30.07	9.41	55.83	39.48	85.90
3	3	30.07	9.41	55.83	39.48	85.90
3	35	30.07	9.67	55.87	39.73	85.94
4	4	25.91	7.85	35.47	33.77	61.39
4	36	25.91	8.26	34.02	34.17	59.93

PRETENSADO VIGA INTERMEDIA : 2

FUERZA DE TESADO (Po) ..... 490.000 T
ALTURA DEL PRETENSADO ..... .274 m

PERDIDAS INSTANTANEAS DE FUERZA

Por penetracion de cuñas .....:	13.790 T	
Por acortamiento elastico del hormigon ....:	22.419 T	
Perdidas INSTANTANEAS TOTAL .....:	36.209 T	(7.39%)

PERDIDAS DIFERIDAS DE FUERZA

Perdidas finales .....:	69.541 T	(14.19%)
P E R D I D A S T O T A L E S .....:	105.750 T	(21.58%)

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	-82.243	-82.243	
Fibra Inf. Viga	1883.095	1883.095	

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	126.440	135.678	615.602
Fibra Sup. Viga	798.180	876.531	873.310	1194.205
Fibra Inf. Viga	969.936	711.657	621.227	-171.081

CARACTERISTICAS DE LA SECCION COMPUESTA A TIEMPO INFINITO

Canto =	1.6000 m	Inercia=	.27166163 m4
Ycg =	.9964 m	Wvxxi =	.27263443 m3
Area =	.8203 m2	Wvxxs =	.67314936 m3
Ht-Ycg=	.6036 m	Wlxxs =	.45009273 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 =	673.98 mt
Momento exterior caracteristico	Mk =	436.97 mt
Coeficiente de seguridad	Mu/Mk =	1.54

ARMADURA DE REFUERZO DISPUESTA:

ACTIVA : 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 : 2

Resistencia de proyecto a traccion del hormigon	fct,k	28.348	Kp/cm2
Resistencia de calculo armadura pasiva transversal	fyd	4200.000	Kp/cm2
Tension maxima en la junta de union viga-losa	tauvl	1.500	Kp/cm2
Canto viga + losa	Ht	1.600	m
Ancho del alma de la viga	bw	.150	m
Ancho del ala superior de la viga	b	1.200	m
Armadura minima de cortante a 90	Asc,min	2.551	cm2/m
Armadura minima de rasante a 90	Asr,min	3.827	cm2/m
	Vcuo	18.794	Mp

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

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	14.139	14.917	9.455	12.633	25.613
M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

TOR. ASOC T = .084
CORTANTE Vd = 115.135 Tn Vu1 = 245.113 Tn Asc calculo = 12.772 cm2/m
Tc1,d = 70.752 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .996 m cotg(theta) = 1.274

RASANTE Vd = 71.551 Tn Tau = 3.276 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 21.452 Tn Tau = 12.769 Kp/cm2 As calculo = 4.560 cm2/m
ALA INF Vd = 46.054 Tn Tau = 10.280 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

TRAMO 2 (SECCION A 1.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	12.414	13.097	8.301	11.139	23.941
M	18.587	19.610	12.429	15.594	33.517

TOR. ASOC T = .380
CORTANTE Vd = 103.338 Tn Vu1 = 220.882 Tn Asc calculo = 8.530 cm2/m
Tc1,d = 96.890 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .996 m cotg(theta) = 1.695

RASANTE Vd = 65.072 Tn Tau = 2.980 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 19.254 Tn Tau = 11.461 Kp/cm2 As calculo = 4.093 cm2/m
ALA INF Vd = 41.335 Tn Tau = 9.227 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	12 a 0.20 m	(5.650 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

TRAMO 3 (SECCION A 2.400 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	11.182	11.797	7.477	10.129	22.747
M	30.384	32.058	20.318	24.310	54.593

TOR. ASOC T = .591
CORTANTE Vd = 94.998 Tn Vu1 = 215.761 Tn Asc calculo = 7.422 cm2/m
Tc1,d = 59.341 Kp/cm2 ZONA AB Yc1= .679 m cotg(theta) = 1.776

RASANTE Vd = 60.530 Tn Tau = 2.772 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 17.700 Tn Tau = 10.536 Kp/cm2 As calculo = 3.763 cm2/m
ALA INF Vd = 37.999 Tn Tau = 8.482 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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):	10 a 0.20 m	(7.850 cm2/m)

TRAMO 4 (SECCION A 7.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	ppv	ppl	cm	scu	scc
V	4.774	5.037	3.193	5.652	16.538
M	71.870	75.829	48.060	42.951	125.687

TOR. ASOC T = 1.690
CORTANTE Vd = 52.791 Tn Vu1 = 219.528 Tn Asc calculo = 5.004 cm2/m
Tc1,d = -64.435 Kp/cm2 ZONA C Yc1= .758 m cotg(theta) = 1.716

RASANTE Vd = 38.073 Tn Tau = 1.743 Kp/cm2 Asr calculo = 0.000 cm2/m
ALA SUP Vd = 9.836 Tn Tau = 5.855 Kp/cm2 As calculo = 2.551 cm2/m
ALA INF Vd = 21.116 Tn Tau = 4.713 Kp/cm2 As calculo = 6.803 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): 10 a 0.20 m (3.930 cm2/m)
Armadura de Ala Inf. d(mm): 10 a 0.20 m (7.850 cm2/m)

RESUMEN DE ARMADO. VIGA: 2 TIPO: I140B120

H O R M I G O N : Resistencia caracteristica a 28 dias: 500 Kp/cm2
inicial al tranferir: 375 Kp/cm2

P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables SUPERIORES:14000 Kp/cm2
P R E T E N S A D O : Tension de pretensado cables INFERIORES:14000 Kp/cm2
Fuerza total de pretensado en bancada: 490.000 Tn

FILA	No. DE CABLES	AREA CABLE (cm2)	ALTURA FILA (m)
1	13	1.400	.050
2	8	1.400	.100
3	0	1.400	0.000
4	0	1.400	0.000
5	0	1.400	0.000
6	4	1.400	1.350

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

	TRAMO	ARMADO	LONGITUD	N|UNIDADES	PLANTILLA	TIPO
CORTANTE	1	2 D 10 a 20 cms.	2.60	26	1	CERCOS
	2	2 D 8 a 20 cms	1.00	10	1	
	3	1 D 10 a 20 cms.	5.20	52	1	
	4	1 D 8 a 20 cms.	3.08	30	1	
ALA.INF	1	1 d 10 a 20 cms	2.60	26	2	CERCOS
	2	1 d 10 a 20 cms	1.00	10	2	
	3	1 d 10 a 20 cms	5.20	52	2	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.08	30	2	
ALA.SUP	1	1 d 12 a 20 cms	2.60	26	4	BARRAS
	2	1 d 12 a 20 cms	1.00	10	4	
	3	1 d 10 a 20 cms	5.20	52	4	
	4	1 d 10 a 20 cms	3.08	30	4	

REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE: Cap. mecanica 0,04 x P = 18.141 Tn
ZONA 1: CERCOS d 16 mm a 10 cm en .35 m.
ZONA 2: CERCOS d 6 mm a 10 cm en 1.4 m.

DATOS PARA TRANSPORTE:
PESO DE LA VIGA: 29.26 Tn LONGITUD TOTAL: 23.75m.
LONGITUD DE VOLADIZO DURANTE EL TRANSPORTE: < 8.05m.

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA	: 85.939 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA	: 33.768 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO	: .891 Tn.
VIENTO	: 2.292 Tn.
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	: 107.42 Kp/cm2
COMPRESION MEDIA MINIMA	: 42.21 Kp/cm2

(Seguridad al deslizamiento)

DATOS PARA PRESUPUESTO

VIGAS I140B120	DE	M DE LONGITUD
Viga 1....:	23.75	
Viga 2....:	23.75	
Viga 3....:	23.75	
Viga 4....:	23.75	

APOYOS DE NEOPRENO N. 10

114.00 M2 DE ENCOFRADO PERDIDO DE 5 CM DE ESPESOR

DATOS DE CABLES EN LAS VIGAS AREA CABLES: SUP/1.4 cm2 INF/1.4 cm2

VIGA . . . . . : 1

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	8	CABLES
FILA 3	0	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

VIGA . . . . . : 2

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	8	CABLES
FILA 3	0	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

VIGA . . . . . : 3

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	8	CABLES
FILA 3	0	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

VIGA . . . . . : 4

FILA 1	13	CABLES
FILA 2	8	CABLES
FILA 3	0	CABLES
FILA 4	0	CABLES
FILA 5	0	CABLES
FILA 6	4	CABLES

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA(T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
ANDA: 1				
INFERIOR	66.30 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.17 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
ANDA: 2				
INFERIOR	56.90 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	43.27 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	62.55 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	45.56 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	67.69 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	70.01 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.83 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
ANDA: 6				
INFERIOR	67.69 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	46.80 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
ANDA: 7				
INFERIOR	62.55 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	45.56 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
ANDA: 8				
INFERIOR	56.90 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	43.27 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
BANDA: 9				
INFERIOR	66.30 T	8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR	42.17 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
RMADURA PROPUESTA:				
INFERIOR		8 D 16 pml	5 D 12 pml	17.09 Kg/m2
SUPERIOR		6 D 16 pml	5 D 10 pml	11.96 Kg/m2

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº 8 - ESTRIBOS (L=10.10 M) | FECHA | REF. | HOJA 1-4

ESTRIBO 1- La altura total de hastial es de 10,90 m. de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm. y los 9,25 m. inferiores tienen un espesor de 1,20 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m con una puntera de 1,00 m. y un talón de 4,50 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 12,40^2 \times 0,33 = 48,20$ t/m

$E_{Te} = 1,00 \times 12,40 \times 0,33 = 4,09$ t/m } $E = 52,29$ t/m

$M_V = 48,20 \times 12,40/3 + 4,09 \times 12,40/2 = 224,58$ mt/m.

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso = 152,22 t/m

Mto. estabilizador. = 566,61 mt/m.

Coef. Estabilidad al vuelco. $C_V = 566,61 / 224,58 = 2,52$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 152,22 \times 0,5 / 52,29 = 1,46$

② Estribo con tablero sin sobrecarga.

$E = 52,29 + 0,823 \times 4 \times \text{sen } 63° / 10,10 = 52,58$ t/m

$M_V = 224,58 + 0,29 \times (9,25 + 1,50) = 227,70$ mt/m

Peso = 152,22 + 111,96 / 10,10. = 163,31 t/m

M_e = 566,61 + 111,96 (0,45+1,00) / 10,10 = 582,68 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $C_V = 582,68 / 227,70 = 2,56$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 163,31 \times 0,5 / 52,58 = 1,55$

③ Estribo con tablero y sobrecarga.

$E = 52,58 + 0,891 \times 4 \times \text{sen } 63° / 10,10 = 52,89$ t/m

$M_V = 227,70 + 0,31 \times (9,25 + 1,50) = 231,03$ mt/m

Peso = 152,22 + 293,16 / 10,10. = 181,25 t/m

$M_e = 566,61 + 29,03 (0,45 + 1,00) = 608,70$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco. $C_V = 608,70 / 231,03 = 2,63$

Coef. Estabilidad deslizamiento $C_d = 181,25 \times 0,5 / 52,89 = 1,71$

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-4

Tensiones máximas. $e_6 = 2,084$ m. < 6,70/3.

$\sigma = 2 \times 181,25 / 3 \times 2,084 = 57,98$ t/m²

ARMADURAS. H-200 „ EH-500 „ c = 40 mm.

HASTIAL. $M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,90^2 \times 0,33 \times 10,90/3 + 1,00 \times 10,90 \times 0,33 \times 10,90/2 = 154,93$ mt/m

$M_d = 154,93 \times 1,6 = 247,89$ mt/m $U_R = 1,00 \times 1,16 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1392$ t/m

$U_S = 239$ t/m.

Disponemos en la cara del trasdós en vertical 10 ϕ 25 mm/l (217,70 t/m) y en horizontal ϕ 12 a 20 cm (44,58 t/m).

Disponemos en la cara exterior en vertical 5 ϕ 12 mm/l (25,08 t/m) y en horizontal ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m).

Como refuerzo en la cara horizontal de apoyo disponemos malla de ϕ 12 a 20 cm.

ZAPATA-PUNTERA.

$M_d = 57,98 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 46,39$ t/m. $U_R = 1,00 \times 1,45 \times 2000/1,5 = 1947$ t/m

$U_S = 31$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ 16 mm/l (44,58 t/m) y como refuerzo ϕ 10 a 20 cm. (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M_d = 1,6 \left(10,90 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00\right) \times 4,50^2/2 = 412,45$ mt/m. $U_R = 1.947$ t/m

$U_S = 314$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 ϕ 25 + 5 ϕ 32 mm/l (287,18 t/m) y como refuerzo ϕ 20 a 20 cm (69,66 t/m

ESTRIBO 2- La altura total de hastial es de 8,65 m. de los que 1,65 m. superiores tienen un espesor de 40 cm y los 7,00 m. inferiores tienen un espesor de 1,70 m. La zapata tiene un canto de 1,50 m, con una puntera de 1,00 m. y un talón de 3,50 m.

$E_T = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 10,15^2 \times 0,33 = 32,30$ t/m
$E_{Sc} = 1,00 \times 10,15 \times 0,33 = 3,35$ t/m
} $E = 35,65$ t/m

$M_V = 32,30 \times 10,15/3 + 3,35 \times 10,15/2 = 126,28$ mt/m

① Estribo en vacío sin tablero.

Peso. = 105,05 t/m

Mo. Estabilizador = 338,86 mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $c_v = 338,86 / 126,28 = 2,68$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 105,05 \times 0,5 / 35,65 = 1,47$

② Estribo con tablero sin sobrecarga

$E = 35,65 + 0,832 \times 4 \times \operatorname{sen} 63° / 10.10 = 35,94$ t/m

$M_V = 126,28 + 0,29 \times (7,00 + 1,50) = 128,75$ mt/m

Peso $= 105,05 + 111,96 / 10,10 = 116,14$ t/m

$M_e = 338,86 + 11,09 (0,45 + 1,00) = 354,93$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $c_v = 354,93 / 128,75 = 2,76$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 116,14 \times 0,5 / 35,94 = 1,62$

③ Estribo con tablero y sobrecarga

$E = 35,94 + 0,891 \times 4 \times \operatorname{sen} 63° / 10,10 = 36,25$ t/m

$M_V = 128,75 + 0,31 \times (7,00 + 1,80) = 131,39$ mt/m

Peso. $= 105,05 + 293,16 / 10,10 = 134,08$ t/m

Me $= 338,86 + 29,03 (0,45 + 1,00) = 380,95$ mt/m

Coef. Estabilidad al vuelco $c_v = 380,95 / 131,39 = 2,90$

Coef. Estabilidad deslizamiento $c_d = 134,08 \times 0,5 / 36,25 = 1,85$

Tensiones máximas. $e_b = 1,861$ m. $< 5,70/3$

$\sigma = 2 \times 134,08 / 3 \times 1,861 = 48,03$ t/m²

ARMADURAS. H = 200 , $\Delta\sigma_H$ = 500 , c = 40 mm

HASTIAL. $M_d = 1,6 \times \frac{1}{2} \times 1,9 \times 8,65^2 \times 0,33 + 8,65/3 + 1,6 \times 1,00 \times 8,65 \times 0,33 \times 8,65/2 =$

$= 127,97$ mt/m. $V_E = 139,2$ t/m $V_U = 115$ ton/m.

Dispondremos en la cara de tierras en vertical 10 ϕ 20 puf (139,30 t/m) y en horizontal ϕ 12 a 20 cm (25,08 t/m).

Dispondremos en la cara exterior en vertical 5 ϕ 12 puf (25,08 t/m) y en horizontal ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m).

como refuerzo en la cara horizontal de apoyo dispondremos malla de ϕ 12 a 20 cm

ZAPATA - PUNTERIA.

$M_d = 48,03 \times 1,00^2/2 \times 1,6 = 38,42$ mt/m $V_E = 1947$ t/m

$V_U = 26$ t/m

Dispondremos como armadura inferior principal 5 ϕ 16 puf (34,50 t/m) y como refuerzo ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M_d = 1,6 (8,65 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5 + 1,00) 3,50^2/2 = 207,61$ mt/m

$V_E = 1.947$ t/m $V_U = 148$ t/m

Dispondremos como armadura superior principal 10 ϕ 20 puf (139,30 t/m) y como refuerzo ϕ 16 a 20 cm

ASUNTO: PASO SUPERIOR Nº8 – ALETAS. | FECHA | REF. | HOJA 1-6

Los Muros que acompañan a los Estribos para la contención de los taludes laterales se dividen en 4 unidades diferenciadas por su geometría y su solicitación. Cada 2 forman una Aleta que se divide en dos partes de igual longitud y cada Estribo lleva aparejada 2 Aletas iguales

ESTRIBO 1. Las 2 Aletas adyacentes tienen una longitud total de 16 m. y son prolongación del Estribo en dirección paralela a los viales. Se dividen a su vez en dos partes de 8 m. la primera con altura de hastial comprendida entre 2,00 y 6,825 m. espesor de 0,50 m. y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de hastial comprendida entre 6,075 y 10,90 m. espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m. de canto.

ESTRIBO 2. Las 2 Aletas adyacentes tienen una longitud total de 12 m. y son prolongación del Estribo en dirección paralela a los viales. Se dividen a su vez en dos partes de 6 m. La primera con altura de hastial comprendida entre 2,00 y 5,70 m. espesor de 0,50 m y zapata de 0,75 m. de canto. La segunda con altura de hastial comprendida entre 4,95 y 8,65 m espesor de 1,00 m. y zapata de 1,50 m de canto.

La Aleta más desfavorable forma con la perpendicular a la Carretera un ángulo de: 90 - 63 = 27° luego el ángulo sobre la horizontal con que el talud incide es de: β = 27° × arc.tg 2:3 / 90 = 10,11° y considerando φ = 30°, δ = 0 y b:h = 0, el coeficiente de empuje activo horizontal es de 0,371

ASUNTO | FECHA | REF. | HOJA 2-6

E1:8 – Altura de cálculo. $(6,825 - 2,00)^{3/2} + 2,00 + 0,75 = 5,62 + 0,75 = 6,37$ m

Ancho de zapata. $(3,10 - 1,00)^{3/2} + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,59 + 1,00 = 3,59$ m.

Empuje. $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 6,37^2 \times 0,371 = 14,30$ t/m

Mto. de vuelco. $14,30 \times 6,37/3 = 30,37$ mt/m

Peso = 41,41 t/m

Mto. estabilizador = 80,82 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $C_v = 80,82 / 30,37 = 2,66$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $C_d = 41,41 \times 0,5 / 14,30 = 1,45$

Tensiones. $e_b = 1,218$ m. $e_a = 0,577$ m

$$\nabla = \frac{41,41}{3,59}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,577}{3,59}\right) = \begin{matrix} 22,66 \text{ t/m}^2 \\ 0,41 \text{ t/m}^2 \end{matrix} \quad \| \quad \sigma_{adm} = 22,66/1,3 = \underline{17,43 \text{ t/m}^2}$$

Adoptando H-200, ΔEH-500 y c = 40 mm. las ARMADURAS son:

HASTIAL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,62^2 \times 0,371 \times 5,62/3 = 20,85$ mt/m $\quad M_d = 20,85 \times 1,6 = 33,37$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 552$ t/m $\quad V_d = 80$ t/m

Disponemos en la cara de los tierras

En vertical 10 ϕ 16 mm/m — 89,20 t/m

En horizontal ϕ 12 a 20 cm — 25,08 t/m

Disponemos en la cara externa.

En vertical 5 ϕ 10 mm/m — 17,42 t/m

En horizontal ϕ 10 a 20 cm. — 17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 22,66 \times 0,85^2/2 = 8,23$ mt/m $\quad M_d = 8,23 \times 1,6 = 4,53$ mt/m

$V_c = 1,00 \times 0,71 \times 2000 / 1,5 = 947$ t/m $\quad V_d = 6$ t/m

Disponemos como armadura inferior principal 5 ϕ 12 mm/m (25,08 t/m)

y como reparto ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m)

ZAPATA - TALON.

$M = (5,62 \times 1,9 + 0,75 \times 2,5) \times 2,59^2/2 = 42,10$ mt/m $Md = 42,10 \times 1,6 = 67,37$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,71 \times 2000/1,5 = 947$ t/m. $Vf = 101$ ton/m.

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ16 + 5 Φ20 mm² (114,24 t/m) y como reparto Φ12 a 20 cm (25,03 t/m).

$E = 1.6$ - Altura de cálculo. $(10,90 - 6,075)\,3/4 + 6,075 + 1,50 = 9,69 + 1,50 = 11,19$ m

Ancho de zapata. $(4,70 - 2,60)\,3/4 + 2,60 + 1,50 + 1,00 = 4,18 + 2,00 = 6,18$ m

Empuje.	$\frac{1}{2} \times 1,9 \times 11,19^2 \times 0,371$	$= 44,13$ t/m		
Mto. de vuelco	$44,13 \times 11,19/3$	$= 164,61$ mt/m		
Peso		$= 124,36$ t/m		
Mto. estabilizador		$= 422,71$ mt/m		
Coeficiente de estabilidad al vuelco		$Cv = 422,71/164,61 = 2,57$		
Coeficiente estabilidad deslizamiento		$Cd = 124,36 \times 0,5/44,13 = 1,41$		

Tensiones. $eb = 2,075$ m. $eo = 1.015$ m.

$$\sigma = \frac{124,36}{6.18}\left(1 \pm \frac{6 \times 1.015}{6,18}\right) = \begin{cases} 29,95 \text{ t/m}^2 \\ 0,29 \text{ t/m} \end{cases} \quad \sigma adm = 39,95/1,30 = 30,73 \text{ T/m}^2$$

Adoptando H-200, AEH-500 y c=40 mm. las ARMADURAS son:

MASTIL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 9,69^2 \times 0,371 \times 9,69/3 = 106,89$ mt/m $Md = 106,89 \times 1,6 = 171,03$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,96 \times 0,9 \times 2000/1,5 = 1.152$ t/m $Vf = 200$ t/m

Disponemos en la cara del lado tierra,

En vertical	5Φ25+5Φ20 mm²		$-178,51$ t/m
En horizontal	Φ16 a 20 cm		$-44,58$ t/m

Disponemos en la cara lobre.

En vertical	5 Φ12 mm²		$-25,08$ t/m
En horizontal	Φ10 a 20 cm		$-17,42$ t/m.

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 39,95 \times 1,00^2/2 = 19,98$ mt/m $Md = 19,98 \times 1,6 = 31,96$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1.5 = 1.947$ t/m $Vf = 22$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ12 mm² (25,08 t/m) y como reparto Φ10 a 20 cm (17,42 t/m).

ZAPATA - TALON

$M = (9,69 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5) \times 4.18^2/2 = 168,20$ mt/m $Md = 168,20 \times 1,6 = 269,19$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 1,46 \times 2000/1.5 = 1.947$ t/m $Vf = 196$ t/m

Disponemos como armadura superior principal 5 Φ25 + 5 Φ20 mm² (178,51 t/m) y como reparto Φ16 a 20 cm (44,58 t/m)

$E = 2.0$ - Altura de cálculo. $(5,70 - 2,00)\,3/4 + 2,00 + 0,75 = 4,78 + 0,75 = 5,53$ m

Ancho de zapata. $(2,60 - 1,00)\,3/4 + 1,00 + 0,50 + 0,50 = 2,20 + 1,50 = 3,20$ m

Empuje	$\frac{1}{2} \times 1,9 \times 5,53^2 \times 0,371$	$= 10,78$ t/m		
Mto. de vuelco	$10,78 \times 5,53/3$	$= 19,87$ mt/m		
Peso		$= 31,96$ t/m		
Mto. estabilizador		$= 56,04$ mt/m		
Coeficiente de estabilidad al vuelco		$Cv = 56,04/19,87 = 2,82$		
Coeficiente estabilidad deslizamiento		$Cd = 31,96 \times 0,5/10,78 = 1,48$		

Tensiones. $eb = 1,132$ m. $eo = 0,468$ m.

$$\sigma = \frac{31,96}{3,20}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,468}{3,20}\right) = \begin{cases} 18,75 \text{ t/m}^2 \\ 1,22 \text{ t/m} \end{cases} \quad \sigma adm = 18,75/1,30 = 14,42 \text{ t/m}$$

Adoptando H-200, AEH-500 y c=40 mm. las ARMADURAS son:

MASTIL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 4,78^2 \times 0,371 \times 4,78/3 = 12,83$ mt/m $Md = 12,83 \times 1,6 = 20,53$ mt/m

$Vc = 1,00 \times 0,46 \times 0,9 \times 2000/1.5 = 552$ t/m $Vf = 47$ t/m

Disposición en la cara de las tierras.

En vertical 5 ϕ 16 mm/m - 44,58 t/m

En horizontal ϕ 12 a 20 cm. - 25,08 t/m

Dispuesto en la cara trasera

En vertical 5 ϕ 10 mm/m - 17,42 t/m

En horizontal ϕ 10 a 20 cm - 17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 18,75 \times 0,53^2/2 = 2,94$ mt/m $\quad Md = 2,34 \times 1,6 = 3,75$ mt/m

$V_r = 1,00 \times 0,71 \times 2000 / 1,5 = 947$ t/m. $\quad V_d = 5$ t/m

Dispuesto como armadura inferior principal 5 ϕ 12 mm/m (25,08 t/m)

y como reparto ϕ 10 a 20 cm. (17,42 t/m).

ZAPATA - TALON.

$M = (4,78 \times 1,9 + 0,75 \times 2,5) \times 2,20^2/2 = 26,52$ mt/m $\quad Md = 26,52 \times 1,6 = 42,43$ mt/m

$V_r = 1,00 \times 0,71 \times 2000 / 1,5 = 947$ t/m $\quad V_d = 62$ t/m.

Dispuesto como armadura superior principal 5 ϕ 20 mm/m (=94,66 t/m)

y como reparto ϕ 10 a 20 cm. (17,42 t/m)

E2.b - Altura de cálculo $(8,65 - 4,95) 3/4 + 4,95 + 1,50 = 7,73 + 1,50 = 9,23$ m

Ancho de zapata $(3,70 - 2,10) 3/4 + 2,10 + 1,00 + 1,00 = 3,30 + 2,00 = 5,30$ m

Empuje $\frac{1}{2} \times 1,9 \times 9,23^2 \times 0,371 = 30,03$ t/m

Mto. de vuelco $30,03 \times 9,23/3 = 92,38$ mt/m

Peso = 87,67 t/m

Mto. estabilizador = 258,56 mt/m

Coeficiente de estabilidad al vuelco $C_v = 258,56 / 92,38 = 2,80$

Coeficiente estabilidad deslizamiento $C_d = 87,67 \times 0,5 / 30,03 = 1,46$

Tensiones. $e_b = 1,898$ m $\quad e_0 = 0,754$ m

$\sigma = \frac{87,67}{5,30}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,754}{5,30}\right) = \begin{cases} 30,66 \text{ t/m}^2 \\ 2,42 \text{ t/m} \end{cases}$ $\quad \sigma_{adm} = 30,66/1,30 = 23,59$ t/m

Adoptando H-200, AEH-500 y c = 40 mm las ARMADURAS son:

MASTIL.

$M = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 7,73^2 \times 0,371 \times 7,73/3 = 54,26$ mt/m $\quad Md = 54,26 \times 1,6 = 86,82$ mt/m

$V_r = 1,00 \times 0,93 \times 0,9 \times 2000 / 1,5 = 1.152$ t/m $\quad V_d = 95$ t/m.

Dispuesto en la cara de las tierras

En vertical 5 ϕ 20 + 5 ϕ 16 mm/m - 114,24 t/m

En horizontal ϕ 12 a 20 cm - 25,08 t/m

Dispuesto en la cara trasera

En vertical 5 ϕ 12 mm/m - 25,08 t/m

En horizontal ϕ 10 a 20 cm - 17,42 t/m

ZAPATA - PUNTERA.

$M = 30,66 \times 1,00^2/2 = 15,33$ mt/m $\quad Md = 15,33 \times 1,6 = 24,53$ mt/m

$V_r = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1.947$ t/m $\quad V_d = 16$ t/m

Dispuesto como armadura inferior principal 5 ϕ 12 mm/m (25,08 t/m)

y como reparto ϕ 10 a 20 cm (17,42 t/m).

ZAPATA - TALON.

$M = (7,73 \times 1,9 + 1,50 \times 2,5) \times 3,30^2/2 = 100,39$ mt/m $\quad Md = 100,39 \times 1,6 = 160,62$ mt/m

$V_r = 1,00 \times 1,46 \times 2000 / 1,5 = 1947$ t/m $\quad V_d = 113$ t/m

Dispuesto como armadura superior principal 5 ϕ 20 + 5 ϕ 16 mm/m (114,24 t/m) y como reparto ϕ 12 a 20 cm (25,08 t/m)