ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

4.3.2. CUBIERTAS

Hipótesis de carga

TERMINO MUNICIPAL DE EL PRAT DE LLOBREGAT

TERMINO MUNICIPAL DE EL PRAT DE LLOBREGAT

ARACRE S.A.

UIC1

UIC2

UIC1

UIC2

Col 1

X=423000
Y=4575800

X=422900
Y=4575600

← VILANOVA / AEROPUERTO

BARCELONA SANTS →

← EMPALME CON HOJA 2 DE 8

LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

adif
ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

PROYECTO MODIFICADO Nº1
DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMALINEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1
Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ

CONFORME EL CONTRATISTA:
Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ

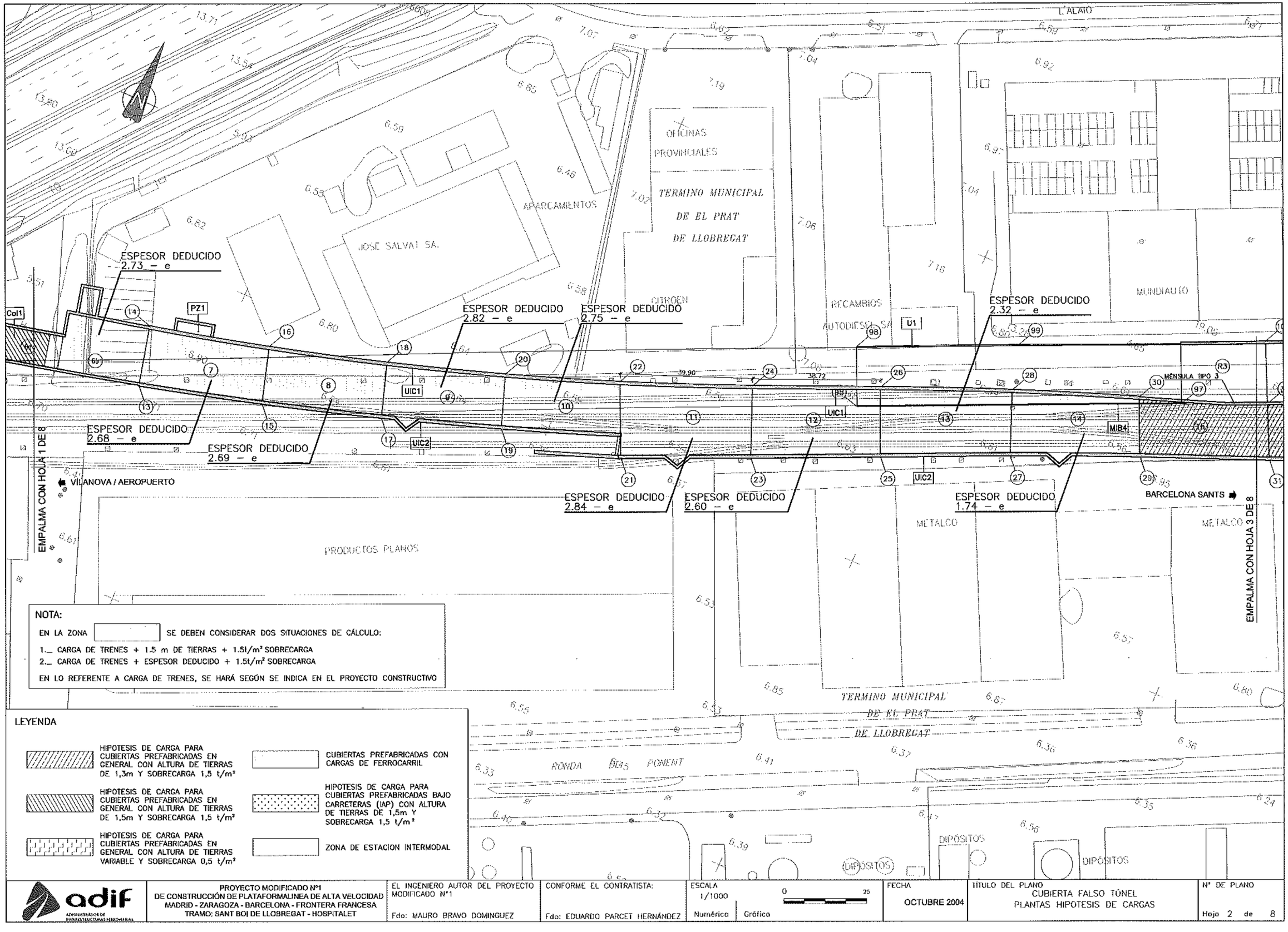
ESCALA 1/1000 — Numérico — Gráfico — 0 — 25

FECHA
OCTUBRE 2004

TITULO DEL PLANO
CUBIERTA FALSO TÚNEL
PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS

Nº DE PLANO
Hoja 1 de 8

1157



NOTA:

EN LA ZONA [ ] SE DEBEN CONSIDERAR DOS SITUACIONES DE CÁLCULO:

1.– CARGA DE TRENES + 1.5 m DE TIERRAS + 1.5t/m² SOBRECARGA

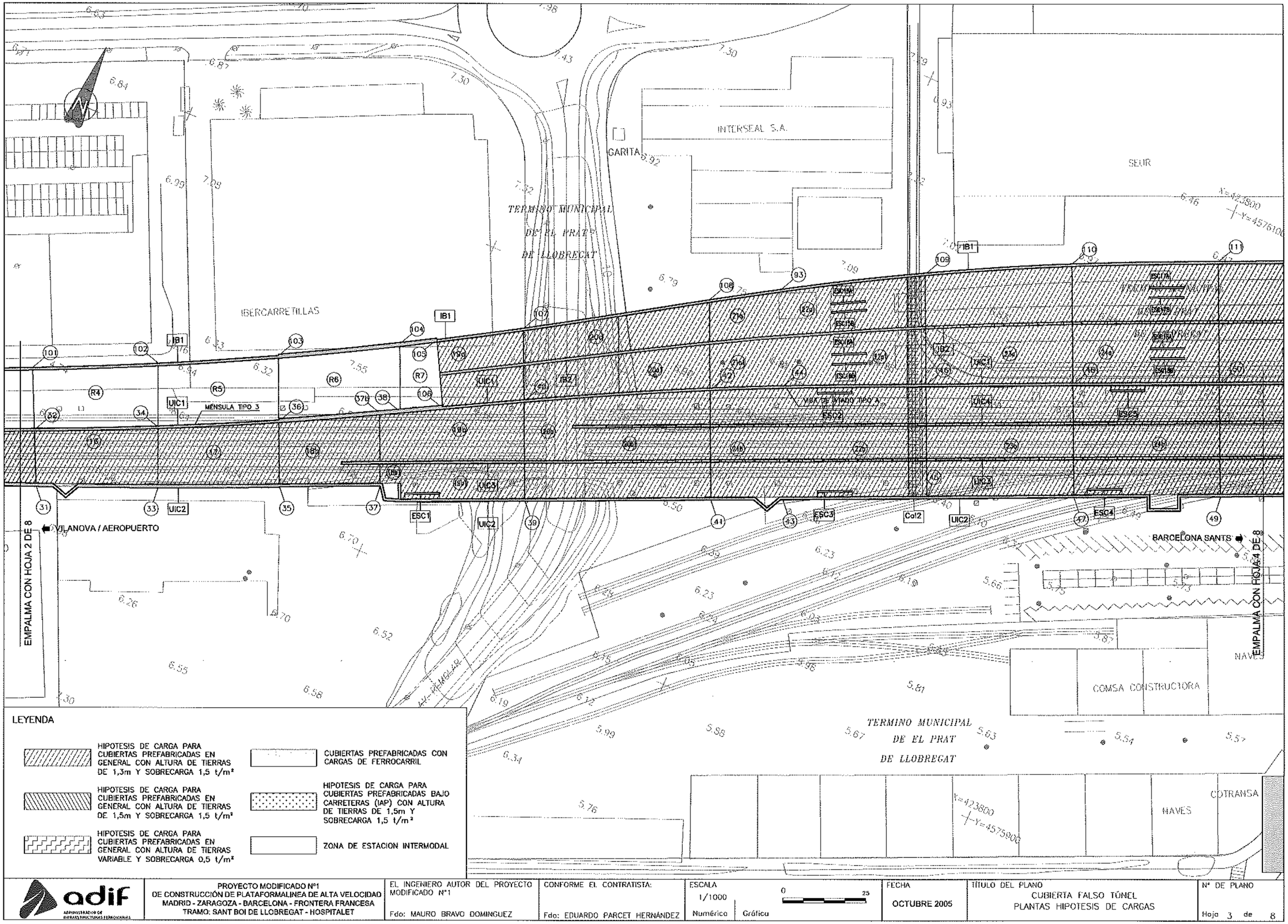
2.– CARGA DE TRENES + ESPESOR DEDUCIDO + 1.5t/m² SOBRECARGA

EN LO REFERENTE A CARGA DE TRENES, SE HARÁ SEGÚN SE INDICA EN EL PROYECTO CONSTRUCTIVO

LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

adif	PROYECTO MODIFICADO Nº1 DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET	EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1 Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ	CONFORME EL CONTRATISTA: Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ	ESCALA 1/1000 Numérica Gráfica 0 25	FECHA OCTUBRE 2004	TÍTULO DEL PLANO CUBIERTA FALSO TÚNEL PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS Nº DE PLANO Hoja 2 de 8



LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

adif — ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

PROYECTO MODIFICADO Nº1
DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMALINEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1
Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ

CONFORME EL CONTRATISTA:
Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ

ESCALA
1/1000
Numérica
Gráfica
0 25

FECHA
OCTUBRE 2005

TÍTULO DEL PLANO
CUBIERTA FALSO TÚNEL
PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS

Nº DE PLANO
Hoja 3 de 8

EMPALME CON HOJA 5 DE 8

EMPALME CON HOJA 3 DE 8

VILANOVA Y AEROPUERTO

BARCELONA SANTS

POLIGONO INDUSTRIAL LA SEDA

ESTACIÓN DEL PRAT DE LLOBREGAT

COLEGIO SEDA

PISCINA

PL. PINTOR GRAU SALA

CAMPANARIO

IGLESIA SANT PERE I SANT PAU

CRUZ

C/ DEL DOCTOR SOLER

TORRENS

X=424000
Y=4576200

IB1 IB2 IB3 IB4

UIC1 UIC2 UIC3 UIC4 UIC5

VIGA DE ATADO TIPO A

VIGA DE ATADO TIPO B

MENSULA TIPO 1

MENSULA TIPO 2

MENSULA TIPO 3

ESC6 ESC7 ESC8 ESC9 ESC10 ESC11 ESC12 ESC13 ESC14A ESC14B ESC15A ESC15B ESC16A ESC16B ESC19A ESC19B ESC20A ESC20B ESC21A ESC21B ESC22A ESC22B ESC23A ESC23B ESC24A ESC24B

Col 3

LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

SECCIÓN A

+9.00
3.30
+6.00
1.00
IB1
UIC2

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

PROYECTO MODIFICADO Nº1
DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1
Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ

CONFORME EL CONTRATISTA:
Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ

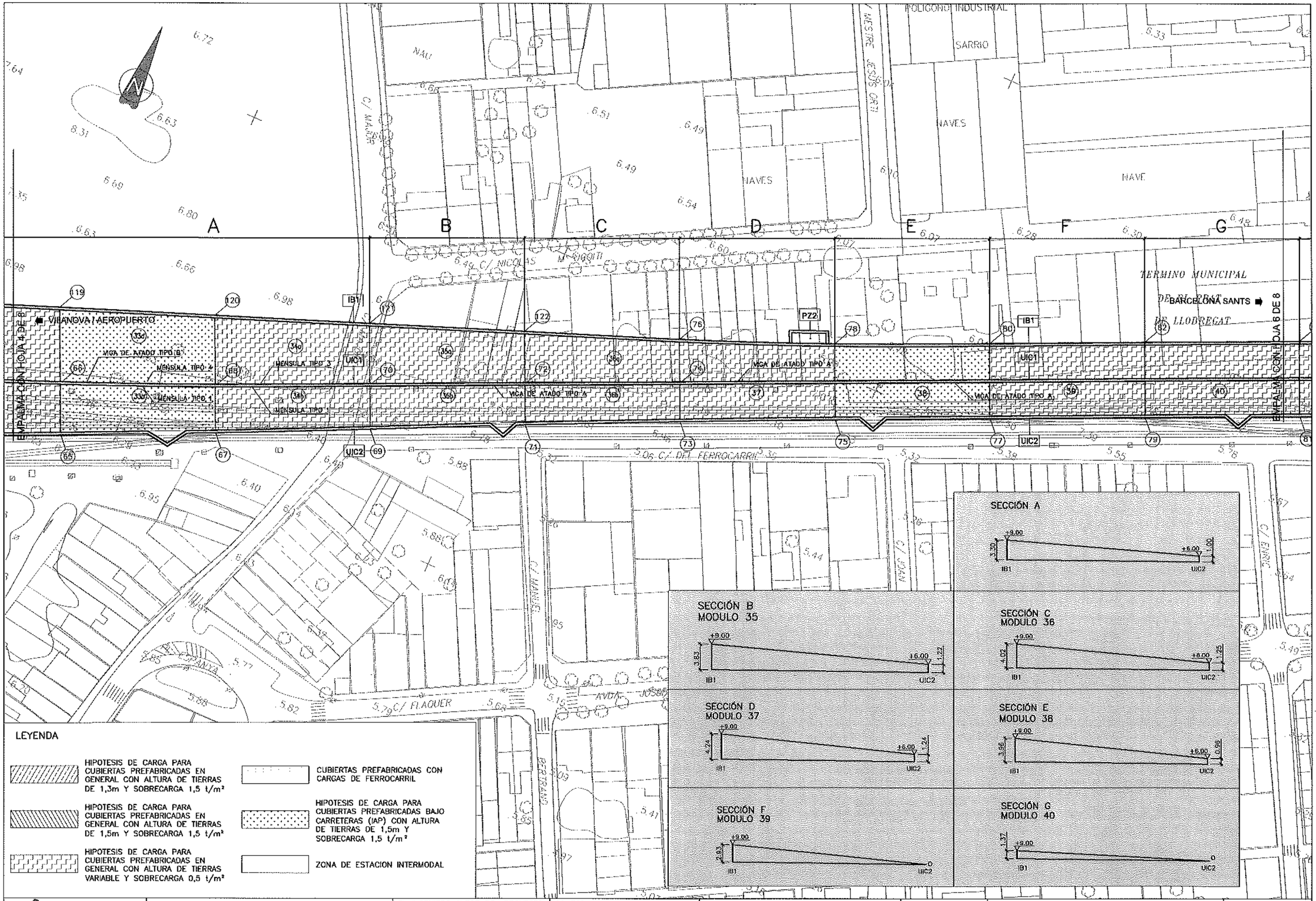
ESCALA 1/1000 (Numérico) 0 25 (Gráfica)

FECHA: OCTUBRE 2005

TÍTULO DEL PLANO
CUBIERTA FALSO TÚNEL
PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS

Nº DE PLANO
Hoja 4 de 8

1160



LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

adif	PROYECTO MODIFICADO Nº1 DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET	EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1 Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ	CONFORME EL CONTRATISTA: Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ	ESCALA 1/1000 Numérico / Gráfica 0 — 25	FECHA OCTUBRE 2004	TÍTULO DEL PLANO CUBIERTA FALSO TÚNEL PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS	Nº DE PLANO Hojo 5 de 8

TERMINO MUNICIPAL DE EL PRAT DE LLOBREGAT

NAVE

SARRIO

COGENERACIÓN

FERROCARRIL

C/ DEL FERROCARRIL

C.M.PRAT CONSTRUCCIONES METALICAS

NAU

ESTACIÓN DE SERVICIO

AVINGUDA DE JOSEP ANSELM CLAVÉ

TERMINO MUNICIPAL DE EL PRAT DE LLOBREGAT

VIGA DE FALDÓN TIPO A

UIC1

UIC2

IB1

EMPALME CON HOJA 5 DE 8

VILANOVA Y AEROPUERTO

EMPALME CON HOJA 7 DE 8

BARCELONA SANTS

LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

SECCIÓN H
MODULO 41

SECCIÓN I
MODULO 42

adif
ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

PROYECTO MODIFICADO Nº1
DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1
Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ

CONFORME EL CONTRATISTA:
Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ

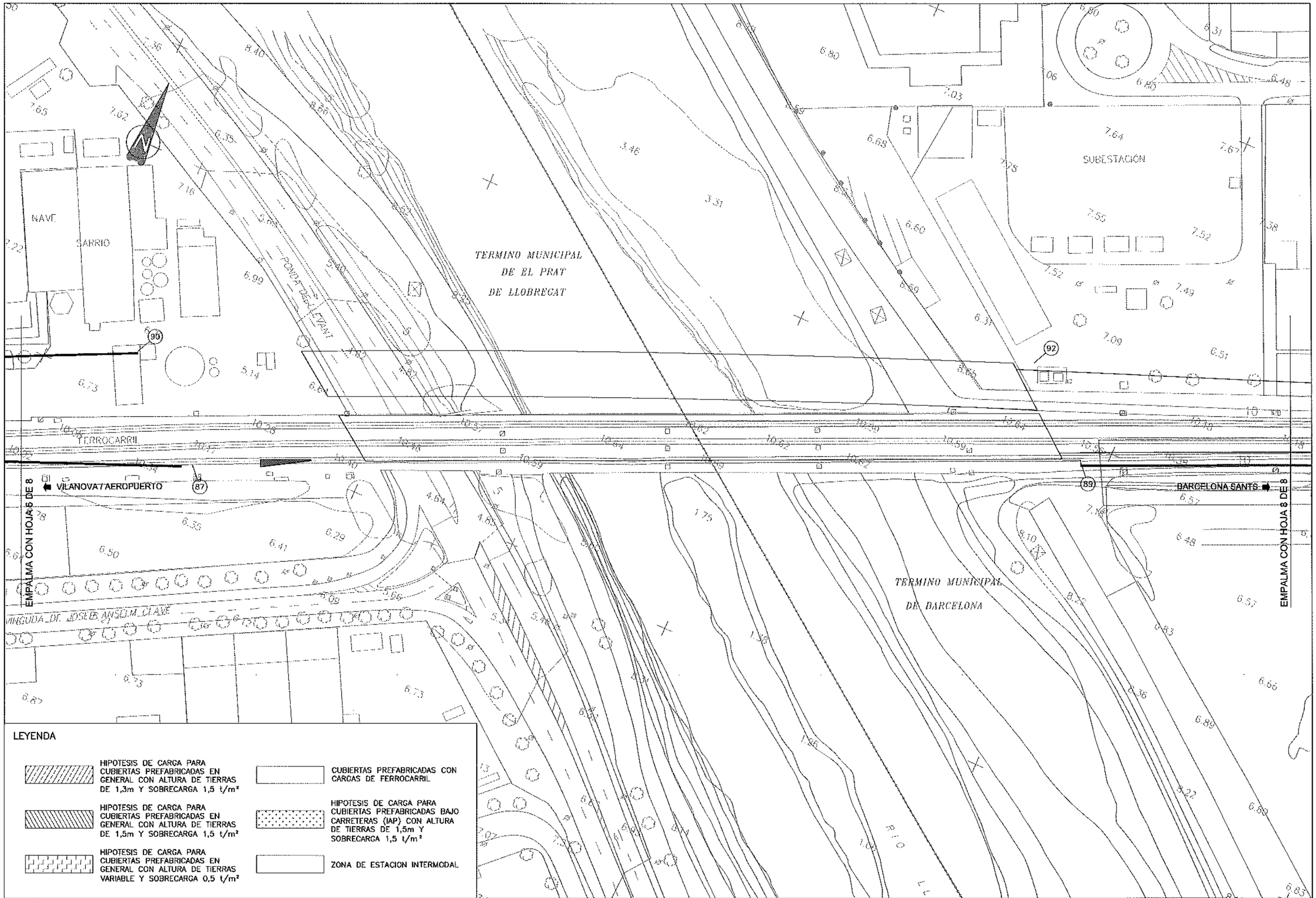
ESCALA
1/1000
Numérica
Gráfica
0 25

FECHA
OCTUBRE 2004

TÍTULO DEL PLANO
CUBIERTA FALSO TÚNEL
PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS

Nº DE PLANO
Hoja 6 de 8

1162



LEYENDA

- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,3m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS EN GENERAL CON ALTURA DE TIERRAS VARIABLE Y SOBRECARGA 0,5 t/m²
- CUBIERTAS PREFABRICADAS CON CARGAS DE FERROCARRIL
- HIPOTESIS DE CARGA PARA CUBIERTAS PREFABRICADAS BAJO CARRETERAS (IAP) CON ALTURA DE TIERRAS DE 1,5m Y SOBRECARGA 1,5 t/m²
- ZONA DE ESTACION INTERMODAL

adif — ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

PROYECTO MODIFICADO Nº1
DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMALINEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET

EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1
Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ

CONFORME EL CONTRATISTA:
Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ

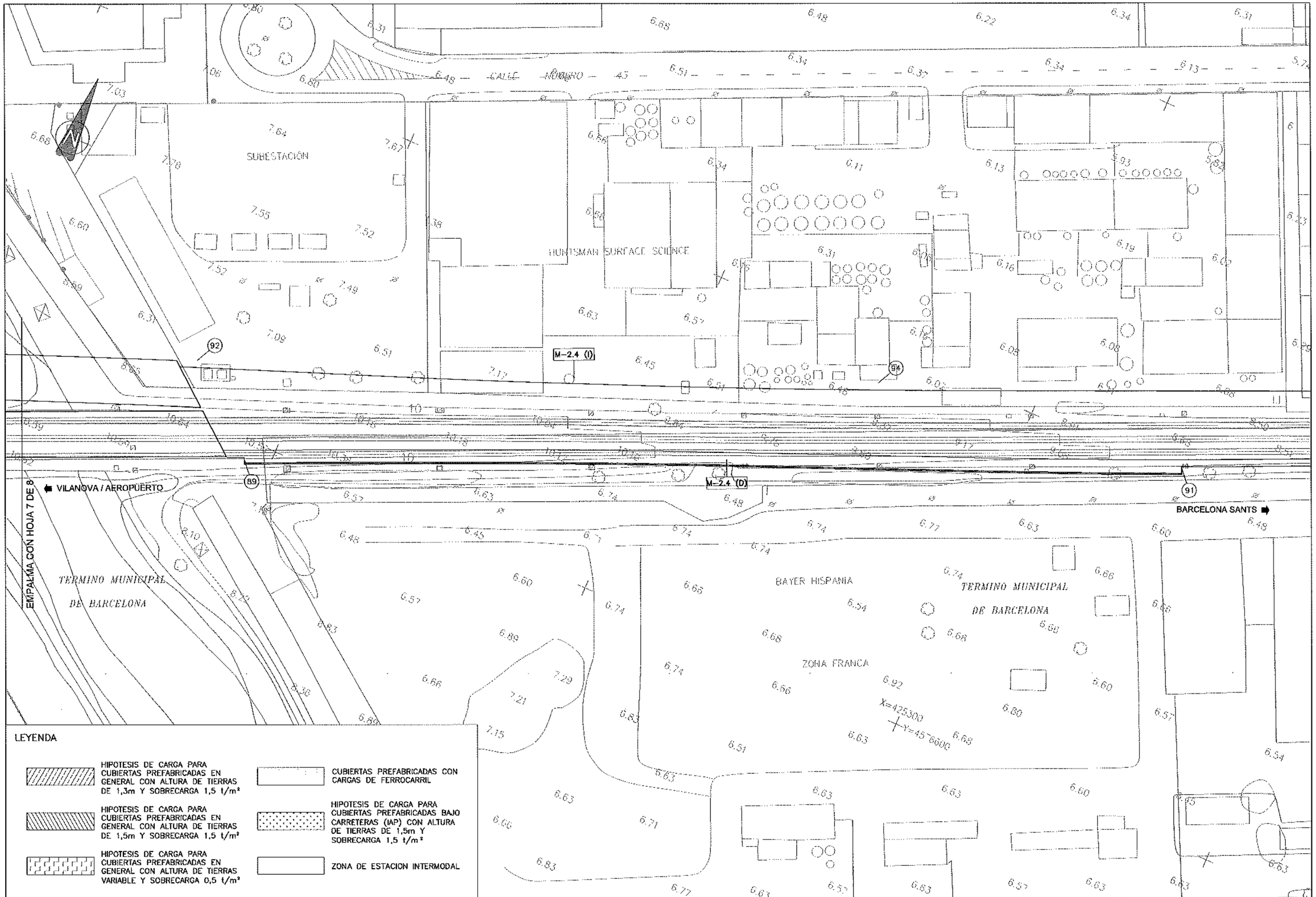
ESCALA
1/1000
0 25
Numérica | Gráfico

FECHA
OCTUBRE 2004

TÍTULO DEL PLANO
CUBIERTA FALSO TÚNEL
PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS

Nº DE PLANO
Hoja 7 de 8

1163

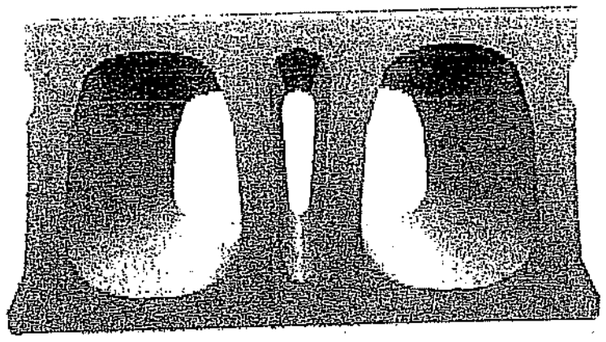


adif	PROYECTO MODIFICADO Nº1 DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: SANT BOI DE LLOBREGAT - HOSPITALET	EL INGENIERO AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO Nº1 Fdo: MAURO BRAVO DOMINGUEZ	CONFORME EL CONTRATISTA: Fdo: EDUARDO PARCET HERNÁNDEZ	ESCALA 1/1000 Numérica 0 25 Gráfica	FECHA OCTUBRE 2004	TITULO DEL PLANO CUBIERTA FALSO TÚNEL PLANTAS HIPOTESIS DE CARGAS	Nº DE PLANO Hoja 8 de 8

Alveoplaca T-63

MEMORIA de CÁLCULO

PLACA : T6308



INDICE

DATOS DEL PROYECTO
GEOMETRIA DEL CONJUNTO
MATERIALES
ACCIONES
SOLICITACIONES
CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN
ARMADURA DE LA CAPA DE COMPRESIÓN

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS
AGOTAMIENTO FRENTE SOLICITACIONES NORMALES
AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE
AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE
PUNZONAMIENTO
VERIFICACION DE LA LONGITUD DE APOYO
ABSORCION DE FUERZAS HORIZONTALES (EFECTO DIAFRAGMA)

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
FISURACIÓN
DEFORMACIÓN

ANEJOS
RESISTENCIA AL FUEGO

1166

0507

GEOMETRÍA, MATERIALES Y ACCIONES

GEOMETRIA DEL CONJUNTO

Valores característicos y de cálculo

Longitud total de la placa	l_t :	12,80 m
Longitud de cálculo de la placa	l_c :	12,50 m
Canto total de la placa	h :	0,63 m
Canto total de la capa de compresión	h_c :	0,2 m
Ancho de la placa	b :	1,20 m
Longitud de los apoyos	l_a :	0,3 m
Tipo de ambiente	:	IIIa

MATERIALES

Valores Característicos

Resistencia car. hormigón pretensado HP-50 / S / 12 / IIIa /	f_{ck}:	50 MPa
Resistencia car. hormigón capa de compresión HA-30 / F // IIIa /	f_{ck}:	30 MPa
Límite elástico característico alambres de pretensado Y 1770 C	f_{pyk}:	1540 N/mm^2
Límite elástico característico cordones de pretensado Y 1860 S7	f_{pyk}:	1710 N/mm^2
Límite elástico armadura pasiva B-500 S	f_{yk}:	500 N/mm^2

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales:

E.L.U.

Hormigón	γ_c = 1,50
Acero	γ_s = 1,15

E.L.S.

Hormigón	γ_c = 1,00
Acero	γ_s = 1,00

Valores de cálculo

Resistencia a compresión hormigón de la placa	f_{cd} :	33,33 MPa
Resistencia a compresión hormigón de la capa	f_{cd} :	20 Mpa
Resistencia a tracción hormigón de la placa	$f_{ct,d}$:	1,90 MPa
Resistencia a tracción hormigón de la capa	$f_{ct,d}$:	1,35 Mpa
Límite elástico de cálculo alambres de pretensado Y 1770 C	f_{pyd} :	1339 N/mm^2
Límite elástico de cálculo cordones de pretensado Y 1860 S7	f_{pyd} :	1487 N/mm^2
Límite elástico de cálculo armadura pasiva B-500 C	f_{yd} :	435 N/mm^2
Tensión inicial de pretensado en las armaduras activas	σ_{pi} :	1320 N/mm^2

ACCIONES

Valores característicos de las acciones

Peso propio de la placa	G_t :	8,58 kN/m^2
Peso propio de la capa de compresión	G_c :	5,00 kN/m^2
Cargas permanentes	G_p :	26,00 kN/m^2
Sobrecargas de uso	Q_u :	15,00 kN/m^2

Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Estados Límite Últimos (tabla 12.1.b del artículo 12º de la EHE)

Acción del pretensado (Control intenso)	γ_P = 1,00
Peso propio de la placa (Control Intenso)	γ_G = 1,35
Peso propio de la capa de compresión (Control Normal)	γ_G = 1,50
Cargas permanentes (Control Normal)	γ_G = 1,50
Sobrecargas de uso (Control Normal)	γ_Q = 1,60

Estados Límite de Servicio (tabla 12.2 del artículo 12º de la EHE):

Acción del pretensado (Efecto desfavorable)	γ_P = 1,05
Acción del pretensado (Efecto favorable)	γ_P = 0,95
Peso propio de la placa (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Peso propio de la capa de compresión (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Cargas permanentes (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Sobrecargas de uso (Efecto desfavorable)	γ_Q = 1,00

SOLICITACIONES

Estados Limites de Servicio:

Carga total por m^2	q:	54,58 kN/m^2
Carga total por ml de placa	q:	65,5 kN/m

Por tanto tendremos:

Momento flector	M:	1279,22 mkN
Esfuerzo cortante	V:	409,35 kN

Estados Limites Últimos:

Carga total mayorada por m^2	q_d:	82,08 kN/m^2
Carga total mayorada por ml de placa	q_d:	98,5 kN/m

Por tanto tendremos :

Momento flector de cálculo	M_d:	1923,82 mkN
Esfuerzo cortante de cálculo	V_d:	615,62 kN

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Los datos geométricos de la sección son:

PLACA T6308	NOTACIÓN UNIDADES	SECCIÓN NETA	SECCIÓN HOMOGENIZADA (28 d)	SECCIÓN COMPUESTA PLACA+CAPA
Area Hormigón	A (mm^2)	$3570 \cdot 10^2$	$3707 \cdot 10^2$	$5729 \cdot 10^2$
Posición C.G.	Y_G^* (mm)	310	302,9	453,6
Momento Inercia	Ic (mm^4)	$1758891 \cdot 10^4$	$1829889 \cdot 10^4$	$4283768 \cdot 10^4$
Baricentro Arm. Sup.	y_2^* (mm)	115	115	315
Baricentro Arm. Inf.	y_1^* (mm)	77,1	77,1	77,1
Área Arm. Sup.	A_2 (mm^2)	220	220	220
Área Arm. Inf.	A_1 (mm^2)	2068	2068	2068
Mom.Resistente Sup.	W_2 (mm^3)	$54957 \cdot 10^3$	$55949 \cdot 10^3$	$113819 \cdot 10^3$
Mom.Resistente Inf	W_1 (mm^3)	$56747 \cdot 10^3$	$60406 \cdot 10^3$	$94433 \cdot 10^3$
Canto útil	d^* (mm)	552,90	552,90	752,90
Ancho Nervios	b_w (mm)	314	314	314

*distancias respecto a la fibra inferior

Tensión en las armaduras activas al transferir:

Tensión de los cables de la fibra superior ..... σ_{s2}: 1229 N/mm^2

Tensión de los cables de la fibra inferior ..... σ_{s1}: 1147 N/mm^2

Tensión en el hormigón al transferir:

Tensión en la fibra superior del hormigón..... σ_{c2}: -1,64 N/mm^2

Tensión en la fibra inferior del hormigón..... σ_{c1}: 16,16 N/mm^2

(el signo menos indica tensión de tracción)

ARMADURA DE LA CAPA DE COMPRESIÓN

Según la EFHE, el diámetro mínimo de la armadura de reparto será de 5 mm si ésta se considera a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

Este no es nuestro caso, en que no se considerará ningún tipo de armadura en la capa de compresión para el cálculo del momento último de la placa.

En la losa superior de hormigón vertida en obra, se dispondrá una armadura de reparto, a intervalos no mayores de 35 cm, de 5 mm de diámetro en dos direcciones, perpendicular y paralela a los nervios, tales que la sección total de esta armadura, en cm^2/m sea:

En la dirección perpendicular a los nervios:

$$A_1 \geq \frac{5 \cdot h_o}{f_{yd}} = 2{,}30 \ cm^2/m$$

En la dirección paralela a los nervios:

$$A_2 \geq \frac{2{.}5 \cdot h_o}{f_{yd}} = 1{,}15 \ cm^2/m$$

siendo:

h_o...espesor mínimo de la losa superior hormigonada en obra en mm

f_{yd}...resistencia de cálculo del acero en N/mm^2

Por todo ello, se recomienda disponer como mínimo ***doble*** malla tipo **C-131 15x15 ø5-5 (doble)** con una sección de acero por ml.

C-131 15x15 ø5-5 (doble)	
Longitudinal (cm^2/m)	Transversal (cm^2/m)
2,62	2,62

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (Situación Permanente o Transitoria)

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

El momento último de la sección compuesta placa+capa, es:

M_u = ... 2083,43 mkN

El momento flector de cálculo es:

M_d = ... 1923,82 mkN

Como 1923,82 < 2083,43 mkN, la placa cumple el estado límite último de agotamiento frente a solicitaciones normales.

1168

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

Según el artículo 44.2.3 de la EHE las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo V_d, debiéndose cumplir las siguientes condiciones :

$$V_d \leq V_{u1} \qquad V_d \leq V_{u2}$$

siendo:

V_d (valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores)

V_{u1} (esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma)

V_{u2} (esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma)

Obtención de V_{u1}

La comprobación de dicho agotamiento se realizará en el borde del apoyo ..... 300 mm

El valor de cálculo del esfuerzo cortante en la citada sección es:

V_d= ..... 586,07 kN

El esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$V_{u1} = k * f_{1cd} * b_w * d * (\cot g\theta + \cot g\alpha / (1 + \cot g^2\theta))$ = ... 2342,16 kN

siendo:

k (coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axil) 1

α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) ..... 90 °

θ (ángulo entre las bielas de compresión del hormigón) ..... 41,11°

Por tanto, como 586,07 kN ≤ 2342,16 kN tenemos que el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma V_{u1}, *es correcto.*

Obtención de V_{u2}

La comprobación de dicho agotamiento deberá realizarse a una distancia de un canto útil del borde del apoyo ..... 1052,9 mm

El valor de cálculo del esfuerzo cortante en dicha sección es:

V_d= ..... 511,91 kN

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale :

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

siendo:

V_{su} (contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia al esfuerzo cortante)

V_{cu} (contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante)

La contribución de la armadura transversal V_{su}, valdrá:

V_{su}= $z * \text{sen}\alpha * (\cot g\alpha + \cot g\theta) * \Sigma (A_\alpha * f_{y\alpha,d})$ ..... 395,28 kN

siendo:

z (brazo mecánico) ..... 677,61 mm

α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) ..... 90 °

θ (ángulo entre las bielas de compresión del hormigón) ..... 34,6°

A_α (área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras) ..... 1,005 mm^2/mm

La contribución del hormigón V_{cu} será:

V_{cu}= $(0.10 * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} - 0.15 * \sigma'_{cd}) * b_w * d * \beta$ ..... 325,74 kN

siendo:

$\xi = 1 + \sqrt{(200 / d)}$ 1,515

ρ_1 (cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada) 0,02

σ'_{cd} (tensión axil efectiva en la sección) ..... 4,5 N/mm^2

β 1

Por lo tanto V_{u2}, valdrá:

$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$ = ... 721,02 kN

Como 511,91 kN ≤ 721,02 kN tenemos que el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma V_{u2}, *es correcto.*

Ahora solo nos falta comprobar que la cuantía geométrica mínima y la separación de la armadura a cortante sea la correcta.

La cuantía mínima de tales armaduras, deberá ser tal que cumpla la relación:

$\Sigma (A\alpha * f_{y\alpha,d} / \text{sen}\alpha) \geq 0.02 * f_{cd} * b_w$ ..... unidades en N/mm

Nuestra placa dispone de 4 ramas de estribos Ø 8, dispuestos cada 200 mm, por lo que tendremos:

437,1 N/mm ≥ 209,33 N/mm ..... *la cuantía mínima se cumple.*

Según el artículo 44.2.3.4.1 de la EHE, la separación entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$s_t \leq 0.80\,d \leq 300$ mm ..... si $V_d \leq 1/5\,V_{u1}$

$s_t \leq 0.60\,d \leq 300$ mm ..... si $1/5\,V_{u1} < V_d \leq 2/3\,V_{u1}$

1169

$s_t \leq 0.30\,d \leq 200$ mm ..... si $V_d > 2/3\,V_{u1}$

donde:

200 mm ≤ 300 mm ..... si 586,07 kN ≤ 468,43 kN

Por tanto, una vez comprobada la cuantía mínima geométrica y la separación entre estribos podremos concluir que el estado límite de agotamiento frente a cortante, es CORRECTO.

Cortante vertical en las juntas

El esfuerzo cortante vertical por unidad de longitud en las juntas longitudinales V_d no será mayor que el esfuerzo cortante resistido por V_u calculado como el menor de los valores siguientes:

$V_u = 0.25 * (f_{bl,d} * \Sigma h_f + f_{ct,d} * h_c)$ ..... 134,09 KN/m

$V_u = 0.15 * (f_{ct,d} * (h + h_c)$ ..... 168,28 KN/m

donde :

Σh_f (suma de los menores espesores de las alas de la placa) ..... 140 mm

h (altura neta de la junta) ..... 0,63 m

y consecuentemente el valor que tomaremos para el cálculo será:

V_u ..... 134,09 KN/m

La fuerza por metro lineal capaz de absorber por cizalladura una junta, será:

V_d ..... 134,09 kN/m

En consecuencia la diferencia de cargas a uno y otro lado de la junta podría llegar a ser de 70 kN/m^2.

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE

El cortante a medio canto útil del final del apoyo, debido a las cargas permanentes y a las sobrecargas de uso es:

V_d = ... 404,24 kN

Según el artículo 47º de la EHE la tensión rasante en la junta valdrá:

$\tau_{md} = V_d / p * z$ = ... 0,27 N/mm^2

siendo:

V_d (cortante a medio canto útil del final del apoyo) ..... 404,24 kN

p (perímetro de contacto entre placa y capa de compresión) ..... 2220 mm

z (brazo mecánico) ..... 677,61 mm

Esta tensión rasante deberá cumplir, según Art. 47.2. de la EHE, la siguiente condición:

$\tau_{md} \leq \beta * f_{ctd} + \mu * \sigma_{cd} < 0.25 * f_{cd}$

con:

β (coeficiente que depende del tipo de superficie) 0,4

f_{ctd} (resistencia cálculo a tracción hormigón más débil de la junta) ..... 1,35 N/mm^2

μ (coeficiente que depende del tipo de superficie) 0,9

σ_{cd} (tensión externa de cálculo normal al plano de la junta) ..... 0 N/mm^2

f_{cd} (resistencia cálculo a compresión hormigón más débil de la junta) 20 N/mm^2

Por tanto tendremos:

0,27 N/mm^2 ≤ 0,54 N/mm^2 < 5 N/mm^2

con lo que podremos concluir diciendo que la tensión rasante entre la capa de compresión y la placa es correcta.

ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO

Según la EFHE, los forjados sometidos a cargas concentradas importantes deberán disponer de losa superior hormigonada en obra, y serán objeto de un estudio especial. Por tanto, para el estudio del estado límite de punzonamiento, no tendremos en cuenta la capa de compresión.

Según esta hipótesis, la carga puntual sobre la placa alveolar, con un ancho mínimo de 200 mm, no será mayor que:

$V_u = b_w * h * f_{ct,d} (1 + 0,3 * \alpha * \sigma_{cpm} / f_{ct,d})$ = ... 149,92 kN

siendo:

σ_{cpm} (tensión media hormigón debida a la fuerza de pretensado) ..... 7,27 N/mm^2

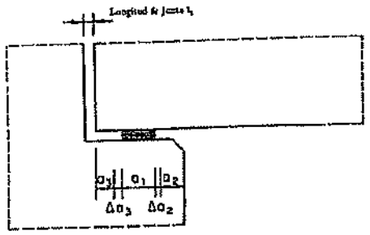
α (coeficiente igual a $x/1,2 * l_{bd} \leq 1$) 0,176

siendo: x distancia de la sección al extremo ..... 0,3 m

l_{bd} longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado.

VERIFICACION DE LA LONGITUD DE APOYO

La dimensión longitudinal nominal de un apoyo simple, lo determina la expresión:



$$a = a_1 + \sqrt{(a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2)}$$

La reacción en el apoyo, por metro lineal es de:

V_{ud} = ... 513,02 kN

La tensión admisible en el hormigón del apoyo será de:

$\sigma_{frd} = 0.4 * f_{cd}$ = ... 8 N/mm²

El ancho eficaz de apoyo puede estimarse como:

b = ... 600 mm

El apoyo tendrá un primer sumando, que será la longitud necesaria para que el apoyo trabaje a σ_{frd} , sumando que no será inferior a 40 mm:

$a_1 = \max \{ 40, \ V_{ud} / (\sigma_{frd} * b) \}$ = ... 106,88 mm

Las distancias complementarias a la a_1 anteriormente calculada que irán desde los extremos de esta, hasta el final de la placa por un lado, y por el otro hasta el borde de la viga, serán:

a_2 = ... 35,0 mm

a_3 = ... 0 mm

Las holguras que complementarán las cotas anteriores serán:

Δa_2 = ... 20,0 mm

Δa_3 = ltotal / 2500 = ... 5 mm

Por tanto la dimensión longitudinal nominal del apoyo será:

$a = a_1 + \sqrt{(a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2)}$ = ... 147,5 mm

La longitud de apoyo adoptada es ..... 300 mm

ABSORCION DE FUERZAS HORIZONTALES (EFECTO DIAFRAGMA)

Los forjados de placas alveolares pueden actuar como membranas en la transmisión de esfuerzos laterales a elementos de sujeción vertical.

El Anexo D de la prEN 1168-1, nos indica que la resistencia de las juntas longitudinales deberá obtenerse del apartado 4.5.3.3 de la ENV-1992-1-3:1994, según el cual, en el caso de que no existan armaduras transversales a la junta, ni compresiones ortogonales, la expresión de cálculo será:

$\tau_{Rdj} = k_T * \tau_{Rd} + \mu * \sigma_N + \rho * f_{yd} * (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0.5 * \nu * fcd$

Según este mismo apartado, para calcular el cortante medio longitudinal, entre elemento sin juntas indentadas, se limitará:

τ_{Rdj} = ... 0,1 N/mm²

Por tanto la fuerza horizontal que podrá absorber cada metro lineal de junta será:

$F_{junta} = \tau * (h + hc - 30) * 1000$ = ... 80 kN/m

La capacidad de la junta de 12,50 m. será de:

C_{junta} = ... 1000 kN

Este valor, nos indica la capacidad total de transmisión a elementos verticales laterales de sujeción.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN (Combinación Frecuente ψ0: 0,7 ψ1: 0,7 ψ2: 0,6)

En los cálculos necesarios para la comprobación de este Estado Limite de Servicio ante cargas totales, las tensiones se obtendrán como suma de las originadas en cada fase de construcción, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las condiciones de sustentación y las secciones resistentes en cada fase.

Estas tensiones pueden evaluarse a partir de la Hipótesis de Navier. Para las secciones sometidas a momentos positivos, el momento de comprobación será:

$M_p = (\alpha * (g_1 + (1-K_1) * g_2) * l^2/8) + (g_3 + q*\psi_1) * l^2 / 8$ ..... 1353,04 mkN

siendo:

- α (relación entre módulos resistentes (Winf' / Winf)) 1,563
- W_{inf}' (módulo resistente de la sección compuesta) 94433 cm3
- W_{inf} (módulo resistente de la sección simple) 60406 cm3

1171

K_1 (coeficientes de apuntalamiento) 0
l (luz de cálculo de la placa) ..... 12,50 m
g_1 (peso propio de la placa) ..... 10,30 kN/m
g_2 (peso capa de compresión) ..... 6,00 kN/m
g_3 (cargas permanentes) ..... 31,20 kN/m
q (sobrecargas de uso) ..... 18,00 kN/m

Este momento de 1353,04 mkN, provoca unas tensiones en la fibra inferior de:

$\sigma_{inf} = Mp / W_{inf}'$ ..... 14,33 N/mm^2

Así pues, la tensión resultante en la fibra inferior del hormigón a largo plazo, será:

σ_{inf} = ... 0,65 N/mm^2

(el signo menos indica tracción)

Por tanto como 0,65 ≥ 0 N/mm^2, deducimos que la placa estará en estado de descompresión a largo plazo con la totalidad de las acciones actuantes.

Se cumple el ambiente preestablecido ..... IIIa

ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

El calendario en la fase constructiva será:

FASE	CONCEPTO	DÍAS	EDAD PLACA
A	Transferencia	3	3
B	Hormigonado capa de compresión	27	30
C	Fraguado capa de compresión	28	58

El calendario en la fase final será :

FASE	CONCEPTO	DÍAS	EDAD PLACA	CAPA
D	Cargas permanentes	2	60	30
E	Sobrecargas de uso	30	90	60
F	A los cinco años	1735	1825	1765

FASE A (Transferencia)

La contraflecha viene determinada por la acción de pretensado de los cables, y la excentricidad de los mismos con respecto al C. de G. de la sección neta, en el momento de la transferencia.

La situación de los cables en dicho momento es:

CAPA	AREA (mm^2)	TENSION (N/mm^2)	FUERZA (kN)	DISTANCIA (mm)	MOMENTO (mkN)
Sup.	220	1229	270,38	515	139,25
Inf.	2068	1147	2372	77,1	182,88
Σ			2642,38		322,13

δ= ΣM / ΣF = ... 0,122 m

La excentricidad respecto al C.de G. de la sección neta, es:

e= ..... 0,188 m

El momento de pretensado valdrá consecuentemente :

M_p= ..... -497,01 mkN

La contraflecha que generará la excentricidad de la fuerza de pretensado, será de:

$\delta = M_p * l^2 / (8 * E_{c1} I)$ ..... -19,80 mm

La flecha producida por el peso propio de la placa, es:

$\delta_{ins} = 5 * pp * l^4 / (384 * E_{c1} I)$ = ... 5,82 mm

Por tanto la flecha inicial de la placa debido a la fuerza de pretensado y al peso propio es:

δ_{ins}= ..... -13,98 mm

(el signo negativo indica contraflecha)

INTERVALO A-B (Desde transferencia hasta el hormigonado de la capa de compresión)

F(t)= 0.2885 * Ln(t) + 0.683..... Función de flecha diferida.

CF(t)= 0.2677 * Ln(t) + 0.703..... Función de contraflecha diferida.

Esta formulación para el cálculo de la flecha diferida en función del tiempo es equivalente a la formulación del artículo 50.2.2.3 de la EHE, con la particularidad de que en las formulas dadas ya se supone un tanto por ciento de las correspondientes pérdidas del pretensado, y permiten obtener la flecha o contraflecha a cualquier edad del hormigón.

La valoración de las deformaciones diferidas entre dos edades se obtiene con:

F(B) – F(A)= 0.2885 (Ln(B) – Ln(A))..... con el tiempo expresado en meses.

CF(B) – CF(A)= 0.2677 (Ln(B) – Ln(A)) ..... con el tiempo expresado en meses.

Por tanto tendremos:

B ..... 30 días ..... 1 meses

1172

A ..... 3 días ..... 0,1 meses
Ln(B) – Ln(A)= 2,303

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo A-B ..... 3,868 mm
Contraflecha diferida en el intervalo A-B ..... -12,206 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será:
δ= ..... -22,315 mm

FASE B (Hormigonado capa de compresión)

La flecha debida a la capa de compresión, considerada como peso muerto durante el fraguado será:

δ_{ins}= 5 * cc * l^4 / (384 * $E_{c,30}$ I) = ... 3,157 mm

Por tanto la flecha que tendremos después de hormigonar la capa de compresión será:
δ= ..... -19,158 mm

INTERVALO B-C (Tiempo de fraguado de capa de compresión)

Las deformaciones diferidas una vez hormigonada la capa de compresión serán :

C ..... 58 días ..... 1,93 meses
B ..... 30 días ..... 1 meses
Ln(C) – Ln(B)= 0,659

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo B-C ..... 1,108 mm
Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo B-C ..... 0,600 mm
Contraflecha diferida en el intervalo B-C ..... -3,495 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :
δ ..... -20,945 mm

Hasta aquí llega la fase constructiva de la placa.

INTERVALO C-D (Deformaciones diferidas antes de las cargas permanentes)

El coeficiente de equivalencia entre el momento de inercia de la placa y el momento de inercia de la sección compuesta es:
Coef= 0,427

D ..... 60 días ..... 2 meses
C ..... 58 días ..... 1,93 meses
Ln(D) – Ln(C)= 0,034

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo C-D ..... 0,024 mm
Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo C-D ..... 0,013 mm
Contraflecha diferida en el intervalo C-D ..... -0,077 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :
δ= ..... -20,984 mm

FASE D (Cargas Permanentes)

La flecha debida a las cargas permanentes será:

δ_{ins}= 5 * perm * l^4 / (384 * $E_{c,30}$ I_{p+c}) = ... 7,013 mm

La flecha después de colocar las cargas permanentes será:
δ= ..... -13,971 mm

INTERVALO D-E (Deformaciones diferidas a los 90 días)

E ..... 60 días ..... 2 meses
D ..... 30 días ..... 1 meses
Ln(E) – Ln(D)= 0,693

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo D-E ..... 0,497 mm
Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo D-E ..... 0,270 mm
Flecha diferida cargas permanentes en el intervalo D-E ..... 0,599 mm
Contraflecha diferida en el intervalo D-E ..... -1,570 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :
δ= ..... -14,174 mm

INTERVALO E-F (Deformaciones diferidas a los cinco años)

En el cálculo de las deformaciones diferidas a largo plazo no se tendrán en cuenta las deformaciones diferidas provocadas por las sobrecargas de uso, pues estas únicamente provocan flechas instantáneas.

F ..... 1765 días ..... 58,83 meses
E ..... 60 días ..... 2 meses
Ln(F) – Ln(E)= 3,382

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo E-F ..... 2,427 mm
Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo E-F ..... 1,316 mm
Flecha diferida cargas permanentes en el intervalo E-F ..... 2,923 mm

Contraflecha diferida en el intervalo E-F.....-7,657 mm

Por tanto la flecha al final a plazo infinito será :

δ_{tot}=.....-14,963 mm

FASE E (Deformaciones instantáneas debidas a la Sobrecarga de uso a los 90 dias)

Flecha instantánea, debida a la sobrecarga de uso:

δ_{ins}= 5 * sus * l^4 / (384 * $E_{c\,90}$ I_{p+c}) = ...3,933 mm

FASE F (Deformaciones instantáneas debidas a la Sobrecarga de uso a plazo infinito)

Flecha instantánea, debida a la sobrecarga de uso:

δ_{ins}= 5 * sus * l^4 / (384 * $E_{c,\infty}$ I_{p+c}) = ...3,720 mm

Luego tendremos :

Flecha máxima a los 90 dias .....-10,241 mm

Flecha máxima a plazo infinito.....-11,243 mm

(El signo negativo indica contraflecha)

Flecha activa

La flecha activa es la producida a partir del instante en que se construye el elemento estructural considerado. Se calcula como la flecha total en servicio o a plazo infinito menos la que se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento (FASE D).

En nuestro caso en particular, la flecha activa será:

δ_{ac} servicio=.....0,992 mm

δ_{ac} plazo infinito=.....2,728 mm

Límites de Deformación

Según la EFHE artículo 15.2.1 las deformaciones calculadas anteriormente deberán cumplir las condiciones siguientes:

a) La flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores l/250 y l/500+10:

l/250 .....50,000 mm

l/500 + 10 .....35,000 mm

b) Para forjados que sustentan tabiques o muros de partición o de cerramiento, la flecha activa no excederá al menor de los valores l/500 y l/1000+5:

l/500 .....25,000 mm

l/1000+5 .....17,500 mm

ANEJO

RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de las placas alveolares de forjado, deberemos garantizar que la placa alveolar cumple los criterios R,E e I por tratarse de un elemento portante y separador a la vez.

Criterios E,I

Según el artículo 4.2.7 de la ENV 1992-1-2, tendremos que para alcanzar una **EI 120**, el espesor mínimo de la losa tendrá que ser de 120 mm. Este espesor mínimo lo podremos reducir un 10% por tratarse de un hormigón con áridos de naturaleza caliza, por lo que el espesor mínimo que tendrá que tener la losa será de 120-10% = 108 mm.

El espesor efectivo de una placa alveolar según la prEN1168 es igual a:

$$t_e = h\sqrt{\xi}$$

donde:

t_e es el espesor efectivo

h es el espesor real del elemento

ξ es la proporción de material macizo respecto el área total de la sección

De esta expresión se obtiene:

t_e = 450 > 108 mm que, por tanto se cumple el criterio establecido anteriormente.

Criterio R

La justificación de la capacidad resistente durante 120 minutos de exposición al fuego (R 120), se realizará de acuerdo con el Anexo C de la ENV 1992-1-2:1995. Este anejo determina el efecto del fuego en la resistencia a flexión para situaciones en que la distancia desde el inferior de la placa al baricentro de la armadura inferior a_{min}, es menor que la requerida por las tablas.

Según el citado anexo, para el cálculo deberá comprobarse que:

$$M_{Sd,fi} <= M_{Rd,fi} \quad (1)$$

Siendo :

$$M_{Sd,fi} = n_{fi} M_d \quad (2)$$

donde n_{fi} es un factor de reducción dependiente de la relación global entre la carga variable principal y las acciones permanentes aplicadas a la estructura que en nuestro caso valdrá 0.6 (punto 4.2.2 de la ENV 1992-1-2:1995), y M_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones resultantes de la combinación de acciones para el cálculo de los estados límites últimos.

La capacidad a flexión $M_{Rd.fi}$ para cálculo en situación de fuego puede calcularse usando la ecuación :

$$M_{Rd,fi} = \left(\gamma_s / \gamma_{s,fi}\right) * k_p(\theta) * M_{sd} * \left(A_{sprov} / A_{sreq}\right) \qquad (3)$$

Donde,

γ_s = coef. parcial del acero usado en el cálculo 1.15

$\gamma_{s,fi}$ = coef. de minoración del acero en condiciones de fuego..... 1.00

θ = temperatura del acero. 320

$k_p(\theta)$ = coef. reducción de la resistencia del acero (650 – θ) / 500)

M_{sd} = momento flector de cálculo a temperatura ambiente

$A_{s,prov}$ = área de acero en tracción dispuesta

$A_{s,req}$ = área de acero en tracción requerida

En la obtención del factor θ , que se obtiene a partir de los perfiles de temperatura para losas fabricadas con hormigón con árido silicio mostrados en la figura B 2 de la citada norma ENV a partir de la distancia a_m, se ha de tener en cuenta que el hormigón empleado en la fabricación de la placa es con árido calizo. En consecuencia, se puede aplicar la reducción de un 10 % en la dimensión de a_m (punto 4.2.1 de la citada norma).

El cociente $A_{s\,prov}$ / A_{sreq} ha de ser inferior o igual a 1,30. En caso de ser superior se ha de tomar igual a 1,30.

De la ecuación (1), (2) y (3) se obtiene que la condición para que se cumpla la resistencia al fuego es que:

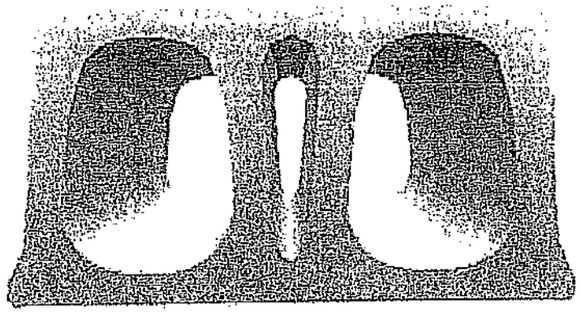
$$n_{fi} \leq \left(\gamma_s / \gamma_{s,fi}\right) * K_p(\theta) * \left(A_{sprov} / A_{sreq}\right)$$

Por lo tanto tendremos: 0,60 < 0,83 = (1,15 * 0,66 * 2068 / 1893) con lo que queda comprobado el criterio **R 120** de la placa.

Alveoplaca T-83

MEMORIA de CÁLCULO

PLACA : T8308



INDICE

DATOS DEL PROYECTO
GEOMETRIA DEL CONJUNTO
MATERIALES
ACCIONES
SOLICITACIONES
CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN
ARMADURA DE LA CAPA DE COMPRESIÓN

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS
AGOTAMIENTO FRENTE SOLICITACIONES NORMALES
AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE
AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE
PUNZONAMIENTO
VERIFICACION DE LA LONGITUD DE APOYO
ABSORCION DE FUERZAS HORIZONTALES (EFECTO DIAFRAGMA)

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
FISURACIÓN
DEFORMACIÓN

ANEJOS
RESISTENCIA AL FUEGO

GEOMETRÍA, MATERIALES Y ACCIONES

GEOMETRIA DEL CONJUNTO

Valores característicos y de cálculo

Longitud total de la placa	l_t :	14,20 m
Longitud de cálculo de la placa	l_c :	14,00 m
Canto total de la placa	h :	0,83 m
Canto total de la capa de compresión	h_c :	0,2 m
Ancho de la placa	b :	1,20 m
Longitud de los apoyos	l_a :	0,2 m
Tipo de ambiente	:	IIIa

MATERIALES

Valores Característicos

Resistencia car. hormigón pretensado HP-50 / S / 12 / IIIa /	f_{ck}:	50 MPa
Resistencia car. hormigón capa de compresión HA-30 / F // IIIa /	f_{ck}:	30 MPa
Límite elástico característico alambres de pretensado Y 1770 C	f_{pyk}:	1540 N/mm^2
Límite elástico característico cordones de pretensado Y 1860 S7	f_{pyk}:	1710 N/mm^2
Límite elástico armadura pasiva B-500 S	f_{yk}:	500 N/mm^2

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales:

E.L.U.

Hormigón	γ_c = 1,50
Acero	γ_s = 1,15

E.L.S.

Hormigón	γ_c = 1,00
Acero	γ_s = 1,00

Valores de cálculo

Resistencia a compresión hormigón de la placa	f_{cd} :	33,33 MPa
Resistencia a compresión hormigón de la capa	f_{cd} :	20 Mpa
Resistencia a tracción hormigón de la placa	$f_{ct,d}$:	1,90 MPa
Resistencia a tracción hormigón de la capa	$f_{ct,d}$:	1,35 Mpa
Límite elástico de cálculo alambres de pretensado Y 1770 C	f_{pyd} :	1339 N/mm^2
Límite elástico de cálculo cordones de pretensado Y 1860 S7	f_{pyd} :	1487 N/mm^2
Límite elástico de cálculo armadura pasiva B-500 C	f_{yd} :	435 N/mm^2
Tensión inicial de pretensado en las armaduras activas	σ_{pi} :	1320 N/mm^2

ACCIONES

Valores característicos de las acciones

Peso propio de la placa	G_f :	11,20 kN/m^2
Peso propio de la capa de compresión	G_c :	5,00 kN/m^2
Cargas permanentes	G_p :	26,00 kN/m^2
Sobrecargas de uso	Q_u :	15,00 kN/m^2

Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Estados Límite Últimos (tabla 12.1.b del artículo 12º de la EHE)

Acción del pretensado (Control intenso)	γ_P = 1,00
Peso propio de la placa (Control Intenso)	γ_G = 1,35
Peso propio de la capa de compresión (Control Normal)	γ_G = 1,50
Cargas permanentes (Control Normal)	γ_G = 1,50
Sobrecargas de uso (Control Normal)	γ_Q = 1,60

Estados Límite de Servicio (tabla 12.2 del artículo 12º de la EHE):

Acción del pretensado (Efecto desfavorable)	γ_P = 1,05
Acción del pretensado (Efecto favorable)	γ_P = 0,95
Peso propio de la placa (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Peso propio de la capa de compresión (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Cargas permanentes (Efecto desfavorable)	γ_G = 1,00
Sobrecargas de uso (Efecto desfavorable)	γ_Q = 1,00

SOLICITACIONES

Estados Limites de Servicio:

Carga total por m^2	q:	57,2 kN/m^2
Carga total por ml de placa	q:	68,64 kN/m

Por tanto tendremos:

Momento flector	M:	1681,68 mkN
Esfuerzo cortante	V:	480,48 kN

Estados Limites Últimos:

Carga total mayorada por m^2	q_d:	85,62 kN/m^2
Carga total mayorada por ml de placa	q_d:	102,74 kN/m

Por tanto tendremos :

Momento flector de cálculo	M_d:	2517,23 mkN
Esfuerzo cortante de cálculo	V_d:	719,21 kN

1178

0518

134

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Los datos geométricos de la sección son:

PLACA T8308	NOTACIÓN UNIDADES	SECCIÓN NETA	SECCIÓN HOMOGENIZADA (28 d)	SECCIÓN COMPUESTA PLACA+CAPA
Area Hormigón	A (mm^2)	$4607 \cdot 10^2$	$4743 \cdot 10^2$	$6765 \cdot 10^2$
Posición C.G.	Y_G^* (mm)	420,6	412,4	567,1
Momento Inercia	Ic (mm^4)	$3695730 \cdot 10^4$	$3849844 \cdot 10^4$	$7714998 \cdot 10^4$
Baricentro Arm. Sup.	y_s^* (mm)	115	115	315
Baricentro Arm. Inf.	y_i^* (mm)	77,1	77,1	77,1
Área Arm. Sup.	A_2 (mm^2)	220	220	220
Área Arm. Inf.	A_1 (mm^2)	2068	2068	2068
Mom.Resistente Sup.	W_2 (mm^3)	$90262 \cdot 10^3$	$92200 \cdot 10^3$	$166665 \cdot 10^3$
Mom.Resistente Inf.	W_1 (mm^3)	$87877 \cdot 10^3$	$93342 \cdot 10^3$	$136044 \cdot 10^3$
Canto útil	d^* (mm)	752.90	752.90	952,90
Ancho Nervios	b_w (mm)	356	356	356

*distancias respecto a la fibra inferior

Tensión en las armaduras activas al transferir:

Tensión de los cables de la fibra superior ..... σ_{s2}: 1240 N/mm^2

Tensión de los cables de la fibra inferior ..... σ_{s1}: 1156 N/mm^2

Tensión en el hormigón al transferir:

Tensión en la fibra superior del hormigón ..... σ_{c2}: -2,43 N/mm^2

Tensión en la fibra inferior del hormigón ..... σ_{c1}: 14,21 N/mm^2

(el signo menos indica tensión de tracción)

ARMADURA DE LA CAPA DE COMPRESIÓN

Según la EFHE, el diámetro mínimo de la armadura de reparto será de 5 mm si ésta se considera a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

Este no es nuestro caso, en que no se considerará ningún tipo de armadura en la capa de compresión para el cálculo del momento último de la placa.

En la losa superior de hormigón vertida en obra, se dispondrá una armadura de reparto, a intervalos no mayores de 35 cm, de 5 mm de diámetro en dos direcciones, perpendicular y paralela a los nervios, tales que la sección total de esta armadura, en cm^2/m sea:

En la dirección perpendicular a los nervios:

$$A_1 \geq \frac{5 \cdot h_o}{f_{yd}} = 2{,}30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la dirección paralela a los nervios:

$$A_2 \geq \frac{2.5 \cdot h_o}{f_{yd}} = 1{,}15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

siendo:

h_o...espesor mínimo de la losa superior hormigonada en obra en mm

f_{yd}...resistencia de cálculo del acero en N/mm^2

Por todo ello, se recomienda disponer como mínimo ***doble*** malla tipo **C-131 15x15 ø5-5 (doble)** con una sección de acero por ml.

C-131 15x15 ø5-5 (doble)	
Longitudinal (cm^2/m)	Transversal (cm^2/m)
2,62	2,62

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (Situación Permanente o Transitoria)

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

El momento último de la sección compuesta placa+capa, es:

M_u = ... 2698,43 mkN

El momento flector de cálculo es:

M_d = ... 2517,23 mkN

Como 2517,23 < 2698,43 mkN, la placa cumple el estado límite último de agotamiento frente a solicitaciones normales.

1179

0519

135

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

Según el artículo 44.2.3 de la EHE las comprobaciones relativas al Estado Limite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo V_d, debiéndose cumplir las siguientes condiciones :

$$V_d \leq V_{u1} \qquad V_d \leq V_{u2}$$

siendo:

V_d (valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores)

V_{u1} (esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma)

V_{u2} (esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma)

Obtención de V_{u1}

La comprobación de dicho agotamiento se realizará en el borde del apoyo ..... 200 mm

El valor de cálculo del esfuerzo cortante en la citada sección es:

V_d= ..... 698,66 kN

El esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$V_{u1} = k * f_{1cd} * b_w * d * (cotg\theta + cotg\alpha / (1 + cotg^2\theta))$ = ... 3382,69 kN

siendo:

k (coeficiente reductor por efecto del esfuerzo axil) 1

α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) ..... 90 °

θ (ángulo entre las bielas de compresión del hormigón) ..... 42,86°

Por tanto, como 698,66 kN ≤ 3382,69 kN tenemos que el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma V_{u1}, *es correcto.*

Obtención de V_{u2}

La comprobación de dicho agotamiento deberá realizarse a una distancia de un canto útil del borde del apoyo ..... 1152,9 mm

El valor de cálculo del esfuerzo cortante en dicha sección es:

V_d= ..... 600,75 kN

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale :

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

siendo:

V_{su} (contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia al esfuerzo cortante)

V_{cu} (contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante)

La contribución de la armadura transversal V_{su}, valdrá:

$V_{su}= z * sen\alpha * (cotg\alpha + cotg\theta) * \Sigma (A_\alpha * f_{ya,d})$ ..... 480,22 kN

siendo:

z (brazo mecánico) ..... 857,61 mm

α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) ..... 90 °

θ (ángulo entre las bielas de compresión del hormigón) ..... 35,7°

A_α (área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras) ..... 1,005 mm^2/mm

La contribución del hormigón V_{cu} será:

$V_{cu}= (0.10 * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} - 0.15 * \sigma'_{cd}) * b_w * d * \beta$ ..... 424,12 kN

siendo:

$\xi = 1 + \sqrt{(200 / d)}$ 1,458

ρ_1 (cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada) 0,02

σ'_{cd} (tensión axil efectiva en la sección) ..... 3,82 N/mm^2

β 1

Por lo tanto V_{u2}, valdrá:

$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$= ..... 904,34 kN

Como 600,75 kN ≤ 904,34 kN tenemos que el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma V_{u2}, *es correcto.*

Ahora solo nos falta comprobar que la cuantía geométrica mínima y la separación de la armadura a cortante sea la correcta.

La cuantía mínima de tales armaduras, deberá ser tal que cumpla la relación:

$\Sigma (A\alpha * f_{ya,d} / sen\alpha) \geq 0.02 * f_{cd} * b_w$ ..... unidades en N/mm

Nuestra placa dispone de 4 ramas de estribos Ø 8, dispuestos cada 200 mm, por lo que tendremos:

437,1 N/mm ≥ 237,33 N/mm ..... *la cuantía mínima se cumple.*

Según el artículo 44.2.3.4.1 de la EHE, la separación entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$s_t \leq 0.80\ d \leq 300$ mm ..... si $V_d \leq 1/5\ V_{u1}$

$s_t \leq 0.60\ d \leq 300$ mm ..... si $1/5\ V_{u1} < V_d \leq 2/3\ V_{u1}$

$s_t \leq 0\,30\,d \leq 200$ mm..... si $V_d > 2/3\ V_{u1}$

donde:

200 mm ≤ 300 mm..... si 698,66 kN ≤ 676,54 kN

Por tanto, una vez comprobada la cuantía mínima geométrica y la separación entre estribos podremos concluir que el estado límite de agotamiento frente a cortante, es CORRECTO.

Cortante vertical en las juntas

El esfuerzo cortante vertical por unidad de longitud en las juntas longitudinales V_d no será mayor que el esfuerzo cortante resistido por V_u calculado como el menor de los valores siguientes:

$V_u = 0.25 * (f_{bt,d} * \Sigma h_f + f_{ct,d} * h_c)$..... 134,09 KN/m

$V_u = 0.15 * (f_{ct,d} * (h + h_c)$..... 208,84 KN/m

donde :

Σh_f (suma de los menores espesores de las alas de la placa) ..... 140 mm

h (altura neta de la junta) ..... 0,83 m

y consecuentemente el valor que tomaremos para el cálculo será:

V_u ..... 134,09 KN/m

La fuerza por metro lineal capaz de absorber por cizalladura una junta, será:

V_d ..... 134,09 kN/m

En consecuencia la diferencia de cargas a uno y otro lado de la junta podría llegar a ser de 70 kN/m^2.

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE

El cortante a medio canto útil del final del apoyo, debido a las cargas permanentes y a las sobrecargas de uso es:

V_d = ... 449,6 kN

Según el artículo 47º de la EHE la tensión rasante en la junta valdrá:

$\tau_{md} = V_d / p * z$ = ... 0,2 N/mm^2

siendo:

V_d (cortante a medio canto útil del final del apoyo) ..... 449,6 kN

p (perímetro de contacto entre placa y capa de compresión) ..... 2620 mm

z (brazo mecánico) ..... 857,61 mm

Esta tensión rasante deberá cumplir, según Art. 47.2. de la EHE, la siguiente condición:

$$\tau_{md} \leq \beta * f_{ctd} + \mu * \sigma_{cd} < 0.25 * f_{cd}$$

con:

β (coeficiente que depende del tipo de superficie) 0,4

f_{ctd} (resistencia cálculo a tracción hormigón más débil de la junta) ..... 1,35 N/mm^2

μ (coeficiente que depende del tipo de superficie) 0,9

σ_{cd} (tensión externa de cálculo normal al plano de la junta) ..... 0 N/mm^2

f_{cd} (resistencia cálculo a compresión hormigón más débil de la junta) 20 N/mm^2

Por tanto tendremos:

$$0{,}2\ \text{N/mm}^2 \leq 0{,}54\ \text{N/mm}^2 < 5\ \text{N/mm}^2$$

con lo que podremos concluir diciendo que la tensión rasante entre la capa de compresión y la placa es correcta.

ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO

Según la EFHE, los forjados sometidos a cargas concentradas importantes deberán disponer de losa superior hormigonada en obra, y serán objeto de un estudio especial. Por tanto, para el estudio del estado límite de punzonamiento, no tendremos en cuenta la capa de compresión.

Según esta hipótesis, la carga puntual sobre la placa alveolar, con un ancho mínimo de 200 mm, no será mayor que:

$V_u = b_w * h * f_{ct,d} (1 + 0,3 * \alpha * \sigma_{cpm} / f_{ct,d})$ = ... 251,33 kN

siendo:

σ_{cpm} (tensión media hormigón debida a la fuerza de pretensado) ..... 5,69 N/mm^2

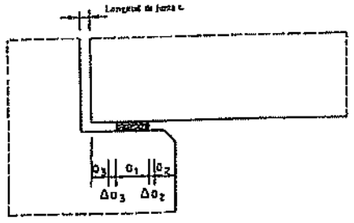
α (coeficiente igual a $x/1,2 * l_{bd} \leq 1$) 0,117

siendo: x distancia de la sección al extremo ..... 0,2 m

l_{bd} longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado.

VERIFICACION DE LA LONGITUD DE APOYO

La dimensión longitudinal nominal de un apoyo simple, lo determina la expresión:



$$a = a_1 + \sqrt{(a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2)}$$

La reacción en el apoyo, por metro lineal es de:

V_{ud} = ... 599,34 kN

La tensión admisible en el hormigón del apoyo será de:

$\sigma_{frd} = 0.4 * f_{cd}$ = ... 8 N/mm²

El ancho eficaz de apoyo puede estimarse como:

b = ... 600 mm

El apoyo tendrá un primer sumando, que será la longitud necesaria para que el apoyo trabaje a σ_{frd} , sumando que no será inferior a 40 mm:

$a_1 = \max \{ 40, \ V_{ud} / (\sigma_{frd} * b) \}$ = ... 124,86 mm

Las distancias complementarias a la a_1 anteriormente calculada que irán desde los extremos de esta, hasta el final de la placa por un lado, y por el otro hasta el borde de la viga, serán:

a_2 = ... 35,0 mm

a_3 = ... 0 mm

Las holguras que complementarán las cotas anteriores serán:

Δa_2 = ... 20,0 mm

$\Delta a_3 = l_{total} / 2500$ = ... 5,6 mm

Por tanto la dimensión longitudinal nominal del apoyo será:

$a = a_1 + \sqrt{(a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2)}$ = ... 165,56 mm

La longitud de apoyo adoptada es ..... 200 mm

ABSORCION DE FUERZAS HORIZONTALES (EFECTO DIAFRAGMA)

Los forjados de placas alveolares pueden actuar como membranas en la transmisión de esfuerzos laterales a elementos de sujeción vertical.

El Anexo D de la prEN 1168-1, nos indica que la resistencia de las juntas longitudinales deberá obtenerse del apartado 4.5.3.3 de la ENV-1992-1-3:1994, según el cual, en el caso de que no existan armaduras transversales a la junta, ni compresiones ortogonales, la expresión de cálculo será:

$\tau_{Rdj} = k_T * \tau_{Rd} + \mu * \sigma_N + \rho * f_{yd} * (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0.5 * \nu * f_{cd}$

Según este mismo apartado, para calcular el cortante medio longitudinal, entre elemento sin juntas indentadas, se limitará:

τ_{Rdj} = ... 0,1 N/mm²

Por tanto la fuerza horizontal que podrá absorber cada metro lineal de junta será:

$F_{junta} = \tau * (h + hc - 30) * 1000$ = ... 100 kN/m

La capacidad de la junta de 14,00 m. será de:

C_{junta} = ... 1400 kN

Este valor, nos indica la capacidad total de transmisión a elementos verticales laterales de sujeción.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN (Combinación Frecuente ψ0: 0,7 ψ1: 0,7 ψ2: 0,6)

En los cálculos necesarios para la comprobación de este Estado Límite de Servicio ante cargas totales, las tensiones se obtendrán como suma de las originadas en cada fase de construcción, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las condiciones de sustentación y las secciones resistentes en cada fase.

Estas tensiones pueden evaluarse a partir de la Hipótesis de Navier. Para las secciones sometidas a momentos positivos, el momento de comprobación será:

$M_p = (\alpha * (g_1 + (1-K_1) * g_2) * l^2/8) + (g_3 + q*\psi_1) * l^2 / 8$ ..... 1767,27 mkN

siendo:

- α (relación entre módulos resistentes (Winf' / Winf)) 1,457
- W_{inf}' (módulo resistente de la sección compuesta) 136044 cm3
- W_{inf} (módulo resistente de la sección simple) 93342 cm3

K_1 (coeficientes de apuntalamiento) 0
l (luz de cálculo de la placa) ..... 14,00 m
g_1 (peso propio de la placa) ..... 13,44 kN/m
g_2 (peso capa de compresión) ..... 6,00 kN/m
g_3 (cargas permanentes) ..... 31,20 kN/m
q (sobrecargas de uso) ..... 18,00 kN/m

Este momento de 1767,27 mkN, provoca unas tensiones en la fibra inferior de:

$\sigma_{inf} = Mp / W_{inf}'$ ..... 12,99 N/mm²

Así pues, la tensión resultante en la fibra inferior del hormigón a largo plazo, será:

σ_{inf} = ... 0,24 N/mm²

(el signo menos indica tracción)

Por tanto como 0,24 ≥ 0 N/mm², deducimos que la placa estará en estado de descompresión a largo plazo con la totalidad de las acciones actuantes.

Se cumple el ambiente preestablecido ..... IIIa

ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

El calendario en la fase constructiva será:

FASE	CONCEPTO	DÍAS	EDAD PLACA
A	Transferencia	3	3
B	Hormigonado capa de compresión	27	30
C	Fraguado capa de compresión	28	58

El calendario en la fase final será :

FASE	CONCEPTO	DÍAS	EDAD PLACA	CAPA
D	Cargas permanentes	2	60	30
E	Sobrecargas de uso	30	90	60
F	A los cinco años	1735	1825	1765

FASE A (Transferencia)

La contraflecha viene determinada por la acción de pretensado de los cables, y la excentricidad de los mismos con respecto al C. de G. de la sección neta, en el momento de la transferencia.

La situación de los cables en dicho momento es:

CAPA	AREA (mm²)	TENSION (N/mm²)	FUERZA (kN)	DISTANCIA (mm)	MOMENTO (mkN)
Sup.	220	1240	272,8	715	195,05
Inf.	2068	1156	2390,61	77,1	184,32
Σ			2663,41		379,37

δ= ΣM / ΣF = ... 0,142 m

La excentricidad respecto al C.de G. de la sección neta, es:

e= ..... 0,278 m

El momento de pretensado valdrá consecuentemente :

M_p= ..... -740,86 mkN

La contraflecha que generará la excentricidad de la fuerza de pretensado, será de:

$\delta = M_p * l^2 / (8 * E_{c,1} I)$ ..... -17,60 mm

La flecha producida por el peso propio de la placa, es:

$\delta_{ins} = 5 * pp * l^4 / (384 * E_{c,1} I)$ = ... 5,61 mm

Por tanto la flecha inicial de la placa debido a la fuerza de pretensado y al peso propio es:

δ_{ins}= ..... -11,99 mm

(el signo negativo indica contraflecha)

INTERVALO A-B (Desde transferencia hasta el hormigonado de la capa de compresión)

F(t)= 0.2885 * Ln(t) + 0.683..... Función de flecha diferida.

CF(t)= 0.2677 * Ln(t) + 0.703..... Función de contraflecha diferida.

Esta formulación para el cálculo de la flecha diferida en función del tiempo es equivalente a la formulación del artículo 50.2.2.3 de la EHE, con la particularidad de que en las formulas dadas ya se supone un tanto por ciento de las correspondientes pérdidas del pretensado, y permiten obtener la flecha o contraflecha a cualquier edad del hormigón.

La valoración de las deformaciones diferidas entre dos edades se obtiene con:

F(B) – F(A)= 0.2885 (Ln(B) – Ln(A))..... con el tiempo expresado en meses.

CF(B) – CF(A)= 0.2677 (Ln(B) – Ln(A))..... con el tiempo expresado en meses.

Por tanto tendremos:

B ..... 30 días ..... 1 meses

0523

A ..... 3 dias ..... 0,1 meses

Ln(B) – Ln(A)= 2,303

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo A-B ..... 3,728 mm

Contraflecha diferida en el intervalo A-B ..... -10,848 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será:

δ= ..... -19,108 mm

FASE B (Hormigonado capa de compresión)

La flecha debida a la capa de compresión, considerada como peso muerto durante el fraguado será:

δ_{ins}= 5 * cc * l^4 / (384 * $E_{c\ 30}$ I) = ... 2,361 mm

Por tanto la flecha que tendremos después de hormigonar la capa de compresión será:

δ= ..... -16,746 mm

INTERVALO B-C (Tiempo de fraguado de capa de compresión)

Las deformaciones diferidas una vez hormigonada la capa de compresión serán :

C ..... 58 días ..... 1,93 meses

B ..... 30 días ..... 1 meses

Ln(C) – Ln(B)= 0,659

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo B-C ..... 1,067 mm

Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo B-C ..... 0,449 mm

Contraflecha diferida en el intervalo B-C ..... -3,106 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :

δ ..... -18,336 mm

Hasta aquí llega la fase constructiva de la placa.

INTERVALO C-D (Deformaciones diferidas antes de las cargas permanentes)

El coeficiente de equivalencia entre el momento de inercia de la placa y el momento de inercia de la sección compuesta es:

Coef= 0,499

D ..... 60 días ..... 2 meses

C ..... 58 días ..... 1,93 meses

Ln(D) – Ln(C)= 0,034

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo C-D ..... 0,027 mm

Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo C-D ..... 0,012 mm

Contraflecha diferida en el intervalo C-D ..... -0,080 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :

δ= ..... -18,377 mm

FASE D (Cargas Permanentes)

La flecha debida a las cargas permanentes será:

δ_{ins}= 5 * perm * l^4 / (384 * $E_{c\ 30}$ I_{p+c}) = ... 6,127 mm

La flecha después de colocar las cargas permanentes será:

δ= ..... -12,249 mm

INTERVALO D-E (Deformaciones diferidas a los 90 días)

E ..... 60 días ..... 2 meses

D ..... 30 días ..... 1 meses

Ln(E) – Ln(D)= 0,693

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo D-E ..... 0,560 mm

Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo D-E ..... 0,236 mm

Flecha diferida cargas permanentes en el intervalo D-E ..... 0,611 mm

Contraflecha diferida en el intervalo D-E ..... -1,630 mm

Por tanto la flecha al final de este intervalo será :

δ= ..... -12,472 mm

INTERVALO E-F (Deformaciones diferidas a los cinco años)

En el cálculo de las deformaciones diferidas a largo plazo no se tendrán en cuenta las deformaciones diferidas provocadas por las sobrecargas de uso, pues estas únicamente provocan flechas instantáneas.

F ..... 1765 días ..... 58,83 meses

E ..... 60 días ..... 2 meses

Ln(F) – Ln(E)= 3,382

Flecha diferida peso propio de la placa en el intervalo E-F ..... 2,732 mm

Flecha diferida peso capa de compresión en el intervalo E-F ..... 1,150 mm

Flecha diferida cargas permanentes en el intervalo E-F ..... 2,983 mm

1184

0524

Contraflecha diferida en el intervalo E-F ..... -7,950 mm

Por tanto la flecha al final a plazo infinito será :

δ_{tot}= ..... -13,335 mm

FASE E (Deformaciones instantáneas debidas a la Sobrecarga de uso a los 90 días)

Flecha instantánea, debida a la sobrecarga de uso:

δ_{ins}= 5 * sus * l^4 / (384 * $E_{c\ 90}$ I_{p+c}) = ... 3,436 mm

FASE F (Deformaciones instantáneas debidas a la Sobrecarga de uso a plazo infinito)

Flecha instantánea, debida a la sobrecarga de uso:

δ_{ins}= 5 * sus * l^4 / (384 * $E_{c,\infty}$ I_{p+c}) = ... 3,250 mm

Luego tendremos :

Flecha máxima a los 90 días ..... -9,036 mm

Flecha máxima a plazo infinito ..... -10,085 mm

(El signo negativo indica contraflecha)

Flecha activa

La flecha activa es la producida a partir del instante en que se construye el elemento estructural considerado. Se calcula como la flecha total en servicio o a plazo infinito menos la que se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento (FASE D).

En nuestro caso en particular, la flecha activa será:

δ_{ac} servicio= ..... 1,086 mm

δ_{ac} plazo infinito= ..... 2,165 mm

Límites de Deformación

Según la EFHE artículo 15.2.1 las deformaciones calculadas anteriormente deberán cumplir las condiciones siguientes:

a) La flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores l/250 y l/500+10:

l/250 ..... 56,000 mm

l/500 + 10 ..... 38,000 mm

b) Para forjados que sustentan tabiques o muros de partición o de cerramiento, la flecha activa no excederá al menor de los valores l/500 y l/1000+5:

l/500 ..... 28,000 mm

l/1000+5 ..... 19,000 mm

ANEJO

RESISTENCIA AL FUEGO

Para el cálculo de las placas alveolares de forjado, deberemos garantizar que la placa alveolar cumple los criterios R,E e I por tratarse de un elemento portante y separador a la vez.

Criterios E,I

Según el artículo 4.2.7 de la ENV 1992-1-2, tendremos que para alcanzar una **EI 120**, el espesor mínimo de la losa tendrá que ser de 120 mm. Este espesor mínimo lo podremos reducir un 10% por tratarse de un hormigón con áridos de naturaleza caliza, por lo que el espesor mínimo que tendrá que tener la losa será de 120-10% = 108 mm.

El espesor efectivo de una placa alveolar según la prEN1168 es igual a:

$$t_e = h\sqrt{\xi}$$

donde:

t_e es el espesor efectivo

h es el espesor real del elemento

ξ es la proporción de material macizo respecto el área total de la sección

De esta expresión se obtiene:

t_e = 0 > 108 mm que, por tanto se cumple el criterio establecido anteriormente.

Criterio R

La justificación de la capacidad resistente durante 120 minutos de exposición al fuego (R 120), se realizará de acuerdo con el Anexo C de la ENV 1992-1-2:1995. Este anejo determina el efecto del fuego en la resistencia a flexión para situaciones en que la distancia desde el inferior de la placa al baricentro de la armadura inferior a_{min}, es menor que la requerida por las tablas.

Según el citado anexo, para el cálculo deberá comprobarse que:

$$M_{Sd,fi} <= M_{Rd,fi} \quad (1)$$

Siendo :

$$M_{Sd,fi} = n_{fi} M_d \quad (2)$$

donde n_{fi} es un factor de reducción dependiente de la relación global entre la carga variable principal y las acciones permanentes aplicadas a la estructura que en nuestro caso valdrá 0.6 (punto 4.2.2 de la ENV 1992-1-2:1995), y M_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones resultantes de la combinación de acciones para el cálculo de los estados límites últimos.

La capacidad a flexión $M_{Rd.fi}$ para cálculo en situación de fuego puede calcularse usando la ecuación :

$$M_{Rd.fi} = \left(\gamma_s / \gamma_{s.fi}\right) * k_p(\theta) * M_{sd} * \left(A_{sprov} / A_{sreq}\right) \quad (3)$$

Donde,

γ_s = coef. parcial del acero usado en el cálculo..... 1.15

$\gamma_{s,fi}$ = coef. de minoración del acero en condiciones de fuego.... 1.00

θ = temperatura del acero..... 320

$k_p(\theta)$ = coef. reducción de la resistencia del acero (650 -- θ) / 500)

M_{sd} = momento flector de cálculo a temperatura ambiente

$A_{s.prov}$ = área de acero en tracción dispuesta

$A_{s,req}$ = área de acero en tracción requerida

En la obtención del factor θ , que se obtiene a partir de los perfiles de temperatura para losas fabricadas con hormigón con árido silicio mostrados en la figura B 2 de la citada norma ENV a partir de la distancia a_m, se ha de tener en cuenta que el hormigón empleado en la fabricación de la placa es con árido calizo. En consecuencia, se puede aplicar la reducción de un 10 % en la dimensión de a_m (punto 4.2.1 de la citada norma).

El cociente $A_{s\,prov} / A_{sreq}$ ha de ser inferior o igual a 1,30 En caso de ser superior se ha de tomar igual a 1,30.

De la ecuación (1), (2) y (3) se obtiene que la condición para que se cumpla la resistencia al fuego es que:

$$n_{fi} \leq \left(\gamma_s / \gamma_{s.fi}\right) * K_p(\theta) * \left(A_{sprov} / A_{sreq}\right)$$

Por lo tanto tendremos: 0,60 < 0,82 = (1,15 * 0,66 * 2068 / 1919) con lo que queda comprobado el criterio **R 120** de la placa.

Viga Twin

FABRICANTE HORNIPRESA — PIEZA MODELO TWB0100 07.11.2002

ARMADURAS — COEFICIENTES DE SEGURIDAD

ACTIVA C7-15.2 AH190 EP 2000000 — CC 1.50 CS 1.15 CP 1.60 CP 1.00
FYP 17400
FYPR 19000 — NUMERO DE FIGURAS 9
APR 4
RP 2

			BS	BI	H
PASIVA AEH-500S	ES	2000000			
	FYS	5100	28.00	28.00	24.00
	FYSR	6100	28.00	24.00	4.00
	ASR	14	24.00	22.91	30.00
TRANSV. AEH-500S	ET	2000000	22.91	27.93	25.50
	FYT	5100	27.93	29.20	0.30
	FYTR	6100	29.20	48.40	2.20
	ATR	14	73.40	78.40	1.50
			78.40	80.00	11.50
			80.00	78.00	1.00

PANT1 — ¿Datos correctos? (S/N) S

FABRICANTE HORNIPRESA — PIEZA MODELO TWB0100 07.11.2002

ARMADURAS

ARMADURA ACTIVA	Denominación		UNE	C7-15.2 AH190
	Módulo de elasticidad	EP	kp/cm2	2000000
	Límite elástico al 0.2%	FYP	kp/cm2	17400
	Carga unitaria máxima	FYPR	kp/cm2	19000
	Alargamiento de rotura	APR	%-10p	3.5
	Relajación a 1000 horas	RP	%	2.0
ARMADURA TRANSVERSAL	Denominación		UNE	AEH-500S
	Módulo de elasticidad	ET	kp/cm2	2000000
	Límite elástico al 0.2%	FYT	kp/cm2	5100
	Carga unitaria máxima	FYTR	kp/cm2	6100
	Alargamiento de rotura	ATR	%-10p	14

SEGURIDAD

COEFICIENTES	Minoración del hormigón	CC	---	1.50
	Minoración del acero	CS	---	1.15
	Ponderación pretensado	CP	---	1.00

SECCION BRUTA

GEOMETRIA	Altura de la viga	HV	cm	100.00
	Centro de gravedad	YZB	cm	59.47
		Y1B	cm	-40.53
	Núcleo central	N2B	cm	24.90
		N1B	cm	-16.97
	Momentos resistentes	W2B	cm3	56491.38
		W1B	cm3	-82838.28
	Sección	ACB	cm2	3326.84
	Momento de inercia	ICB	cm4	3357272.00
	Peso propio	PVB	kp/ml	831.71
RECUBRIMIENTOS DEL NUCLEO CENTRAL	Respecto de la fibra superior		cm	34.57
	Respecto de la fibra inferior		cm	23.56

Pag. 1

PREFABRICADO TWB0100
PAGINA —— BASE

PIEZA TIPO 1 — DENOMINACION 01 — 07.11.2002

ARMADURAS

AS20	0.0000	DS20	0.00		
AS10	0.0000	DS10	0.00		
AP60	2.0000	DP60	89.00		
AP50	2.0000	DP50	87.00		
AP40	0.0000	DP40	0.00		
AP30	0.0000	DP30	0.00		
AP20	8.0000	DP20	6.50		
AP10	15.0000	DP10	4.00		
AT	1.0100	ST	20.00		
		ANG	90.00		

HORMIGON	RESISTENCIA	FCK	500
	DENOMINACION	---	H-500
	FRAGUADO	N/R	RAPIDO
TENSE	ARMADURA SUPERIOR	NPA2	-13200
	INFERIOR	NPA1	-13200
EQUIVALENCIA ACERO/HORMIGON		M	10
LONGITUD DE PISTA (METROS)		LDP	140

PANT2 — ¿Datos correctos? (S/N) S

PIEZA TIPO 01 — PAGINA 1/2 — 07.11.2002

HORMIGON

CARACTERISTICAS	Denominación		UNE	H-500
	Resistencia de proyecto	FCK	kp/cm2	500
	Fraguado		---	RAPIDO

ARMADURAS ACTIVAS

SUPERIOR	Sección	AP2	cm2	2.2000
	Distancia a la F.I.	DPZ	cm	89.00
	Tense inicial	NPA2	kp/cm2	-13200
INFERIOR	Sección	AP1	cm2	23.0000
	Distancia a la F.I.	DP1	cm	6.87
	Tense inicial	NPA1	kp/cm2	-13200

ARMADURA TRANSVERSAL

	Sección	AT	cm2	1.0100
	Separación	ST	cm	20.00
	Inclinación	ANG	grados	90.00

GEOMETRIA DE LAS SECCIONES NETA Y HOMOGENEIZADA

Centro de gravedad	cm	Y2N	59.26	Y2H	61.28
	cm	Y1N	-40.74	Y1H	-38.72
Nucleo central	cm	N2N	24.70	N2H	26.56
	cm	N1N	-16.98	N1H	-16.78
Momentos resistentes	cm3	W2N	56677.44	W2H	89619.24
	cm3	W1N	-81953.49	W1H	-94374.06
Sección	cm2	ACN	3301.74	ACH	3353.74
Momento de inercia	cm4	ICN	3352880.00	ICH	3653737.00

HIPOTESIS DE CALCULO Y PERDIDAS HASTA LA TRANSFERENCIA

HIPOTESIS	Penetración de cuñas	LPC	m	0.005
	Longitud de pista	LDP	m	140
	Tiempo entre tesado y hormigonado	THH	horas	2.40
	Tiempo mínimo de fraguado	TMF	días	3.69
	Resistencia del hormigón	FCKT	kp/cm2	300
PERDIDAS	Por penetración de cuñas	PERA	kp/cm2	71.43
	Por relajación del acero	PERB	kp/cm2	162.56
	Por retracción del hormigón	PERC	kp/cm2	8.71

Pag. 2

PREFABRICADO TWB0100
TIPO —— 01
PAGINA —— 1/2

933339801

PIEZA TIPO 01 PAGINA 2/2 07.11.2002

CUADRO DE TENSIONES EN EL HORMIGON Y EN EL ACERO

			3.69 Dias	28 Dias	90 Dias	30 Años
HORMIGON	NBS kp/cm2		-57.81	-56.64	-55.76	-53.42
	NB2 kp/cm2		-27.76	-27.12	-26.63	-25.48
	NBQ kp/cm2		90.57	89.15	88.06	84.52
	NB1 kp/cm2		180.41	177.41	176.14	168.03
	NB1 kp/cm2		192.61	189.39	186.96	179.36
ACERO	NA2 kp/cm2		-13163.90	-13035.97	-12937.48	-12645.80
	NA1 kp/cm2		-11743.16	-11550.21	-11404.53	-10942.30
PERDIDAS	PPZ	%	0.27	1.24	1.99	5.71
	PP1	%	11.04	12.50	13.60	17.10

RESULTADOS

Pretensado	Fuerza		kp	294334	290767	279054
	Excentricidad		cm	-27.78	-27.74	-27.72
	Momento		mkp	81752	80652	77349
Momento	Positivo Ultimo		mkp	250391	262061	265310
	Negativo Ultimo		mkp	36212	36272	36875
Momento	Positivo Clase I		mkp	178734	176441	169271
	II		mkp	205487	205807	199482
	III		mkp	219161	220816	214924
Momento	Negativo Clase I		mkp	0	0	0
	II		mkp	16901	18551	19085
	III		mkp	25539	28033	28840
Compresión oblicua del alma		VU1	kp	216032	268808	259846
Colaboración del hormigón		VCU	kp	40361	40774	39975
Colaboración de los estribos		VSU	kp	29525	28538	27926
Total, hormigón mas estribos		VU2	kp	69906	69312	67901
Rigidez en sección no fisurada		Tm2		155230	166466	170046

CONTRAFLECHA EN LA TRANSFERENCIA

Peso propio prefabricado	T/m	0.832	
Momento del pretensado	mT	83.211	
Rigidez	Tm2	120241	
C.D.F MAS DESFAVORABLE		-969	
Para una longitud de corte		17.69	metros
Con una contraflecha		-0.0185	metros
CONTRAFLECHA MAXIMA		-0.0208	metros
Para una longitud de corte		21.91	metros
Con una condición de flecha		-1058	
CONTRAFLECHA NULA		0.0000	metros
Para una longitud de corte		30.99	metros
PARA LA CONDICION DE FLECHA		-1000	
Longitud de corte mayor que		20.40	metros
Con una contraflecha		-0.0204	metros
Longitud de corte menor que		15.26	metros
Con una contraflecha		-0.0153	metros

LONGITUD MINIMA DE CORTE

Longitud mínima de corte		14.69	metros

PREFABRICADO TW80100
TIPO —— 01
PAGINA —— 2/2

933339801

```
1000 '
1010 ' MUH   MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS DE LA VIGA MIXTA
1020 '
1030 '
1040 ' MUP   MOMENTOS POSITIVOS ULTIMOS DE LA VIGA MIXTA
1050 '
1060 '
1070 '                 EN OBRA                  B3,H3,FCKF
1080 '
1090 '                                          B2,H2,FCKV
1100 '
1110 '              PREFABRICADO                B1,H1,FCKV
1120 '
1130 '
1140 '
1150 VTS="01" : NOMS="FERROCARRIL RUBI" : VPS="TW80100" : VNS="80120"
1155 '
1160 B3= 80    : H3=20      : FCKF=300   : CCF=1.5    : FCDF=FCKF/CCF
1170 B2= 36.52 : H2=86      : FCKV=500   : CCV=1.5    : FCDV=FCKV/CCV
1180 B1= 80    : H1=14      : H=H3+H2+H1
1190 '
1200 ECF=19000*SQR(FCKF)
1210 ECV=19000*SQR(FCKV)
1220 '
1230 FYP=17400 : CSP=1.15   : FPD=FYP/CSP : EP=2000000
1240 FYS= 5100 : CSS=1.15   : FSD=FYS/CSS : ES=2000000
1250 '
1260 AS2= 2.26 : DS2= 96    ' 2ø12
1270 AP2= 2.2  : DP2= 88    : NB2=-27.12  : NPA2=-13035
1280 AP1=25    : DP1= 4.87  : NB1=177.41  : NPA1=-11550
1290 AS1= 3.58 : DS1= 8.05  ' 2ø10+1ø8
1300 '
```

CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR POSITIVO ULTIMO

1 COMPROBACION DEL EQUILIBRIO DE FUERZAS Y DEFORMACIONES

C.D.G. DEL DIAGRAMA DE DEFORMACIONES	X	cm	41.20
C.D.G. DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES	Y	cm	32.96
RESULTANTE DEL BLOQUE DE COMPRESIONES		kp	382229
COLABORACION DE LA ARMADURA SUPERIOR PASIVA		kp	6605
COLABORACION DE LA ARMADURA SUPERIOR ACTIVA		kp	-24957
COLABORACION DE LA ARMADURA INFERIOR ACTIVA		kp	-348000
COLABORACION DE LA ARMADURA INFERIOR PASIVA		kp	-15877
RESULTANTE DE LAS FUERZAS ACTUANTES		kp	0

2 EQUILIBRIO DE MOMENTOS

2.1 RESPECTO AL BORDE INFERIOR DE LA VIGA

DEL BLOQUE DE COMPRESIONES	mkp	399648
DE LA ARMADURA PASIVA SUPERIOR	mkp	6341
DE LA ARMADURA ACTIVA SUPERIOR	mkp	-21962
DE LA ARMADURA ACTIVA INFERIOR	mkp	-16948
DE LA ARMADURA PASIVA INFERIOR	mkp	-1278
MOMENTO FLECTOR POSITIVO ULTIMO	mkp	365801

2.2 RESPECTO A LA ARMADURA PASIVA INFERIOR

DEL BLOQUE DE COMPRESIONES	mkp	368879
DE LA ARMADURA PASIVA SUPERIOR	mkp	5809
DE LA ARMADURA ACTIVA SUPERIOR	mkp	-19953
DE LA ARMADURA ACTIVA INFERIOR	mkp	11066
DE LA ARMADURA PASIVA INFERIOR	mkp	-0
MOMENTO FLECTOR POSITIVO ULTIMO	mkp	365801

2.3 RESPECTO A LA ARMADURA ACTIVA INFERIOR

DEL BLOQUE DE COMPRESIONES	mkp	381053
DE LA ARMADURA PASIVA SUPERIOR	mkp	6019
DE LA ARMADURA ACTIVA SUPERIOR	mkp	-20747
DE LA ARMADURA ACTIVA INFERIOR	mkp	-0
DE LA ARMADURA PASIVA INFERIOR	mkp	-525
MOMENTO FLECTOR POSITIVO ULTIMO	mkp	365801

...GA MIXTA - 80120
PREFABRICADO TW80100
TIPO —— 01

933339801

MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS DE SERVICIO DE LA VIGA MIXTA
RIGIDEZ TOTAL EN FLEXION POSITIVA DE LA VIGA MIXTA -- HKR

MOMENTOS DE SERVICIO A 30 AÑOS

FCKP	kp/cm2	300.00
FCK	kp/cm2	500.00
CP en servicio		0.95
HV	cm	100.00
B1	cm	80.00
H1	cm	20.00
HF	cm	120.00
Y2H	cm	50.31
Y1H	cm	-61.69
W2H	cm3	74701.05
W1H	cm3	-104467.40
ACH	cm2	4459.73
ICH	cm4	4355579.00
NBI	kp/cm2	179.36
CEHH	--	0.77
NBT45	--	28.35
NBT68	--	42.84
ACHT	cm2	185926.10
ICHT	cm4	12106840.00
ACHH	cm2	5699.09
WCHHT	cm3	322255.20
ICHHT	cm4	27144350.00
ICHH	cm4	8922404.00
W2HH	cm3	140610.10
W1HH	cm3	-157798.80
Y2HH	cm	63.45
Y1HH	cm	-56.55
KAP	cm	1.51

MOMENTO DE SERVICIO CLASE I	mKp	263017
MOMENTO DE SERVICIO CLASE II	mKp	327749
MOMENTO DE SERVICIO CLASE III	mKp	390611
RIGIDEZ TOTAL	m2Kp	379071

VIGA MIXTA — 80120
PREFABRICADO TWB0100
TIPO ——— 01

NOMENCLATURA

FCKP	RESISTENCIA DEL HORMIGON EN OBRA
FCK	RESISTENCIA DEL HORMIGON DEL PREFABRICADO
HV	ALTURA DEL PREFABRICADO
B1	ANCHO DE CALCULO DEL HORMIGON VERTIDO EN OBRA
H1	ALTURA DE CALCULO DEL HORMIGON VERTIDO EN OBRA
HF	ALTURA DE CALCULO DE LA VIGA MIXTA
CEHH	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA ENTRE AMBOS HORMIGONES
NBT45	TRACCION PERMITIDA EN CLASE II
NBT68	TRACCION PERMITIDA EN CLASE III
KAP	PARA EL CALCULO DEL FLECTOR DE SERVICIO SIN SOPANDAS

LA NOMENCLATURA DEL RESTO DE VARIABLES ES LA HABITUAL EN ESTE TIPO DE CALCULOS PARA PREFABRICADOS PRETENSADOS Y PARA VIGAS MIXTAS CON HORMIGONADO EN OBRA

933339801

CORTANTES ULTIMOS DE LA VIGA MIXTA CON 2ϕ8

COLABORACION DE LOS ESTRIBOS, VSU .....

I	VCU	ST=5	ST=7.5	ST=10	ST=15	ST=20	ST=25	VU1
1	37081	124693	83129	62347	41564	31173	24939	260092

ESFUERZO CORTANTE ULTIMO, VU2 .....

I	COTGB	ST=5	ST=7.5	ST=10	ST=15	ST=20	ST=25	ALFA
1	1.489	161774	120210	99428	78644	68253	62020	1.000

VCU	kp	COLABORACION DEL HORMIGON
VSU	kp	COLABORACION DE LOS ESTRIBOS
ST	cm	SEPARACION ENTRE CAPAS DE ESTRIBOS
VU1	kp	AGOTAMIENTO POR COMPRESION OBLICUA DEL ALMA
VU2	kp	COLABORACION DEL HORMIGON Y DE LOS ESTRIBOS
ALFA	—	COEFICIENTE DE CORRECCION DE LA PRECOMPRESION

CORTANTES ULTIMOS DE LA VIGA MIXTA CON 4ϕ8

COLABORACION DE LOS ESTRIBOS, VSU .....

I	VCU	ST=5	ST=7.5	ST=10	ST=15	ST=20	ST=25	VU1
1	37081	248152	165435	124076	82717	62038	49630	260092

ESFUERZO CORTANTE ULTIMO, VU2 .....

I	COTGB	ST=5	ST=7.5	ST=10	ST=15	ST=20	ST=25	ALFA
1	1.489	260092	202516	161157	119799	99119	85712	1.000

VCU	kp	COLABORACION DEL HORMIGON
VSU	kp	COLABORACION DE LOS ESTRIBOS
ST	cm	SEPARACION ENTRE CAPAS DE ESTRIBOS
VU1	kp	AGOTAMIENTO POR COMPRESION OBLICUA DEL ALMA
VU2	kp	COLABORACION DEL HORMIGON Y DE LOS ESTRIBOS
ALFA	—	COEFICIENTE DE CORRECCION DE LA PRECOMPRESION

tec4
INGENIEROS CONSULTORES

Armadura de la capa de compresión

Según la Instrucción EFHE, el diámetro de la armadura de reparto será de 5 mm y ésta se considera a efectos de comprobación de los estados límite últimos.

Este no es el caso en el que se ha considerado ningún tipo de armadura de compresión en el cálculo del momento último.

En la losa superior de hormigón vertida in situ se dispondrá una armadura de reparto, a intervalos no mayores de 35 cm, de 5 mm de diámetro en dos direcciones, perpendicular y ∥ a la viga

En la dirección perpendicular a la viga

$$A_1 \geq \frac{5 h_0}{f_{yd}} = \frac{5 \cdot 0.20\, 10^3}{500} 1.15 = 2{,}30 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

En la dirección paralela a la viga

$$A_2 \geq \frac{2.5\, h_0}{f_{yd}} = 1.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

donde h_0 ≡ espesor de la capa de compresión

Se recomienda disponer de una doble malla tipo C-131 15×15 ϕ5-5 doble con una sección por ml de 2,62 cm²/ml (doble)

Viga Pujol 125+25

PUJOL

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 19.b
INTEREJE 1.40 m

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: VENUS 125N

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
60.0	60.0	17.0
60.0	24.0	6.0
24.0	12.0	5.0
12.0	12.0	81.0
12.0	24.0	5.0
24.0	60.0	2.3
60.0	60.0	8.8

Canto (Cm).....	125.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	70.22
Inercia flexion (Cm4).....	6233644	Inercia torsion (Cm4).....	222512
Area (Cm2).....	3043.50	Coef. Corte ala superior...	.40
Espesor ala sup. medio(cm).	10.78	Idem Inferior.....	21.38
Espesor ala sup. maximo(cm)	11.00	Idem Inferior.....	23.00
Area volada ala sup. (cm2).	177.75		
Area pret inf en extremo...	18.75	Recubrimiento a eje (cm)...	7.82
Area pret.inf.zona interm..	18.75	Recubrimiento a eje (cm)...	7.82
Area pret.inf.centro viga..	20.73	Recubrimiento a eje (cm)...	7.93
Area pret.sup.(cm2).....	3.95	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.38		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	17.29	Longitud total viga (m.)...	17.89
Ancho de losa (m.).....	1.40	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	45.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	1635.88	Idem calculos a corte .Kg/m	1635.88
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	3640.00	Idem calculos a corte .Kg/m	3640.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	2100.00	Idem calculos a corte .Kg/m	2100.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 30-10-06
N.º REGISTRO 785

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	28432.39	Momento p.propio losa.....	32697.2
Momento carga permanente...	136019.57	Momento sobrecarga.....	78472.8
Corte total mayorado (Vrd).	97462.17		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	54.62	Inercia seccion bruta.....	1660549
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	57.79	Inercia sec.homg.carg.perm.	1840375
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	55.71	Inercia sec.homh.sobrecarg.	1721887

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.0
Acortamiento elastico.....	1182.34	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	1674.6
Tension inicial armadura...	13006.86	Tension final armadura.....	11332.1

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-.01	Tension pret. final inf....	166.0
Tension p.propio viga sup..	29.81	Tension p.propio viga inf..	-21.4
Tension p.propio losa sup..	34.28	Tension p.propio losa inf..	-24.6
Tension carga perm. sup....	24.24	Tension carga perm. inf....	-68.1
Tension sobrecarga sup.....	14.00	Tension sobrecarga inff....	-42.9
Tension final suma losa sup	68.10	Tension final suma losa inf	38.2
Tension final suma viga sup	102.31	Tension final suma viga inf	8.7
Tens.carga frecuen.losa sup	55.41	Tens.carga frecuen.losa inf	31.2
Tens.carga frecuen.viga sup	95.31	Tens.carga frecuen.viga inf	21.9

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	15.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	40.0
Espesor total (Cm).....	3.00	Espesor chapa.(Cm).....	.3
No capas de goma.....	2.00	Espesor de cada capa.....	.8
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.0
Deform. por retraccion(+)..	.130	Deformacion por fluencia(+)	.29
Deform. por temperatura(+-)	.259	Deform. por giro preten.(+)	.23
Deform.por giro p.prop (-).	-.254	Deform.por giro c.perm-	-.42
Deform.por giro sobrec.(-).	-.070	Deform.por giro carro(-)...	0.00
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.00
Defor.pesima suma (+)).....	.240	Fuerza por maxima def +(Kg)	900.41
Defor.pesima suma (-).....	-.349	Fuerza por maxima def -(Kg)	-1571.81
Reaccion vertical maxima Kg	65977.25	Reaccion vertical minima Kg	47192.7

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	450299.48	Momento necesario (m.Kg)...	421280.25
Momento rotura enfundado 2	411237.13	% Respecto M. neces centro.	97.62
Momento rotura enfundado 1	411237.13	% Respecto M. neces centro.	97.62
Longitud zona enfundados...	2.60		
Tens.sup.pret.ini+pp.zona 1	7.18	Tens.inf.pret.ini+pp.zona 1	184.87

30.OCT.2006 11:58 ASEPSA Nº 785 P. 6/9

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE
------- - ----- ----- ---------- ----- ---

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	127555	Idem ala sup.seccion simple	36491
Fuerza a rasante.....	334832	Idem ala sup.seccion comp..	153066
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	6.42	Idem ala sup.seccion simple	3.84
Tension rasante media.....	8.61	Idem ala sup.seccion comp..	4.92
Armado medio ala inf(cm2/m)	3.69	Idem ala sup.seccion simple	1.06
Armado medio a rasante.....	4.77	Idem ala sup.seccion comp..	4.43
Refuerzo pasivo inf.extremo	5.58	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.20
(Valor por armadura de corte teorica)			
Refuerzo pasivo inf.extremo	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00
(Valor por armadura de difusion)			

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	15.91	Cortante seccion simple(T).	19.28
Momento seccion compuesta..	56.21	Cortante seccion compuesta.	69.38
Cortante total para VU1....	96.62	Limite corte por hormigon..	116.02
Cortante total para VU2....	80.80	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.89	Arm.rasante alma union losa	8.99
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.99	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	6.95

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	19.99	Cortante seccion simple(T).	18.76
Momento seccion compuesta..	70.26	Cortante seccion compuesta.	67.53
Cortante total para VU1....	86.29	Limite corte por hormigon..	132.04
Cortante total para VU2....	80.80	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.78	Arm.rasante alma union losa	7.89
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.74	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	6.10

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	52.60	Cortante seccion simple(T).	13.85
Momento seccion compuesta..	176.56	Cortante seccion compuesta.	50.66
Cortante total para VU1....	64.52	Limite corte por hormigon..	125.68
Cortante total para VU2....	64.52	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	4.99	Arm.rasante alma union losa	5.68
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.26	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	4.39

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	75.39	Cortante seccion simple(T).	8.94
Momento seccion compuesta..	241.14	Cortante seccion compuesta.	34.58
Cortante total para VU1....	43.52	Limite corte por hormigon..	121.29
Cortante total para VU2....	43.52	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	2.36	Arm.rasante alma union losa	3.47
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	2.68

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.75
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	62.27	Cortante seccion simple(T).	12.02
Momento seccion compuesta..	205.35	Cortante seccion compuesta.	44.56
Cortante total para VU1....	56.57	Limite corte por hormigon..	123.90
Cortante total para VU2....	56.57	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	3.98	Arm.rasante alma union losa	4.85
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	3.75
CERCOS MINIMOS ALMA	1.70		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

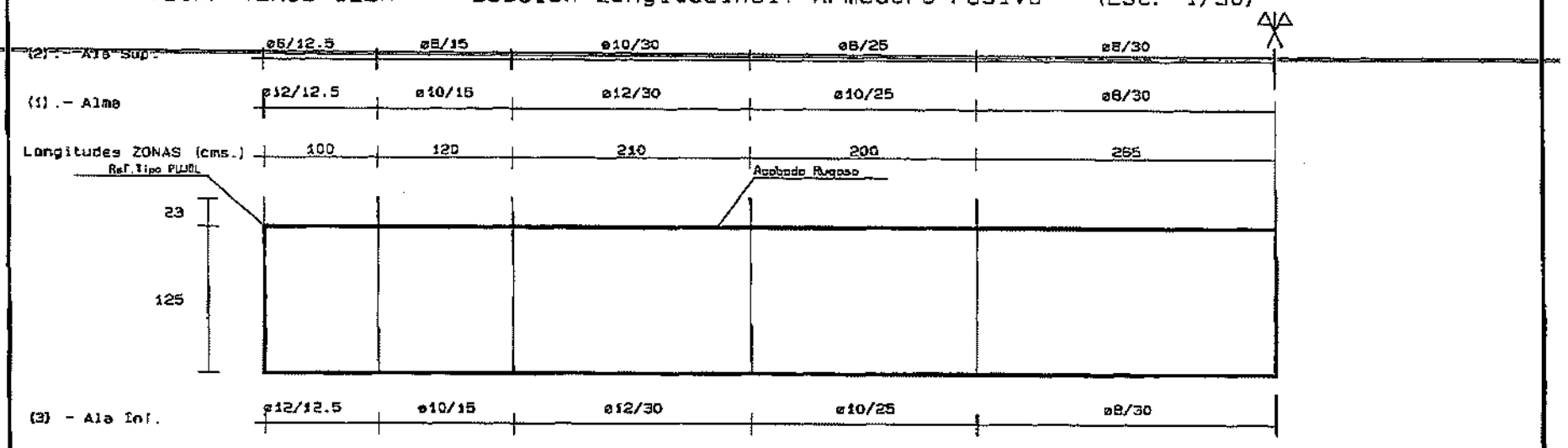
(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-13.8
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-25.6
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-9.6
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	4.4
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	2.7
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	6.4
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	11.7
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	3.7

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga
al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de
(2) al llegar a obra la contraflecha sera: -24.1
Al hormigonar la losa.....: -19.7
Al echar la carga permanente.....: -13.2
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -4.6
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -.9

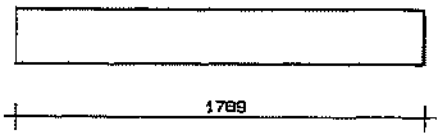
Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos
pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

VIGA: VENUS 125N - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/50)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)

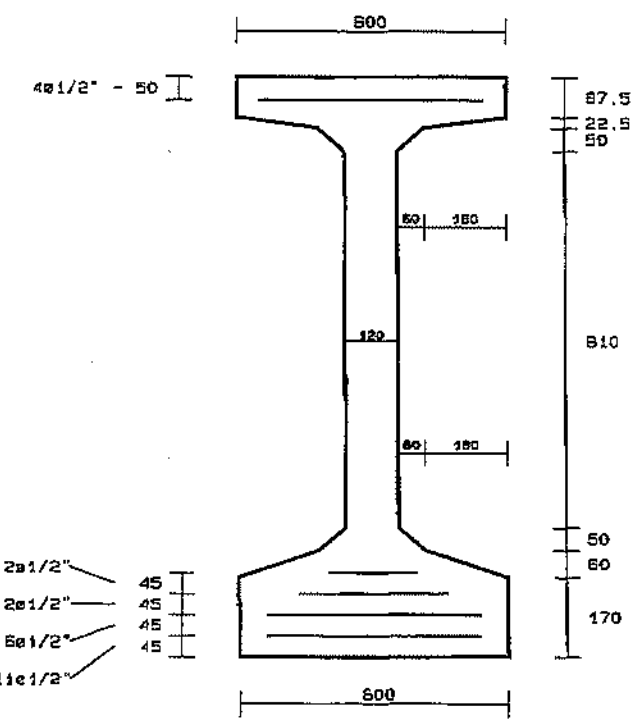


Cliente:
Obra: MODULO 19.b
INTEREJE 1.40 m
Fecha: 30-10-06 Ref.: 1

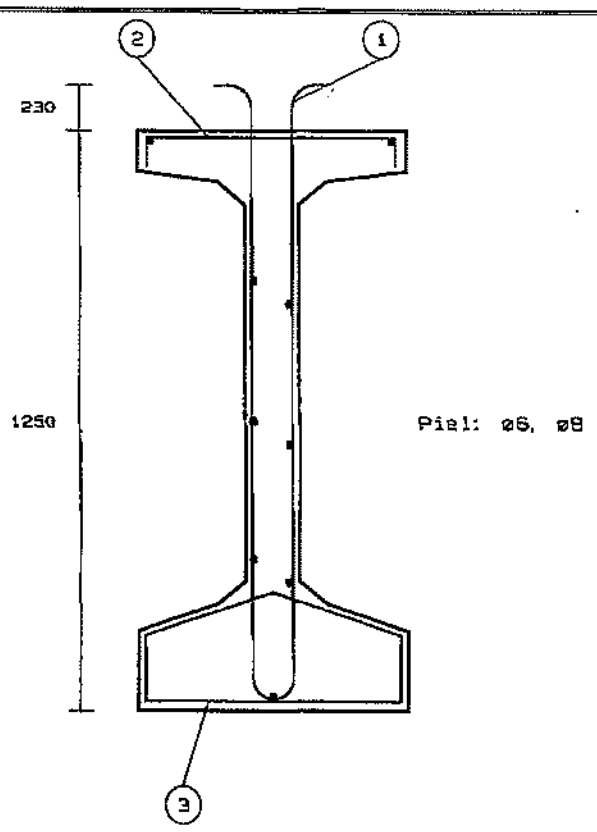
PUJOL

PLANO 1/2

Pretensado (cotas en mm.) (Esc: 1/15)



Armadura Pasiva (cotas en mm.) (Esc: 1/15)



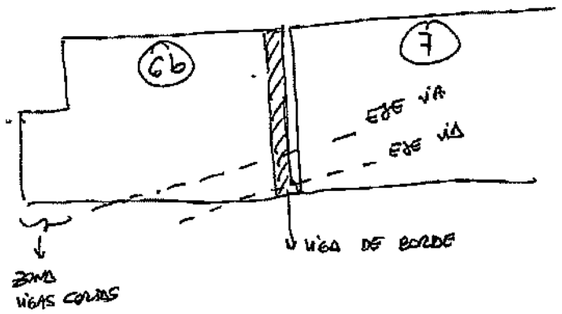
Cliente:
Obra: MODULO 19.b
INTEREJE 1.40 m
Fecha: 30-10-06 Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

Viga Pujol 125+25 – Módulo 6b

MODULO 6b



CARGAS A CONSIDERAR:

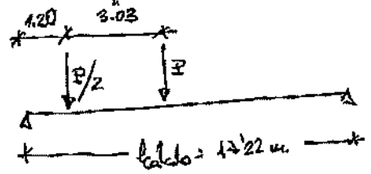
1º) PESO PROPIO (viga + losa)

2º) CARGAS MUERTAS: impermeabilización: 115 K/m²
Tierras y/o balasto: 3440 K/m²
Canil definitivo: 40 K/m²
→ 3595 K/m²

3º) SOBRECARGA UNIFORME: 500 K/m²

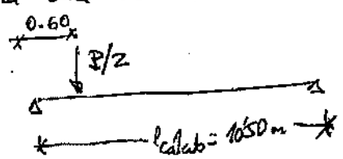
4º) CARGA DEBIDA A LAS VIAS:

- En el caso que nos ocupa, la viga más solicitada es la de borde



$P = 25000\ K_g \cdot 1'325 \cdot 1'21 = 40089'25\ K_g$ (φ)

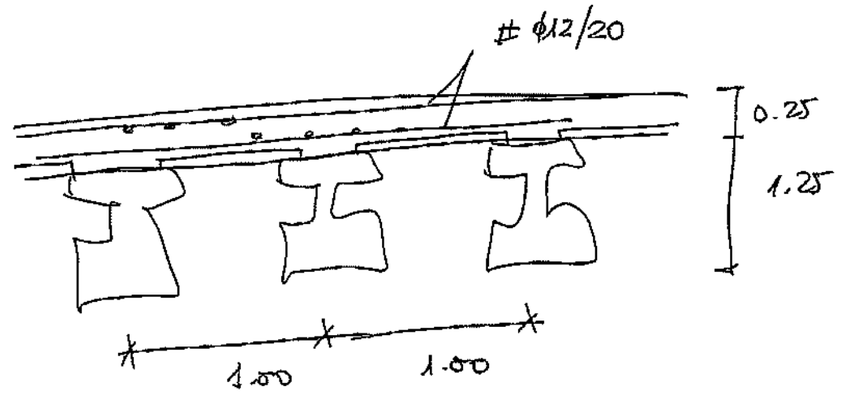
- En la zona de vigas cortas solo afecta 1 canil.



$\frac{P}{2} = 20040'625\ K_g$

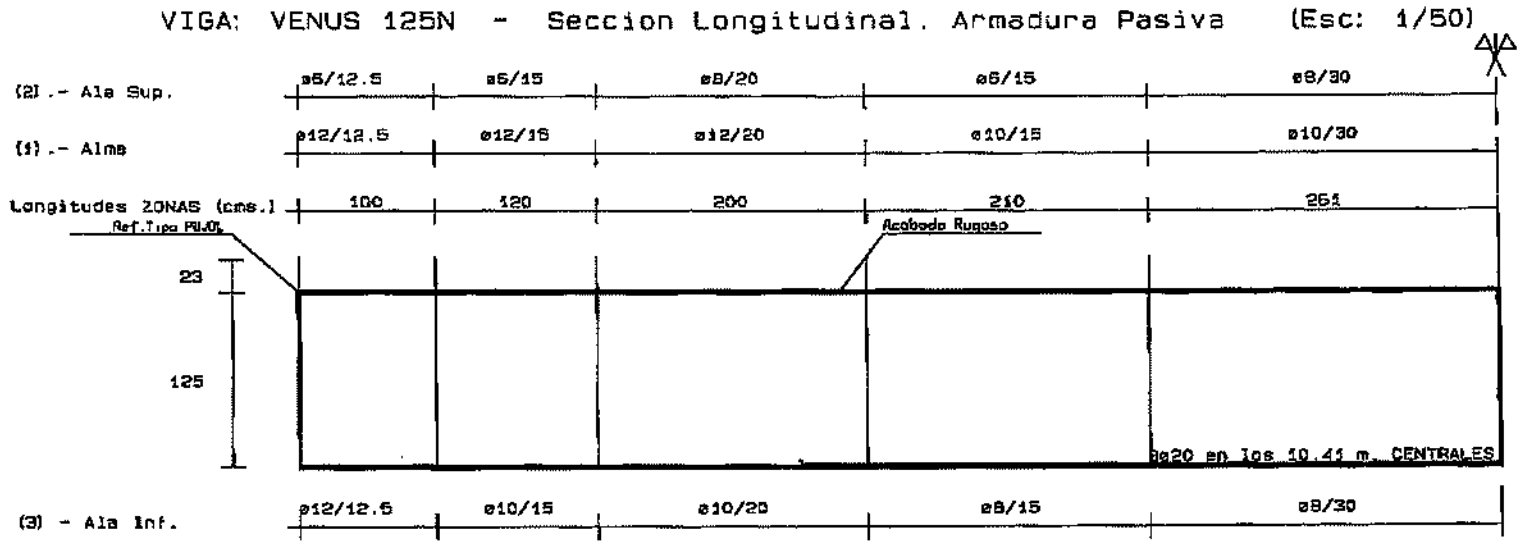
MODULO 6b

CALCULO VIGA DE BORDE



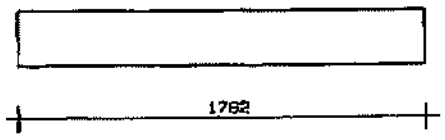
5. OCT. 2006-19:38 ASEPSA

VIGA: VENUS 125N - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/50)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)



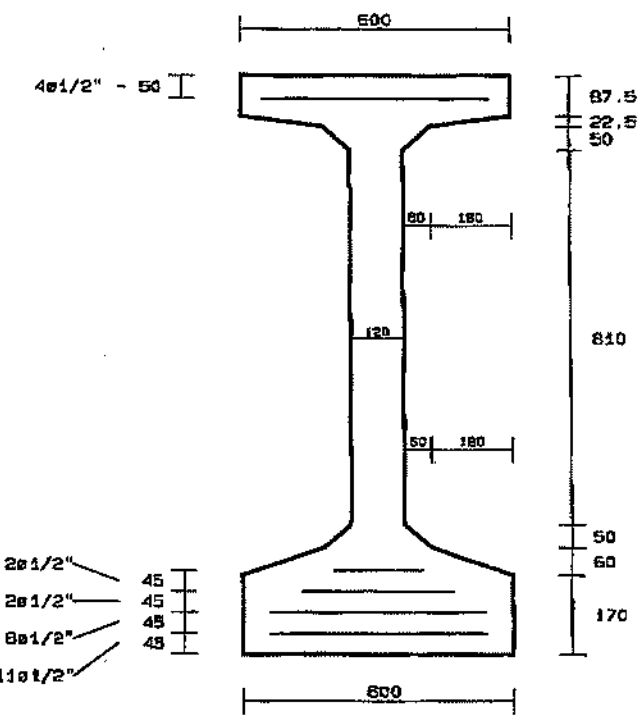
Cliente:
Obra: MODULO 6.b
VIGA DE BORDE
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

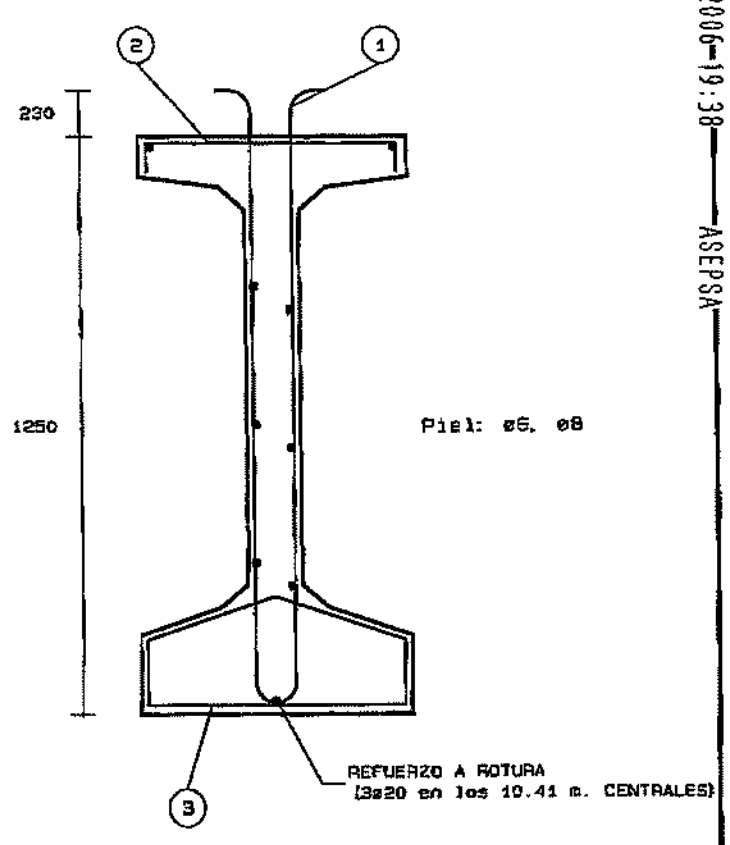
Nº 654 P. 4

PLANO 1/2

Pretensado (cotas en mm.) (Esc: 1/15)



Armadura Pasiva (cotas en mm.) (Esc: 1/15)



5. OCT. 2006-19:38 ASEPSA

Cliente:
Obra: MODULO 6.b
VIGA DE BORDE
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

Nº 654 P. 5

PLANO 2/2

PUJOL

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 6.b
VIGA DE BORDE

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: VENUS 125N

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
60.0	60.0	17.0
60.0	24.0	6.0
24.0	12.0	5.0
12.0	12.0	81.0
12.0	24.0	5.0
24.0	60.0	2.3
60.0	60.0	8.8

Canto (Cm).....	125.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	70.22
Inercia flexion (Cm4).....	6233644	Inercia torsion (Cm4).....	222512
Area (Cm2).....	3043.50	Coef. Corte ala superior...	.40
Espesor ala sup. medio(cm).	10.78	Idem Inferior.....	21.38
Espesor ala sup. maximo(cm)	11.00	Idem Inferior.....	23.00
Area volada ala sup. (cm2).	177.75		
Area pret inf en extremo...	18.75	Recubrimiento a eje (cm)...	8.29
Area pret.inf.zona interm..	20.73	Recubrimiento a eje (cm)...	7.93
Area pret.inf.centro viga..	22.70	Recubrimiento a eje (cm)...	8.02
Area pret.sup.(cm2).....	3.95	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.39		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.

Resist.carac.hormigon viga.	450.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	17.22	Longitud total viga (m.)...	17.82
Ancho de losa (m.).....	1.00	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	45.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	1385.88	Idem calculos a corte .Kg/m	1385.88
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	3595.00	Idem calculos a corte .Kg/m	3595.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	500.00	Idem calculos a corte .Kg/m	500.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	20040.63	Distancia a origen en m...	1.20
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	4.23

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	28202.63	Momento p.propio losa.....	23166.47
Momento carga permanente...	133252.45	Momento sobrecarga.....	159774.43
Corte total mayorado (Vrd).	149423.38		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	61.87	Inercia seccion bruta.....	14734101
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	65.44	Inercia sec.homg.carg.perm.	16366302
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	63.10	Inercia sec.homh.sobrecarg.	15291299

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1279.31	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	1881.09
Tension inicial armadura...	12909.89	Tension final armadura....	11028.80

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-4.27	Tension pret. final inf...	178.09
Tension p.propio viga sup..	29.54	Tension p.propio viga inf.	-21.08
Tension p.propio losa sup..	24.27	Tension p.propio losa inf.	-17.32
Tension carga perm. sup....	32.92	Tension carga perm. inf...	-68.85
Tension sobrecarga sup.....	39.81	Tension sobrecarga inff...	-90.80
Tension final suma losa sup	119.21	Tension final suma losa inf	72.73
Tension final suma viga sup	122.28	Tension final suma viga inf	-19.96
Tens.carga frecuen.losa sup	86.24	Tens.carga frecuen.losa inf	52.83
Tens.carga frecuen.viga sup	102.59	Tens.carga frecuen.viga inf	16.53

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm)....	50.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
No capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.129	Deformacion por fluencia(+)	.307
Deform. por temperatura(+-)	.258	Deform. por giro preten.(+)	.254
Deform.por giro p.prop (-).	-.204	Deform.por giro c.perm-	-.426
Deform.por giro sobrec.(-).	-.146	Deform.por giro carro(-)..	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+)).....	.319	Fuerza por maxima def +(Kg)	1327.67
Defor.pesima suma (-).....	-.344	Fuerza por maxima def -(Kg)	-2041.73
Reaccion vertical maxima Kg	99417.33	Reaccion vertical minima Kg	44379.64

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	532921.24	Momento necesario (m.Kg)...	532571.40
Refuerzo Nohierros.diametro	3.20	Longitud refuerzo en m.....	10.41
Refuerzo Superior losa cm2.	10.12		
Momento rotura enfundado 2	435887.67	% Respecto M. neces centro.	81.85
Momento rotura enfundado 1	397650.72	% Respecto M. neces centro.	74.67
Longitud zona 1 enfundados.	.67	Longitud zona 2 enfundados.	1.04
Tens.sup.pret.ini+pp.zona 1	-7.02	Tens.inf.pret.ini+pp.zona 1	210.06
Tens.sup.pret.ini+pp.zona 2	-4.57	Tens.inf.pret.ini+pp.zona 2	192.98

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	157300	Idem ala sup.seccion simple	30690
Fuerza a rasante.....	404323	Idem ala sup.seccion comp..	179599
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.94	Idem ala sup.seccion simple	3.24
Tension rasante media.....	10.44	Idem ala sup.seccion comp..	5.79
Armado medio ala inf(cm2/m)	4.57	Idem ala sup.seccion simple	.89
Armado medio a rasante.....	7.06	Idem ala sup.seccion comp..	5.21
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	7.86	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.25
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	5.37	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.20

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	13.79	Cortante seccion simple(T)	16.22
Momento seccion compuesta..	104.07	Cortante seccion compuesta	126.53
Cortante total para VU1....	148.60	Limite corte por hormigon.	148.60
Cortante total para VU2....	104.86	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	15.08	Arm.rasante alma union losa	13.30
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.68	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	8.60

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	16.86	Cortante seccion simple(T)	15.82
Momento seccion compuesta..	128.05	Cortante seccion compuesta	125.36
Cortante total para VU1....	141.18	Limite corte por hormigon.	141.18
Cortante total para VU2....	104.86	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	11.13	Arm.rasante alma union losa	11.66
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.47	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	7.54

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	44.34	Cortante seccion simple(T)	11.66
Momento seccion compuesta..	306.02	Cortante seccion compuesta	81.09
Cortante total para VU1....	92.75	Limite corte por hormigon.	133.69
Cortante total para VU2....	92.75	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.87	Arm.rasante alma union losa	8.38
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	5.42

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	63.51	Cortante seccion simple(T)	7.50
Momento seccion compuesta..	272.02	Cortante seccion compuesta	40.92
Cortante total para VU1....	48.43	Limite corte por hormigon.	130.73
Cortante total para VU2....	48.43	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	2.67	Arm.rasante alma union losa	5.10
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	3.30

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.84
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	29.36	Cortante seccion simple(T)	14.08
Momento seccion compuesta..	209.48	Cortante seccion compuesta	88.17
Cortante total para VU1....	102.25	Limite corte por hormigon.	136.79
Cortante total para VU2....	102.25	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	9.71	Arm.rasante alma union losa	10.29

Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.30	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	6.66

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 2.20
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	34.37	Cortante seccion simple(T)	13.32
Momento seccion compuesta..	240.74	Cortante seccion compuesta	85.94
Cortante total para VU1....	99.26	Limite corte por hormigon.	135.93
Cortante total para VU2....	99.26	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	9.02	Arm.rasante alma union losa	9.69
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.22	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	6.27
CERCOS MINIMOS ALMA	1.80		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-16.2
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-30.0
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-12.7
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	3.1
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	2.1
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	7.0
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	12.6
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	8.2

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

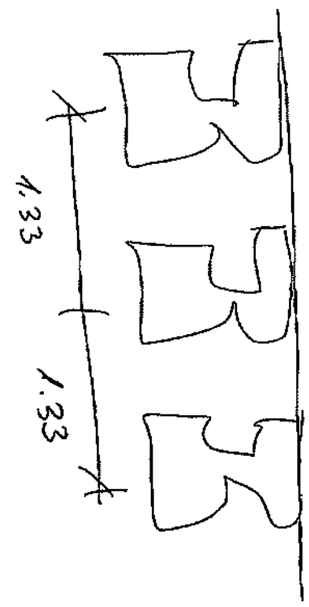
La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -28.2

Al hormigonar la losa.....	-25.1
Al echar la carga permanente.....	-18.2
A tiempo infinito sin sobrecarga.....	-11.1
A tiempo infinito con sobrecarga.....	-2.9

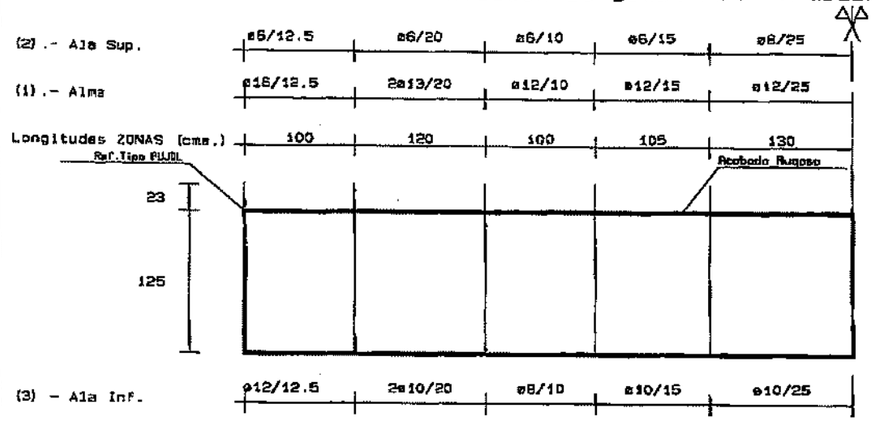
Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

Nodo 6b

Calculo vigas cortas

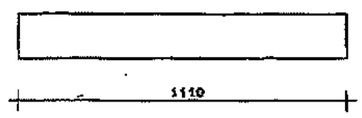


VIGA: VENUS 125N - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/50)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)

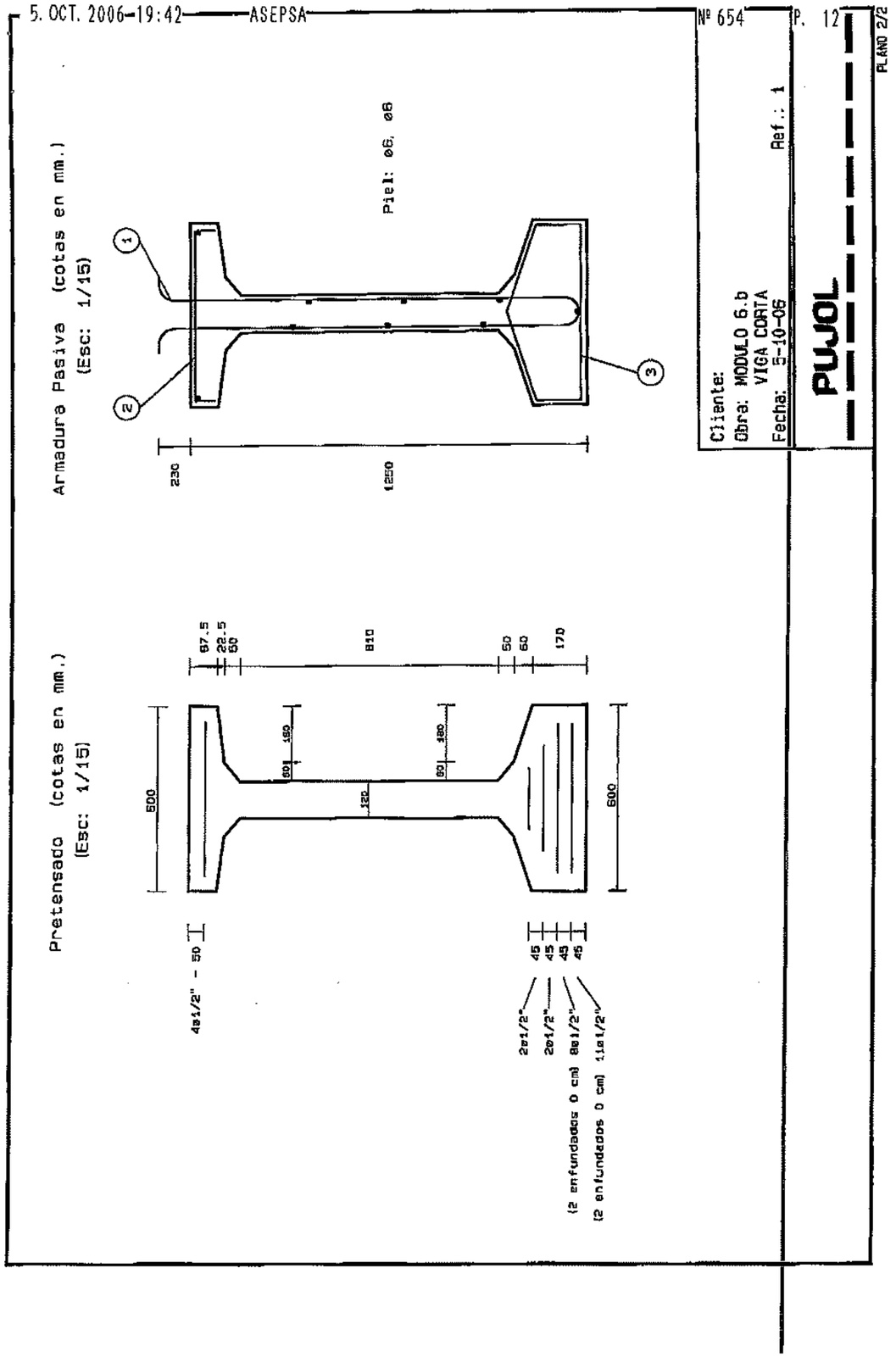


Cliente:
Obra: MODULO 6.b
VIGA CORTA
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

PLANO 1/2

5. OCT. 2006 19:42 ASEPSA Nº 654 P. 11



PUJOL

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 6.b
VIGA CORTA

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: VENUS 125N

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
60.0	60.0	17.0
60.0	24.0	6.0
24.0	12.0	5.0
12.0	12.0	81.0
12.0	24.0	5.0
24.0	60.0	2.3
60.0	60.0	8.8

Canto (Cm).....	125.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	70.22
Inercia flexion (Cm4).....	6233644	Inercia torsion (Cm4).....	222512
Area (Cm2).....	3043.50	Coef. Corte ala superior...	.40
Espesor ala sup. medio(cm).	10.78	Idem Inferior.....	21.38
Espesor ala sup. maximo(cm)	11.00	Idem Inferior.....	23.00
Area volada ala sup. (cm2).	177.75		
Area pret inf en extremo...	18.75	Recubrimiento a eje (cm)...	8.29
Area pret.inf.zona interm..	20.73	Recubrimiento a eje (cm)...	7.93
Area pret.inf.centro viga..	22.70	Recubrimiento a eje (cm)...	8.02
Area pret.sup.(cm2).....	3.95	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.39		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	10.50	Longitud total viga (m.)...	11.10
Ancho de losa (m.).....	1.33	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	45.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	1592.13	Idem calculos a corte .Kg/m	1592.13
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	4781.35	Idem calculos a corte .Kg/m	4781.35
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	665.00	Idem calculos a corte .Kg/m	665.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	20040.63	Distancia a origen en m...	.60

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

1202

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	10485.81	Momento p.propio losa.....	11455.73
Momento carga permanente...	65892.98	Momento sobrecarga.....	16162.17
Corte total mayorado (Vrd).	86009.87		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	55.68	Inercia seccion bruta.....	16331111
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	59.18	Inercia sec.homg.carg.perm	18241476
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	56.89	Inercia sec.homh.sobrecarg	16984547

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1300.08	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2440.25
Tension inicial armadura...	12889.12	Tension final armadura....	10448.87

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-4.04	Tension pret. final inf...	168.72
Tension p.propio viga sup..	10.97	Tension p.propio viga inf.	-7.82
Tension p.propio losa sup..	11.99	Tension p.propio losa inf.	-8.54
Tension carga perm. sup....	12.35	Tension carga perm. inf...	-32.81
Tension sobrecarga sup.....	3.03	Tension sobrecarga inff...	-8.86
Tension final suma losa sup	26.79	Tension final suma losa inf	15.38
Tension final suma viga sup	34.30	Tension final suma viga inf	110.70
Tens.carga frecuen.losa sup	24.09	Tens.carga frecuen.losa inf	13.86
Tens.carga frecuen.viga sup	32.98	Tens.carga frecuen.viga inf	106.69

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm)....	50.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
No capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.079	Deformacion por fluencia(+)	.180
Deform. por temperatura(+-)	.158	Deform. por giro preten.(+)	.149
Deform.por giro p.prop (-).	-.055	Deform.por giro c.perm-	-.126
Deform.por giro sobrec.(-).	-.009	Deform.por giro carro(-)..	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+)).....	.384	Fuerza por maxima def +(Kg)	1601.31
Defor.pesima suma (-).....	.060	Fuerza por maxima def -(Kg)	215.15
Reaccion vertical maxima Kg	59038.75	Reaccion vertical minima Kg	35372.81

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	486413.14	Momento necesario (m.Kg)...	157611.26
Momento rotura enfundado 2	448210.78	% Respecto M. neces centro.	284.38
Momento rotura enfundado 1	407920.07	% Respecto M. neces centro.	258.81

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	143394	Idem ala sup.seccion simple	13109
Fuerza a rasante.....	366452	Idem ala sup.seccion comp..	166695
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	11.88	Idem ala sup.seccion simple	2.27
Tension rasante media.....	15.51	Idem ala sup.seccion comp..	8.82
Armado medio ala inf(cm2/m)	6.83	Idem ala sup.seccion simple	.62
Armado medio a rasante.....	13.40	Idem ala sup.seccion comp..	7.94
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	5.24	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.20
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	9.36	Cortante seccion simple(T).	10.61
Momento seccion compuesta..	33.43	Cortante seccion compuesta.	38.45
Cortante total para VU1....	84.95	Limite corte por hormigon..	115.85
Cortante total para VU2....	41.61	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	4.07	Arm.rasante alma union losa	24.25
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	12.36

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	11.34	Cortante seccion simple(T).	10.15
Momento seccion compuesta..	40.47	Cortante seccion compuesta.	36.89
Cortante total para VU1....	47.04	Limite corte por hormigon..	133.76
Cortante total para VU2....	41.61	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	2.74	Arm.rasante alma union losa	19.15
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.75

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 2.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	20.30	Cortante seccion simple(T).	7.76
Momento seccion compuesta..	71.95	Cortante seccion compuesta.	28.80
Cortante total para VU1....	36.56	Limite corte por hormigon..	131.99
Cortante total para VU2....	36.56	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	1.91	Arm.rasante alma union losa	14.04
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	7.15

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	26.87	Cortante seccion simple(T).	5.37
Momento seccion compuesta..	94.73	Cortante seccion compuesta.	20.82
Cortante total para VU1....	26.19	Limite corte por hormigon..	130.71
Cortante total para VU2....	26.19	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	.58	Arm.rasante alma union losa	8.93
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	4.55
CERCOS MINIMOS ALMA	1.70		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-8.7
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-16.2
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-6.2

(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple) .6
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta) .4
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta) 1.2
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta) 2.1
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta) .3

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -15.2
Al hormigonar la losa.....: -14.6
Al echar la carga permanente.....: -13.5
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -14.7
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -14.4

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

Viga Pujol 145+25

P U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:2

CLIENTE : TEC 4
OBRA :
VIGA H-145 LUZ LIBRE 24.50 M.

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

Canto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
Inercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
Area (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
Espesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
Espesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
Area volada ala sup. (cm2).	432.62		
Area pret inf en extremo...	34.55	Recubrimiento a eje (cm)...	10.16
Area pret.inf.zona interm..	38.49	Recubrimiento a eje (cm)...	9.58
Area pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.52
Area pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist. carac.hormigon viga	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.350	Coef. mayoracion sobrecarga	1.500

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

DATOS DEL PUENTE

Ancho de tablero(m.).....	40.00	Luz de calculo(m.).....	25.10
Espesor de losa(m.).....	.250	Ancho de la acera(m.).....	0.000
Numero vigas(inicio tanteo)	29.000	Dist.eje viga ext. a borde.	.400
Longitud total viga(m.)....	25.700	Carga muerta (Kg./m2).....	3000.000
Carga linea acera (Kg/m.)..	0.000	Distancia carga a borde(m.)	0.000
Recub. arm. sup. losa (cm).	3.000	Recub. arm. inf. losa (cm).	6.000
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Ancho del neopreno (cm.)...	45.00	Long. neopreno(paral.viga).	20.00
Espesor total neopreno(cm.)	4.10	Espesor chapas metalicas...	.30
Numero capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa (cm.).	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00

CARGAS DE USUARIO: CARRO Y SOBRECARGA

No de cargas por fila.....	1.00	No de filas.....	1.00
Carga en Kgs.....	1.00	Distancia en m.....	1.00
Coef.multiplicador de fila.	1.00	Distancia en m.a acera.....	1.00
Ancho rueda (perp.carro)m..	.20	Long.rueda (paral.carro)m..	.20
Sobrecarga (kg/m2).....	1500.00		

CALCULOS CON 29 VIGAS EN EL TABLERO

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA EXTREMA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	80.31	Inercia seccion bruta.....	29351619
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	84.56	Inercia sec.homg.carg.perm.	32527259
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	81.79	Inercia sec.homg.sobrecarg.	30443646

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA CENTRAL + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	75.31	Inercia seccion bruta.....	32061432
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	79.57	Inercia sec.homg.carg.perm.	35597742
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	76.79	Inercia sec.homg.sobrecarg.	33276483

DEFINICION LOSA ORTOTROPA: CARGAS: DEF. USUARIO

Inercia flexion long. (cm3)	229010	Inercia torsion long. (Cm3)	1091
Inercia flexion trans.(cm3)	9055	Inercia torsion trans.(Cm3)	1862
Parametro de flexion..(cm3)	3.060	Parametro de torsion.....	.150
Momento medio carro(Kg.m)..	.22	Cortante medio carro(Kg)...	.03
Mom.medio sobrecarga(Kg.m).	20366.70	Cortante medio sobrecarga..	3245.69

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 1 CON CARRO A 1.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	164.20	Cortante p.propio viga+losa	26.17
Momento c.muerta+aceras....	259.88	Cortante c.muerta+aceras...	41.41
Momento sobrecarga rep.....	195.57	Cortante sobrecarga rep....	33.55
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	141.55	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-.72	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 1 CON CARRO A 1.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	164.20	Cortante p.propio viga+losa	26.17
Momento c.muerta+aceras....	259.88	Cortante c.muerta+aceras...	41.41
Momento sobrecarga rep.....	195.57	Cortante sobrecarga rep....	33.55
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	141.55	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-.72	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 2 CON CARRO A 1.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	166.99	Cortante sobrecarga rep....	28.64
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	152.63	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-8.61	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 2 CON CARRO A 1.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	166.99	Cortante sobrecarga rep....	28.64
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	152.63	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-8.61	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 1.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 1.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 2.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 2.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 3.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 3 CON CARRO A 3.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	156.01	Cortante sobrecarga rep....	26.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	149.80	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-5.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 4 CON CARRO A 3.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	163.59	Cortante sobrecarga rep....	28.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.75	Limite corte por hormigon..	245.5

1207

0540

Tension final suma viga inf	-7.66	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 4 CON CARRO A 3.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.59	Cortante sobrecarga rep....	28.06
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.75	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.66	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 4 CON CARRO A 4.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.59	Cortante sobrecarga rep....	28.06
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.75	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.66	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 4 CON CARRO A 4.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.59	Cortante sobrecarga rep....	28.06
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.75	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.66	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 4 CON CARRO A 5.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.59	Cortante sobrecarga rep....	28.06
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.75	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.66	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 5 CON CARRO A 4.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.16	Cortante sobrecarga rep....	27.99
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.64	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 5 CON CARRO A 5.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.16	Cortante sobrecarga rep....	27.99
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.64	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 5 CON CARRO A 5.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.16	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.64	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 5 CON CARRO A 6.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	163.16	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.64	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 5 CON CARRO A 6.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	163.16	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.64	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.54	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 6 CON CARRO A 6.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	162.98	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.49	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 6 CON CARRO A 6.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	162.98	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.49	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 6 CON CARRO A 7.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	162.98	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.49	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 6 CON CARRO A 7.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	162.98	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.49	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 6 CON CARRO A 8.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	162.98	Cortante sobrecarga rep....	27.96
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.49	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 7 CON CARRO A 7.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.01	Cortante sobrecarga rep....	29.50
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	153.92	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.02	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 7 CON CARRO A 8.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.01	Cortante sobrecarga rep....	29.50
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	153.92	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.02	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 7 CON CARRO A 8.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.01	Cortante sobrecarga rep....	29.50
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	153.92	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.02	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 7 CON CARRO A 9.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.01	Cortante sobrecarga rep....	29.50
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	153.92	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.02	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 7 CON CARRO A 9.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.01	Cortante sobrecarga rep....	29.50
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	153.92	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.02	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 8 CON CARRO A 9.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	177.11	Cortante sobrecarga rep....	30.38
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	155.23	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-11.45	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 8 CON CARRO A 9.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	177.11	Cortante sobrecarga rep....	30.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	155.23	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-11.45	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 8 CON CARRO A 10.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	177.11	Cortante sobrecarga rep....	30.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	155.23	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-11.45	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 8 CON CARRO A 10.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	177.11	Cortante sobrecarga rep....	30.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	155.23	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-11.45	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 9 CON CARRO A 10.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	165.16	Cortante sobrecarga rep....	28.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.15	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.10	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 9 CON CARRO A 10.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	165.16	Cortante sobrecarga rep....	28.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.15	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.10	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 9 CON CARRO A 11.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	165.16	Cortante sobrecarga rep....	28.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.15	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.10	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 9 CON CARRO A 11.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.09

0542

Momento sobrecarga rep.....	165.16	Cortante sobrecarga rep....	28.33
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	152.15	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-8.10	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 9 CON CARRO A 12.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	165.16	Cortante sobrecarga rep....	28.33
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	152.15	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-8.10	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 10 CON CARRO A 11.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.49	Cortante sobrecarga rep....	28.04
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.73	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.63	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 10 CON CARRO A 12.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.49	Cortante sobrecarga rep....	28.04
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.73	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.63	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 10 CON CARRO A 12.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.49	Cortante sobrecarga rep....	28.04
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.73	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.63	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 10 CON CARRO A 13.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.49	Cortante sobrecarga rep....	28.04
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.73	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.63	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 10 CON CARRO A 13.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.49	Cortante sobrecarga rep....	28.04
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.73	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.63	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 11 CON CARRO A 13.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	175.09	Cortante sobrecarga rep....	30.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.71	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.88	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 11 CON CARRO A 13.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	175.09	Cortante sobrecarga rep....	30.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.71	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.88	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 11 CON CARRO A 14.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	175.09	Cortante sobrecarga rep....	30.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.71	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.88	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 11 CON CARRO A 14.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	175.09	Cortante sobrecarga rep....	30.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.71	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.88	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 11 CON CARRO A 15.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	175.09	Cortante sobrecarga rep....	30.0
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.71	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.88	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 12 CON CARRO A 14.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	172.89	Cortante sobrecarga rep....	29.6
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.14	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-10.27	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 12 CON CARRO A 15.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	172.89	Cortante sobrecarga rep....	29.6
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	154.14	Limite corte por hormigon..	245.5

Tension final suma viga inf	-10.27	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 12 CON CARRO A 15.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.89	Cortante sobrecarga rep....	29.65
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	154.14	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.27	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 12 CON CARRO A 16.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.89	Cortante sobrecarga rep....	29.65
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	154.14	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.27	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 12 CON CARRO A 16.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	172.89	Cortante sobrecarga rep....	29.65
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	154.14	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-10.27	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 13 CON CARRO A 16.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.00	Cortante sobrecarga rep....	27.96
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.50	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 13 CON CARRO A 16.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.00	Cortante sobrecarga rep....	27.96
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.50	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 13 CON CARRO A 17.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.00	Cortante sobrecarga rep....	27.96
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.00
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-7.50	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 13 CON CARRO A 17.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	163.00	Cortante sobrecarga rep....	27.9
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	151.60	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-7.50	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 14 CON CARRO A 17.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	167.54	Cortante sobrecarga rep....	28.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.77	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.77	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 14 CON CARRO A 17.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	167.54	Cortante sobrecarga rep....	28.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.77	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.77	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 14 CON CARRO A 18.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	167.54	Cortante sobrecarga rep....	28.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.77	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.77	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 14 CON CARRO A 18.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	167.54	Cortante sobrecarga rep....	28.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.77	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.77	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 14 CON CARRO A 19.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	167.54	Cortante sobrecarga rep....	28.7
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	152.77	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-8.77	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 15 CON CARRO A 18.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.5
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.7
Momento sobrecarga rep.....	177.03	Cortante sobrecarga rep....	30.3
Momento carro.....	0.00	Cortante carro.....	0.0
Cortante total mayorado....	155.21	Limite corte por hormigon..	245.5
Tension final suma viga inf	-11.43	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 15 CON CARRO A 19.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	177.03	Cortante sobrecarga rep....	30.37
Momento carro..............	0.00	Cortante carro.............	0.00
Cortante total mayorado....	155.21	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-11.43	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 15 CON CARRO A 19.50m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	177.03	Cortante sobrecarga rep....	30.37
Momento carro..............	0.00	Cortante carro.............	0.00
Cortante total mayorado....	155.21	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-11.43	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

ESFUERZOS (Ton.y m.) EN VIGA 15 CON CARRO A 20.00m DE LA ACERA

Momento p.propio viga+losa.	178.97	Cortante p.propio viga+losa	28.52
Momento c.muerta+aceras....	330.76	Cortante c.muerta+aceras...	52.71
Momento sobrecarga rep.....	177.03	Cortante sobrecarga rep....	30.37
Momento carro..............	0.00	Cortante carro.............	0.00
Cortante total mayorado....	155.21	Limite corte por hormigon..	245.53
Tension final suma viga inf	-11.43	(Tensiones en Kg/Cm2).....	

SE ADOPTA COMO SOLUCION LA DE 29 VIGAS
VIGA PESIMA LA 8 DESDE EL BORDE
POSICION PESIMA CARRO A10.0 m. DE LA ACERA

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.0
Acortamiento elastico.....	1324.96	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	1538.2
Tension inicial armadura...	12864.24	Tension final armadura.....	11325.9

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-19.11	Tension pret. final inf....	187.7
Tension p.propio viga sup..	59.71	Tension p.propio viga inf..	-40.3
Tension p.propio losa sup..	37.38	Tension p.propio losa inf..	-25.2
Tension carga perm. sup....	50.71	Tension carga perm. inf....	-84.0
Tension sobrecarga sup.....	27.57	Tension sobrecarga inff....	-49.6
Tension final suma losa sup	114.81	Tension final suma losa inf	78.2
Tension final suma viga sup	156.25	Tension final suma viga inf	-11.4
Tens.carga frecuen.losa sup	94.37	Tens.carga frecuen.losa inf	64.4
Tens.carga frecuen.viga sup	143.42	Tens.carga frecuen.viga inf	3.9

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	961508.53	Momento necesario (m.Kg)...	953788.0
Momento rotura enfundado 2	893732.57	% Respecto M. neces centro.	93.7
Momento rotura enfundado 1	808840.04	% Respecto M. neces centro.	84.8
Longitud zona 1 enfundados.	3.50	Longitud zona 2 enfundados.	4.8
Tens.sup.pret.ini+pp.zona 1	5.79	Tens.inf.pret.ini+pp.zona 1	192.6
Tens.sup.pret.ini+pp.zona 2	3.35	Tens.inf.pret.ini+pp.zona 2	178.3

CALCULO TRANSVERSAL. MOMENTOS MAYORADOS Y ARMADURA LOSA

Momento general Sobrecarga+	10551.32	Momento general Sobrecarga-	-3928.5
Momento general Carro pos..	.03	Momento general Carro neg..	-0.0
Momento local+ carro.....	.22	Momento local- carro.....	-.2
Momento local+ c. per.+sob.	1112.42	Momento local-c. perm+sob..	-1510.4
Momento total + (Kg.m/m)...	11663.98	Momento total - (Kg.m/m)...	-5439.2
Area teor.trans.sup.(Cm2/m)	5.77	Area teor.long.sup.(Cm2/m).	2.3
Area teor.trans.inf.(Cm2/m)	16.03	Area teor.long.inf.(Cm2/m).	4.0
Arm.real trans.sup.-No.00pm	8.10	Arm.real long.sup.-No.00pm.	5.0
Arm.real trans.inf.-No.00pm	8.16	Arm.real long.inf.-No.00pm.	6.1
Cubicacion losa (Kg/m2)....	23.23		

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tensiones tangenciales y giro maximo bajo cargas totales y permanentes.

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	45.0
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.3
No capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.8
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.0
Dist.NEOP-Eje movimientos m	12.55		
Deform. por retraccion(+)..	.188	Deformacion por fluencia(+)	.45
Deform. por temperatura(+-)	.377	Deform. por giro preten.(+)	.38
Deform.por giro p.prop (-).	-.506	Deform.por giro c.perm-	-.77
Deform.por giro sobrec.(-).	-.127	Deform.por giro carro(-)...	-0.00
Deform.por frenado (+-)....	.166	Fuerza de frenado (Kg) (+-)	1241.3

0545

Defor.pesima suma (+).....	.295	Fuerza por maxima def +(Kg)	1726.50
Defor.pesima suma (-).....	-.917	Fuerza por maxima def -(Kg)	-4535.75
Reaccion vertical maxima Kg	114277.18	Reaccion vertical minima Kg	83172.37

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	282418	Idem ala sup.seccion simple	80953
Fuerza a rasante.....	496034	Idem ala sup.seccion comp..	293961
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	5.00	Idem ala sup.seccion simple	2.80
Tension rasante media.....	6.08	Idem ala sup.seccion comp..	4.88
Armado medio ala inf(cm2/m)	5.36	Idem ala sup.seccion simple	1.54
Armado medio a rasante.....	2.22	Idem ala sup.seccion comp..	5.58
Refuerzo pasivo inf.extremo	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

(Valor por armadura de difusion)

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	33.38	Cortante seccion simple(T).	35.7
Momento seccion compuesta..	99.79	Cortante seccion compuesta.	108.4
Cortante total para VU1....	153.99	Limite corte por hormigon..	195.6
Cortante total para VU2....	134.43	Armado corte en losa(cm2/m)	0.0
Arm.corte alma(Cm2/m).....	11.12	Arm.rasante alma union losa	4.2
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.95	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	10.2

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	36.97	Cortante seccion simple(T).	35.4
Momento seccion compuesta..	110.33	Cortante seccion compuesta.	107.5
Cortante total para VU1....	142.93	Limite corte por hormigon..	220.3
Cortante total para VU2....	134.43	Armado corte en losa(cm2/m)	0.0
Arm.corte alma(Cm2/m).....	10.11	Arm.rasante alma union losa	3.9
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.70	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.4

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 4.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	129.47	Cortante seccion simple(T).	26.2
Momento seccion compuesta..	368.08	Cortante seccion compuesta.	80.6
Cortante total para VU1....	106.91	Limite corte por hormigon..	209.7
Cortante total para VU2....	106.91	Armado corte en losa(cm2/m)	0.0
Arm.corte alma(Cm2/m).....	6.38	Arm.rasante alma union losa	2.8
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.97	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	6.8

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 7.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	194.35	Cortante seccion simple(T).	17.0
Momento seccion compuesta..	525.06	Cortante seccion compuesta.	55.1
Cortante total para VU1....	72.19	Limite corte por hormigon..	201.6
Cortante total para VU2....	72.19	Armado corte en losa(cm2/m)	0.0
Arm.corte alma(Cm2/m).....	2.49	Arm.rasante alma union losa	1.7
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	4.3

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 4.61
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	145.00	Cortante seccion simple(T).	24.3
Momento seccion compuesta..	408.03	Cortante seccion compuesta.	75.3
Cortante total para VU1....	99.70	Limite corte por hormigon..	208.0

1213
0546

Cortante total para VU2....	99.70	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	5.61	Arm.rasante alma union losa	2.63
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.82	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	6.35

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.94
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	174.54	Cortante seccion simple(T).	20.29
Momento seccion compuesta..	480.27	Cortante seccion compuesta.	64.05
Cortante total para VU1....	84.33	Limite corte por hormigon..	204.72
Cortante total para VU2....	84.33	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	3.83	Arm.rasante alma union losa	2.16
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.22
CERCOS MINIMOS ALMA	2.43		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-20.1
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-37.3
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-16.6
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	8.6
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	6.2
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	17.1
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	31.1
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	9.0

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))

Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga
al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de
(2) al llegar a obra la contraflecha sera: -35.0
Al hormigonar la losa.....: -26.5
Al echar la carga permanente.....: -9.4
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: 18.0
A tiempo infinito con sobrecarga.....: 27.0

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos
pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

Ref: 2 LINEA 9 METRO BARCELONA

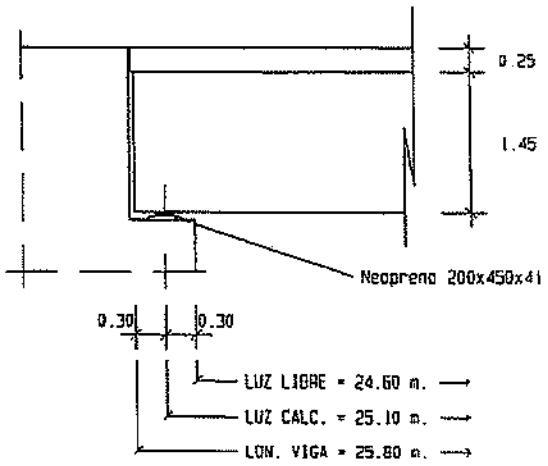
DESGLOSE DE REACCIONES PARA CARGAS VERTICALES

Peso propio viga exterior..	26.897	Idem viga interior.....	29.31
Carga muerta viga exterior.	42.570	Idem viga interior.....	54.18
Incr. aceras viga exterior.	0.000	Idem viga interior.....	0.00
Total permanente v.exterior	69.467	Idem viga interior.....	83.49
Sobrec.repartida v.exterior	34.481	Idem viga interior.....	31.22
Sobrecarga carro v.exterior	0.000	Idem viga interior.....	0.00
Total sobrecarga.v.exterior	34.481	Idem viga interior.....	31.22
Total todas cargas v.ext...	103.949	Idem viga interior.....	114.72

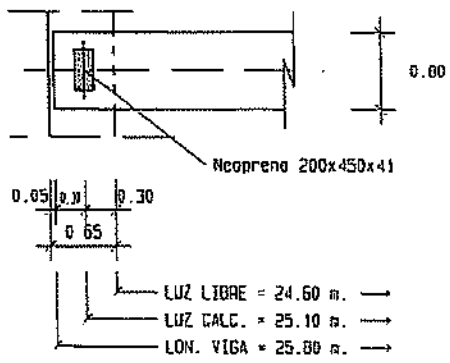
NOTA: Valores en Tn. sin mayorar y por apoyo. Para horizontales ver neopren

APOYO VIGA EN ESTRIBO

ALZADO
(Esc: 1/75)



PLANTA
(Esc: 1/75)

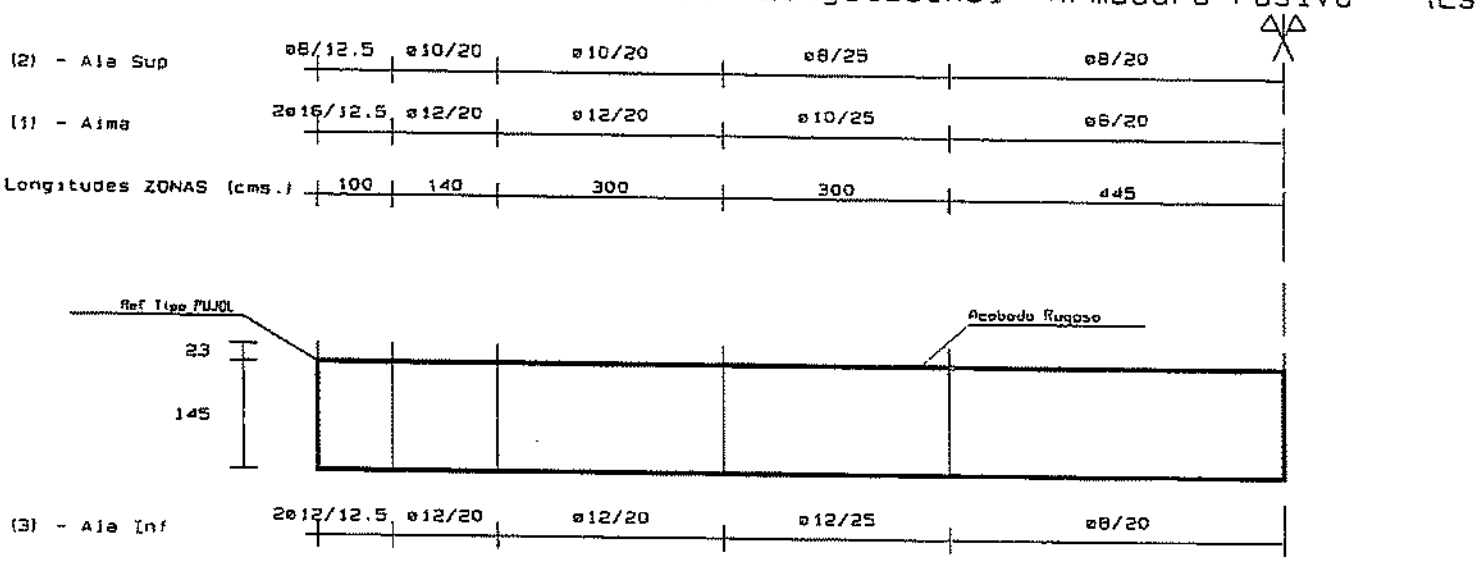


Cliente: TEC 4
Obra:
VIGA H-145 LUZ LIBRE 24.50 M.
Fecha: Ref.: 2

PUJOL

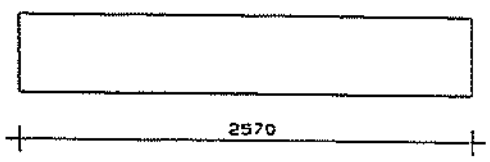
PLANO 2/4

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal Armadura Pasiva (Esc: 1/100)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)



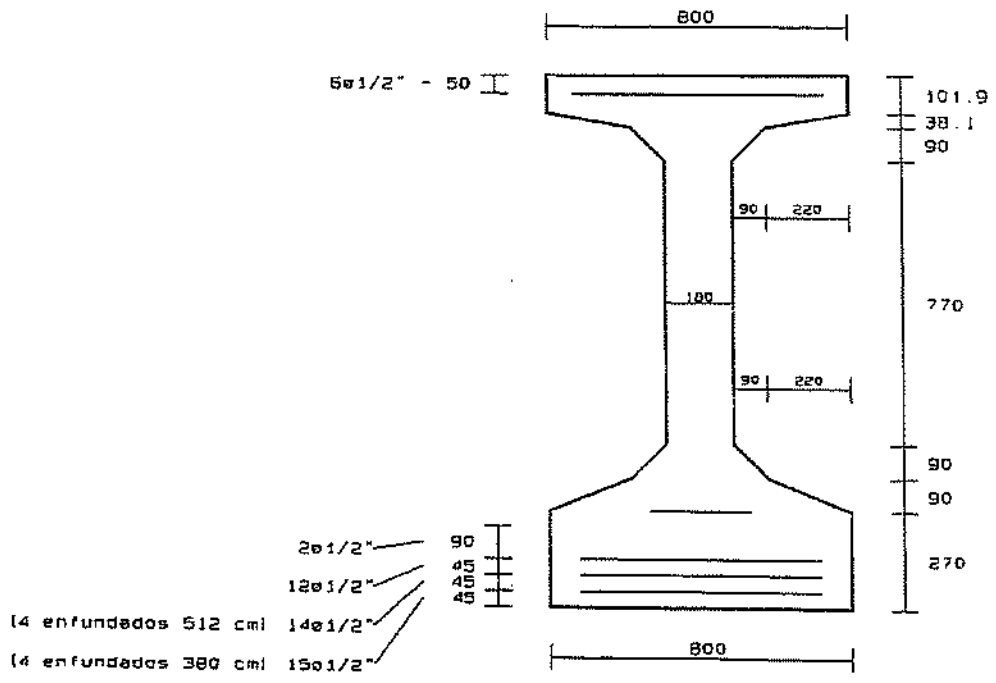
Cliente: TEC 4
Obra:
VIGA H-145 LUZ LIBRE 24.50 M.
Fecha: Ref.: 2

PUJOL

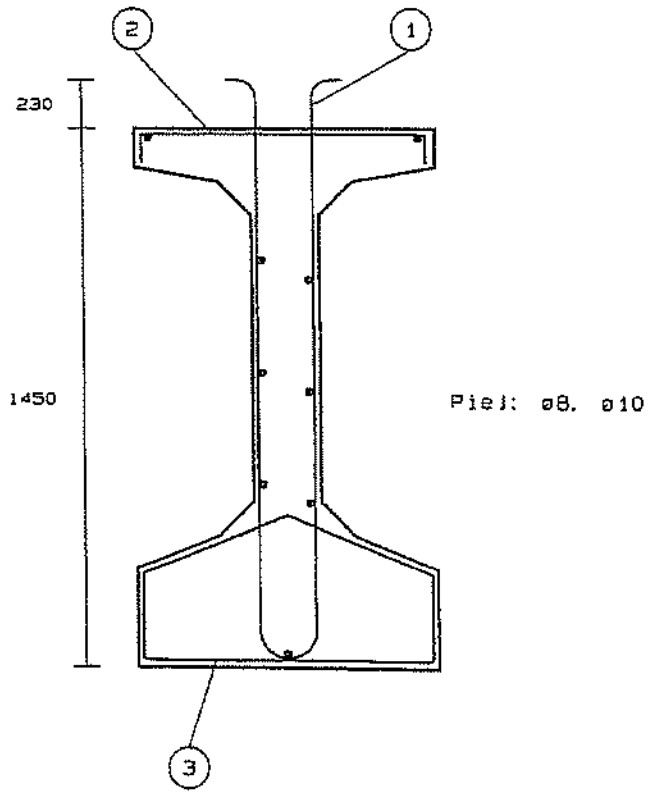
PLANO 3/4

0548
1215
171

Pretensado (cotas en mm)
(Esc: 1/20)



Armadura Pasiva (cotas en mm)
(Esc: 1/20)



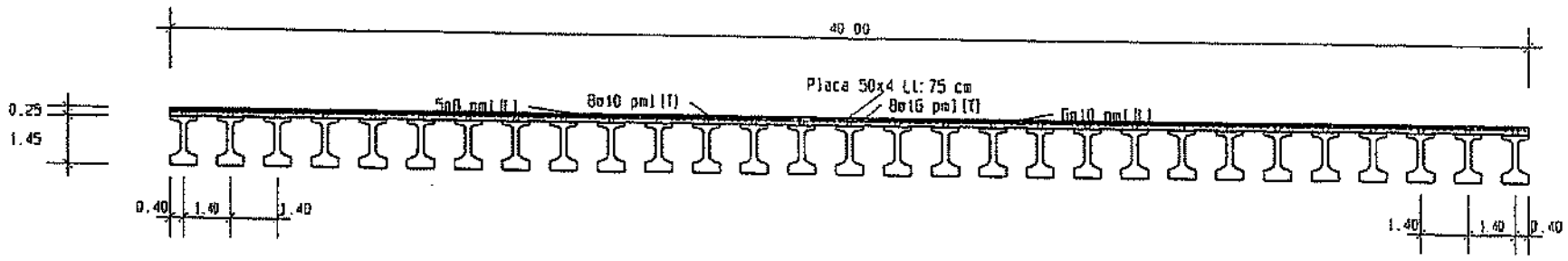
Piel: ø8, ø10

Cliente: TEC 4
Obra:
VIGA H-145 LUZ LIBRE 24.50 M.
Fecha: Ref.: 2

PUJOL

PLANO 4/4

SECCION TABLERO (Esc: 1/200)



CUADRO DE MATERIALES EHE (Kg/cm2)		
HORMIGON	VIGA	H = 425 &c = 1.5
	LOSA	H = 250 &c = 1.5
ACERO PASIVO	VIGA	Fyk = 5100 &c = 1.15
	LOSA	Fyk = 5100 &c = 1.15
ACERO ACTIVO	Fmax = 19000 Fyp = 17000 &s = 1.15	
CARGAS	CARGA MUERTA = 3000 Kg/m2 SOBRECARGA: 1500kg/m2	

(L) LONGITUDINAL paralela a vigas.
(T) TRANSVERSAL perpendicular a vigas

Cliente: TEC 4
Obra:
VIGA H-145 LUZ LIBRE 24.50 M.
Fecha: Ref.: 2

PUJOL

PLANO 1/4

0549

1216

Viga Pujol 145+25 – Módulo 7

MODULO 7

VIGA CORTA (3 VIAS)

PLANO Nº

Cliente:
Obra: MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

Planta Viga (S/E)

1693

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)

(2) .- Ala Sup. ø6/12.5 ø6/10 ø6/10 ø6/20 ø8/30

(1) .- Alma 2ø16/12.5 ø12/10 ø12/10 ø12/20 ø12/30

Longitudes ZONAS (cms.) 100 130 200 200 215

Acabado Rugoso

Ref.Tipo Plano

23

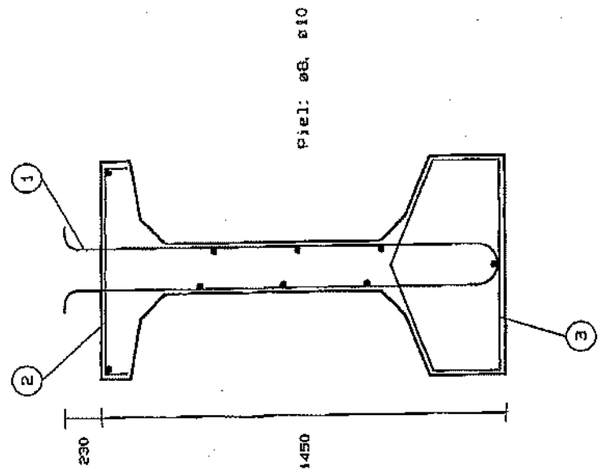
145

(3) - Ala Inf. 2ø12/12.5 ø12/10 ø10/10 ø12/20 ø12/30

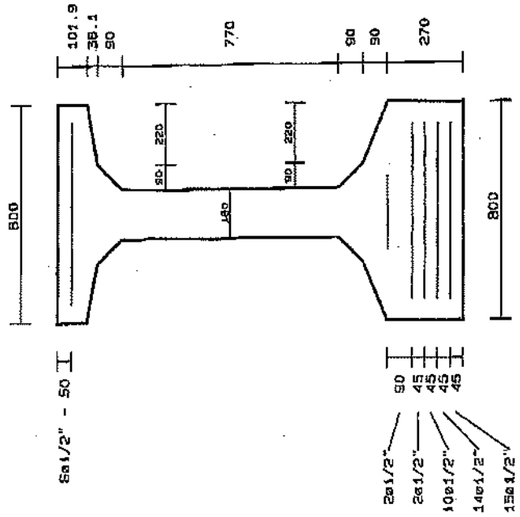
NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

PLANO 2/2

Armadura Pasiva (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Pretensado (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Cliente:
Obra: MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)
Fecha: 5-10-06
Ref.: 1

PUJOL

U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

Canto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
Inercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
Area (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
Espesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
Espesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
Area volada ala sup. (cm2).	432.62		
Area pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret.	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	16.29	Longitud total viga (m.)...	16.89
Ancho de losa (m.).....	1.40	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	2272.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2272.56
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	5033.00	Idem calculos a corte .Kg/m	5033.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	700.00	Idem calculos a corte .Kg/m	700.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	2.60
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	6.45
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	10.30

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

1219

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	46357.70	Momento p.propio losa.....	29024.27
Momento carga permanente...	166947.19	Momento sobrecarga.....	336386.58
Corte total mayorado (Vrd).	214591.56		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	75.31	Inercia seccion bruta.....	32061432
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	79.56	Inercia sec.homg.carg.perm	35581137
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	76.79	Inercia sec.homh.sobrecarg	33270756

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2272.99
Tension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura....	10596.48

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-17.31	Tension pret. final inf...	175.20
Tension p.propio viga sup..	25.16	Tension p.propio viga inf.	-16.99
Tension p.propio losa sup..	15.75	Tension p.propio losa inf.	-10.64
Tension carga perm. sup....	25.60	Tension carga perm. inf...	-42.43
Tension sobrecarga sup.....	52.36	Tension sobrecarga inff...	-94.24
Tension final suma losa sup	114.97	Tension final suma losa inf	77.96
Tension final suma viga sup	101.56	Tension final suma viga inf	10.89
Tens.carga frecuen.losa sup	76.15	Tens.carga frecuen.losa inf	51.78
Tens.carga frecuen.viga sup	76.25	Tens.carga frecuen.viga inf	49.25

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm)....	60.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
Nº capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.122	Deformacion por fluencia(+)	.303
Deform. por temperatura(+-)	.244	Deform. por giro preten.(+)	.264
Deform.por giro p.prop (-).	-.138	Deform.por giro c.perm-	-.254
Deform.por giro sobrec.(-).	-.146	Deform.por giro carro(-)..	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+)).....	.542	Fuerza por maxima def +(Kg)	2710.11
Defor.pesima suma (-).....	-.093	Fuerza por maxima def -(Kg)	-1192.83
Reaccion vertical maxima Kg	142915.64	Reaccion vertical minima Kg	61695.45

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	960001.29	Momento necesario (m.Kg)...	901712.28

$\gamma_g = 1.5$

$\gamma_{g'} = 1.5$

$\gamma_q = 1.6$

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	282386	Idem ala sup.seccion simple	37949
Fuerza a rasante.....	496034	Idem ala sup.seccion comp..	293928
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.70	Idem ala sup.seccion simple	2.03
Tension rasante media.....	9.37	Idem ala sup.seccion comp..	7.52
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.67	Idem ala sup.seccion simple	1.16
Armado medio a rasante.....	8.27	Idem ala sup.seccion comp..	9.02
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	.54	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.12
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	23.64	Cortante seccion simple(T)	24.69
Momento seccion compuesta..	164.44	Cortante seccion compuesta	179.04
Cortante total para VU1....	213.38	Limite corte por hormigon.	213.38
Cortante total para VU2....	194.13	Armado corte en losa(cm2/m	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	19.14	Arm.rasante alma union losa	15.52
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	16.27

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	26.06	Cortante seccion simple(T)	24.36
Momento seccion compuesta..	181.97	Cortante seccion compuesta	178.19
Cortante total para VU1....	202.55	Limite corte por hormigon.	221.43
Cortante total para VU2....	194.13	Armado corte en losa(cm2/m	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	16.79	Arm.rasante alma union losa	13.49
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.90	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	14.14

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	67.96	Cortante seccion simple(T)	17.54
Momento seccion compuesta..	397.24	Cortante seccion compuesta	121.09
Cortante total para VU1....	138.63	Limite corte por hormigon.	216.49
Cortante total para VU2....	138.63	Armado corte en losa(cm2/m	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	10.11	Arm.rasante alma union losa	9.43
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	9.89

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	96.21	Cortante seccion simple(T)	10.72
Momento seccion compuesta..	615.88	Cortante seccion compuesta	104.30
Cortante total para VU1....	115.02	Limite corte por hormigon.	213.25
Cortante total para VU2....	115.02	Armado corte en losa(cm2/m	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.41	Arm.rasante alma union losa	5.37
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m).	5.63
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-15.8
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-29.2
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-13.0

1220

(4) - Instantanea peso propio losa (seccion simple)	1.5
(5) - Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	1.1
(6) - Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	3.6
(7) - Diferida carga permanente (seccion compuesta)	6.6
(8) - Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	7.2

OTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -27.5

Al hormigonar la losa.....:	-26.0
Al echar la carga permanente.....:	-22.3
A tiempo infinito sin sobrecarga.....:	-22.4
A tiempo infinito con sobrecarga.....:	-15.2

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	282386	Idem ala sup.seccion simple	42258
Fuerza a rasante.....	496034	Idem ala sup.seccion comp..	293928
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.30	Idem ala sup.seccion simple	2.14
Tension rasante media.....	8.88	Idem ala sup.seccion comp..	7.12
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.21	Idem ala sup.seccion simple	1.23
Armado medio a rasante.....	7.38	Idem ala sup.seccion comp..	8.55
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	6.62	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.25
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	25.02	Cortante seccion simple(T)	26.23
Momento seccion compuesta..	133.52	Cortante seccion compuesta	144.73
Cortante total para VU1....	180.61	Limite corte por hormigon.	196.17
Cortante total para VU2....	129.29	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	11.20	Arm.rasante alma union losa	13.91
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.32	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	15.47

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	27.59	Cortante seccion simple(T)	25.89
Momento seccion compuesta..	147.66	Cortante seccion compuesta	143.89
Cortante total para VU1....	169.78	Limite corte por hormigon.	221.07
Cortante total para VU2....	129.29	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	9.63	Arm.rasante alma union losa	12.19
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.03	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	13.56

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	72.56	Cortante seccion simple(T)	19.07
Momento seccion compuesta..	357.64	Cortante seccion compuesta	94.74
Cortante total para VU1....	113.81	Limite corte por hormigon.	215.78
Cortante total para VU2....	113.81	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.45	Arm.rasante alma union losa	8.75
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.74

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	103.88	Cortante seccion simple(T)	12.25
Momento seccion compuesta..	345.21	Cortante seccion compuesta	50.17
Cortante total para VU1....	62.42	Limite corte por hormigon.	212.23
Cortante total para VU2....	62.42	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	2.07	Arm.rasante alma union losa	5.32
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.92
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

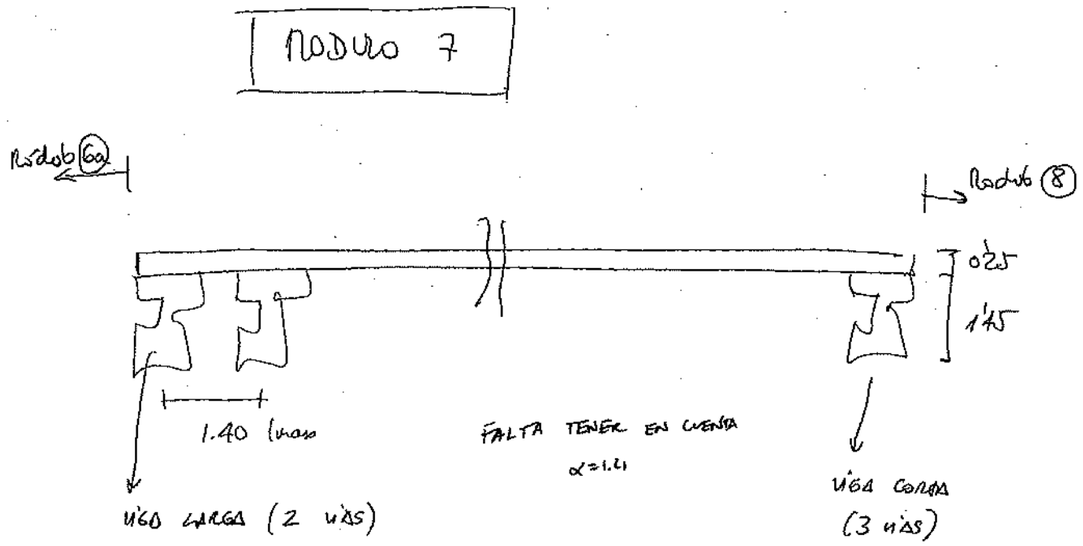
(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-17.2
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-31.8
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-14.1

(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple) 1.9
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta) 1.4
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta) 4.5
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta) 8.2
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta) 4.0

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -29.9
Al hormigonar la losa.....: -28.0
Al echar la carga permanente.....: -23.5
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -22.4
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -18.4

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa



CARGAS:

1º) Peso propio

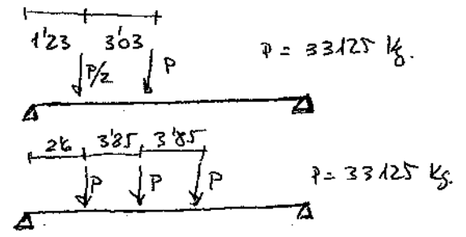
2º) CARGAS PUENTES : 3595 K/m²

3º) SOBRECARGA UNIFORME : 500 K/m²

4º) CARGA DEBIDA A VIAS:

* VIGA LARGA (2 VIAS) ↓ 1 VIA + 1 CARRIL

* VIGA CORTA (3 VIAS)

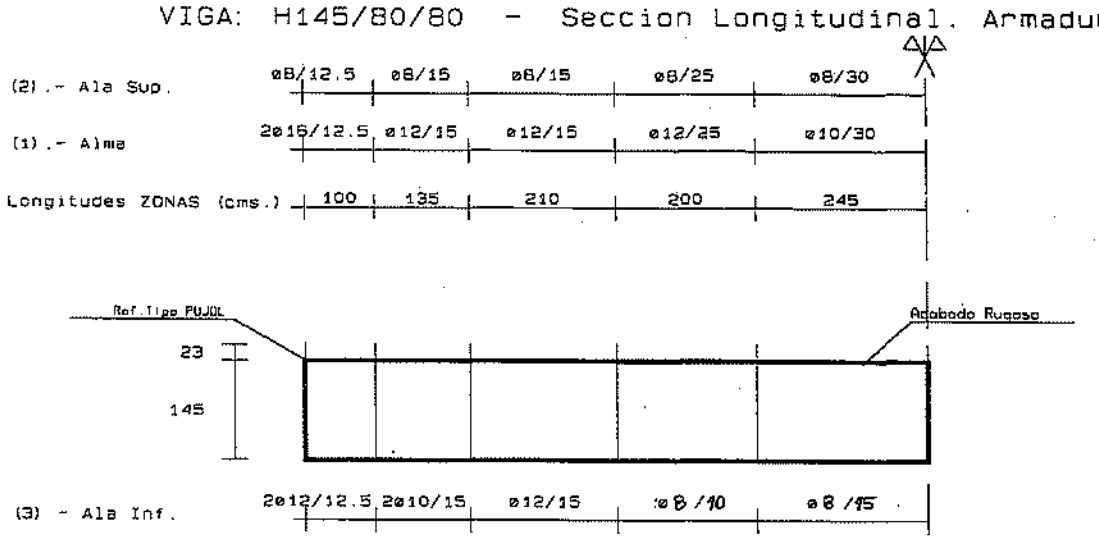


UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref. E-1842

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 4.10.06
N.º REGISTRO 827

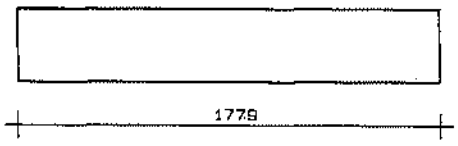
1222

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)

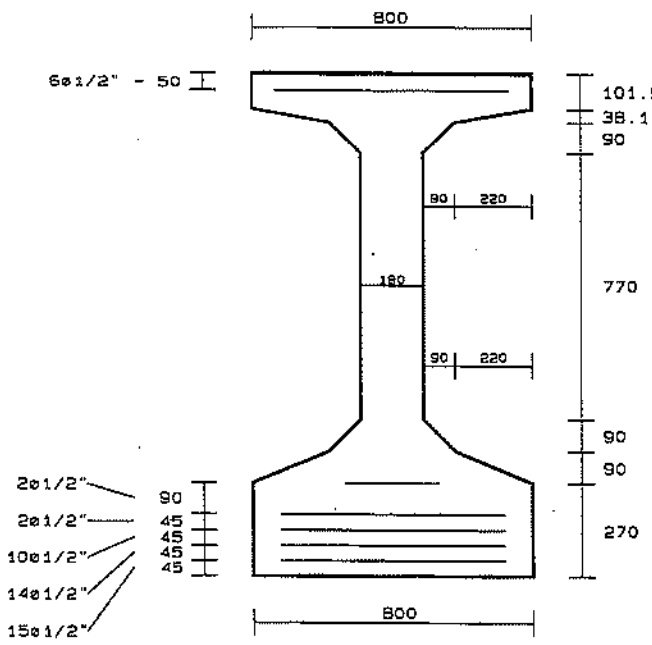


Cliente:	
Obra: MODULO 7	
VIGA LARGA (2 VIAS)	
Fecha: 3-10-06	Ref.: 1

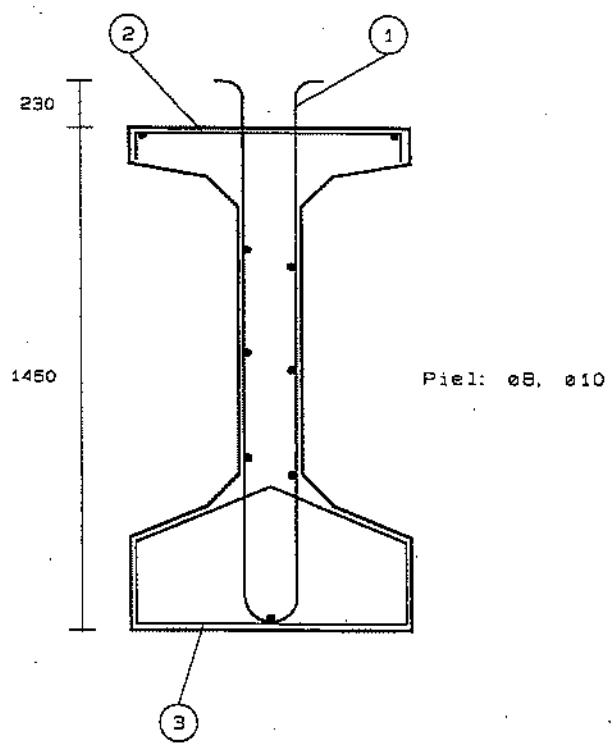
PUJOL

PLANO 1/2

Pretensado (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Armadura Pasiva (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Cliente:	
Obra: MODULO 7	
VIGA LARGA (2 VIAS)	
Fecha: 3-10-06	Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 7
VIGA LARGA (2 VIAS)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

Canto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
Inercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
Area (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
Espesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
Espesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
Area volada ala sup. (cm2).	432.62		
Area pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	17.19	Longitud total viga (m.)...	17.79
Ancho de losa (m.).....	1.40	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	2272.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2272.56
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	5033.00	Idem calculos a corte .Kg/m	5033.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	700.00	Idem calculos a corte .Kg/m	700.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	16562.50	Distancia a origen en m...	1.23
Carga puntual fija en Kg...	33125.00	Distancia a origen en m...	4.26

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	51621.61	Momento p.propio losa.....	32319.97
Momento carga permanente...	185903.98	Momento sobrecarga.....	140744.19
Corte total mayorado (Vrd).	168282.79		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	75.31	Inercia seccion bruta.....	32061432
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	79.56	Inercia sec.homg.carg.perm.	35581137
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	76.79	Inercia sec.homh.sobrecarg.	33270756

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2198.83
Tension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura.....	10670.63

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-17.43	Tension pret. final inf....	176.43
Tension p.propio viga sup..	28.02	Tension p.propio viga inf..	-18.92
Tension p.propio losa sup..	17.54	Tension p.propio losa inf..	-11.85
Tension carga perm. sup....	28.51	Tension carga perm. inf....	-47.25
Tension sobrecarga sup.....	21.91	Tension sobrecarga inff....	-39.43
Tension final suma losa sup	74.05	Tension final suma losa inf	50.42
Tension final suma viga sup	78.54	Tension final suma viga inf	58.97
Tens.carga frecuen.losa sup	57.81	Tens.carga frecuen.losa inf	39.46
Tens.carga frecuen.viga sup	68.46	Tens.carga frecuen.viga inf	69.87

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	55.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
No capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Módulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.129	Deformacion por fluencia(+)	.322
Deform. por temperatura(+-)	.258	Deform. por giro preten.(+)	.281
Deform.por giro p.prop (-).	-.162	Deform.por giro c.perm-	-.298
Deform.por giro sobrec.(-).	-.064	Deform.por giro carro(-)...	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+).....	.529	Fuerza por maxima def +(Kg)	2425.56
Defor.pesima suma (-).....	-.051	Fuerza por maxima def -(Kg)	-528.73
Reaccion vertical maxima Kg	112909.27	Reaccion vertical minima Kg	64982.96

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	960001.29	Momento necesario (m.Kg)...	629959.04

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	282386	Idem ala sup.seccion simple	42258
Fuerza a rasante.....	496034	Idem ala sup.seccion comp..	293928
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.30	Idem ala sup.seccion simple	2.14
Tension rasante media.....	8.88	Idem ala sup.seccion comp..	7.12
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.21	Idem ala sup.seccion simple	1.23
Armado medio a rasante.....	7.38	Idem ala sup.seccion comp..	8.55
Refuerzo pasivo inf.extremo	2.31	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.16
(Valor por armadura de corte teorica)			
Refuerzo pasivo inf.extremo	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00
(Valor por armadura de difusion)			

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	25.02	Cortante seccion simple(T).	26.23
Momento seccion compuesta..	121.32	Cortante seccion compuesta.	131.20
Cortante total para VU1....	167.08	Limite corte por hormigon..	196.17
Cortante total para VU2....	121.31	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	10.51	Arm.rasante alma union losa	13.91
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.32	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	15.47

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	27.59	Cortante seccion simple(T).	25.89
Momento seccion compuesta..	134.12	Cortante seccion compuesta.	130.35
Cortante total para VU1....	156.24	Limite corte por hormigon..	221.07
Cortante total para VU2....	121.31	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	8.76	Arm.rasante alma union losa	12.19
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.03	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	13.56

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	72.56	Cortante seccion simple(T).	19.07
Momento seccion compuesta..	326.87	Cortante seccion compuesta.	86.77
Cortante total para VU1....	105.84	Limite corte por hormigon..	215.78
Cortante total para VU2....	105.84	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	6.63	Arm.rasante alma union losa	8.75
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.74

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	103.88	Cortante seccion simple(T).	12.25
Momento seccion compuesta..	329.43	Cortante seccion compuesta.	47.01
Cortante total para VU1....	59.27	Limite corte por hormigon..	212.23
Cortante total para VU2....	59.27	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	1.75	Arm.rasante alma union losa	5.32
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.92
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-17.2
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-31.8
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-14.1
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	1.9
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	1.4
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	4.5
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	8.2
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	3.4

JOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga
al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de
(2) al llegar a obra la contraflecha sera: -29.9
Al hormigonar la losa.....: -28.0
Al echar la carga permanente.....: -23.5
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -22.4
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -19.0

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos
pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

1225

PLANO 1/2

Cliente:
Obra: MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)
Fecha: 3-10-06
Ref.: 1

PUJOL

Planta Viga (S/E)

1688

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)

(2) - Ala Sup. ø6/12.5 ø8/15 ø8/15 ø8/25 ø8/25
(1) - Alma 2ø16/12.5 ø12/15 ø12/15 ø12/25 ø10/25
Longitudes ZONAS (cms.) 100 135 210 200 199
(3) - Ala Inf. 2ø12/12.5 2ø10/15 ø12/15 2ø10/25 ø10/25

Acabado Rugoso

Ref.Tipo PUJOL

23
145

NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Dibujado por: SARRADELL Revisado por:

PLANO: 1/8

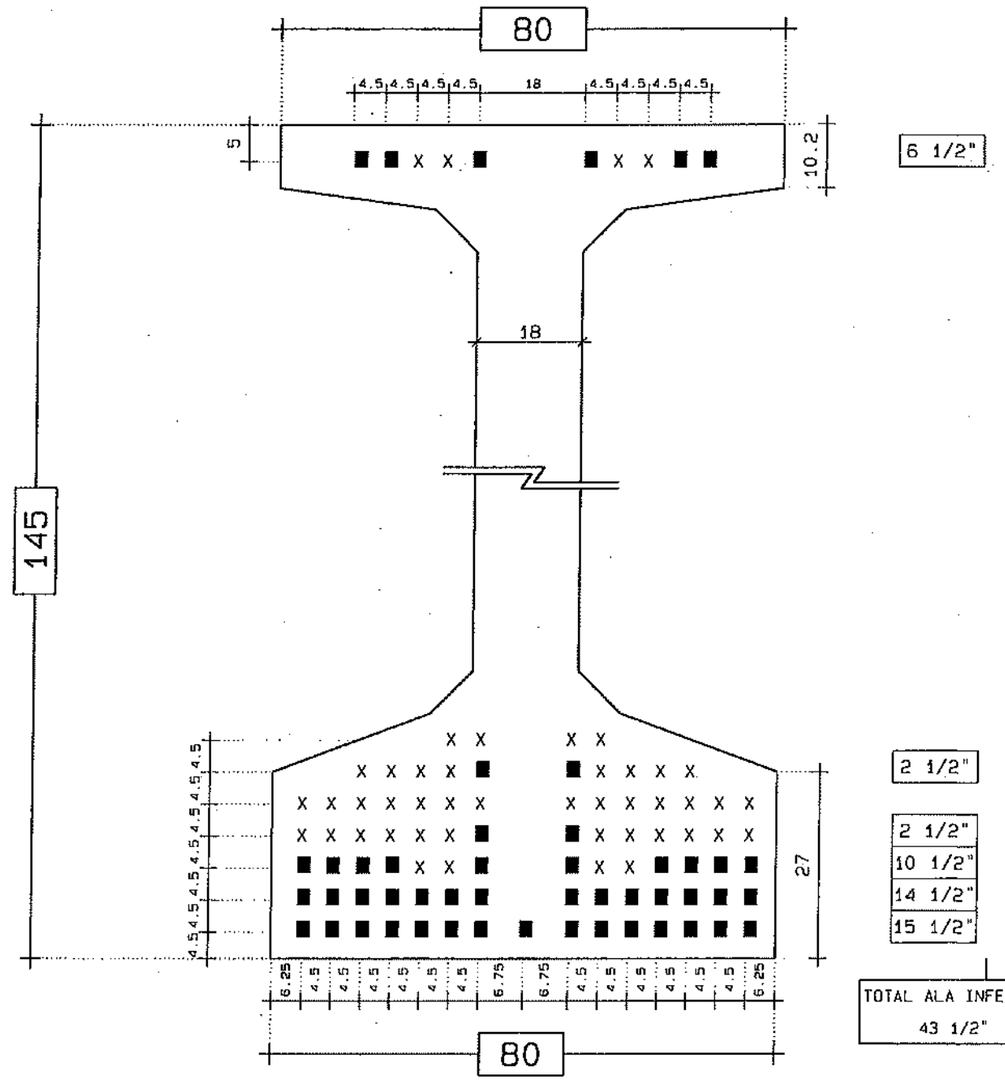
VIGA H145/80/80 de 1688 cm.

Cliente:

Ref.: Cant.: TOTAL: 1 Cant.: FABR.: ____ Fecha: 03-10-06

Empresa: 00 Obra: 00000 Agrupacion: 00 Codigo: 000000

Acero .....:	AEH-500
Fck. .....:	425 Kgs/cm2
Fck (d) .....:	355 Kgs/cm2
Hormigon ....:	9.436 m3.
Peso CABLES :	701 Kgs.
Peso FERRALLA:	1252 Kgs.
Peso HORMIGON:	21704 Kgs.
Peso TOTAL :	23690 Kgs.



TENSION CABLES	1/2" (■) = Fuerza: 137.98 KN.	Presion: 373 bars.	Alargam: 98 cm.	Cantidad: 49

1226

Acero ..: AEH-500
Fck. ...: 425 Kgs/cm2
Fck (d) .: 355 Kgs/cm2
Hormigon: 9.436 m3.

Peso CABLES : 701 Kgs.
Peso FERRALLA: 1252 Kgs.
Peso HORMIGON: 21704 Kgs.
Peso TOTAL : 23690 Kgs.

Empresa: 00 Obra: 00000 Agrupacion: 00
Codigo: 000000 Fecha: 03-10-06

VIGA H145/80/80 de 1688 cm.

Cliente:

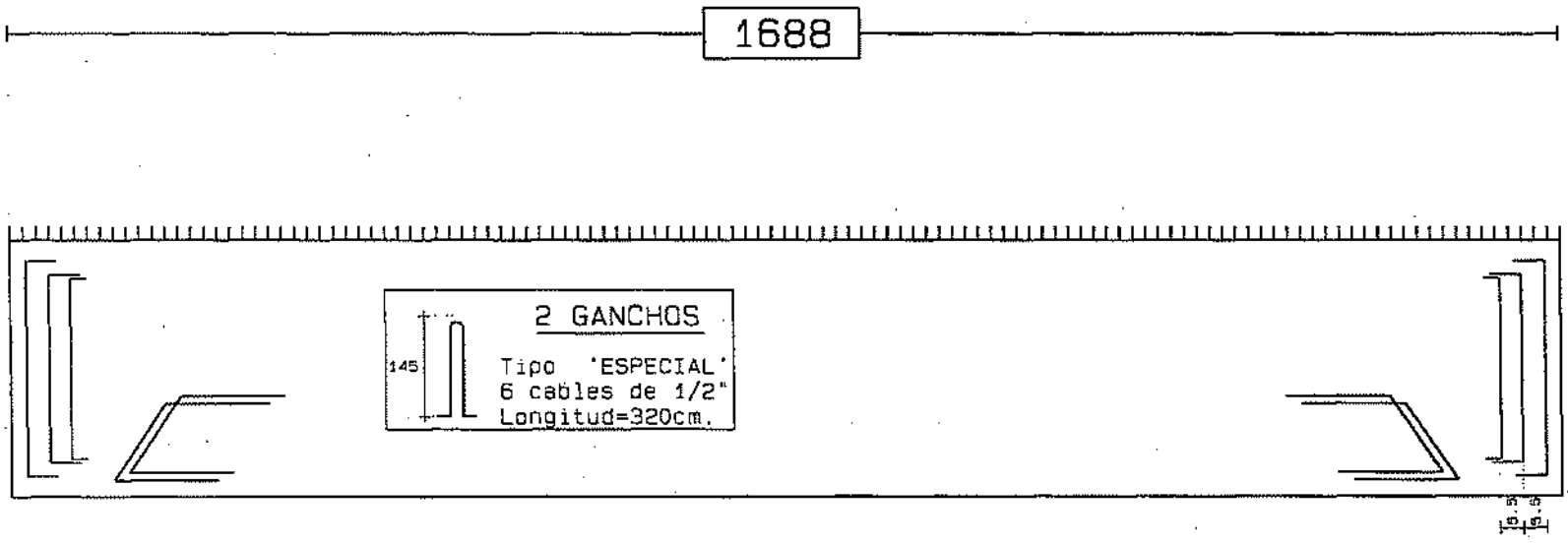
Ref.:

Cant. TOTAL: 1

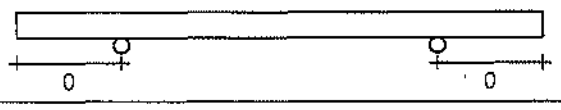
Cant. FABR.: ____

Dibujado por: SARRADELL

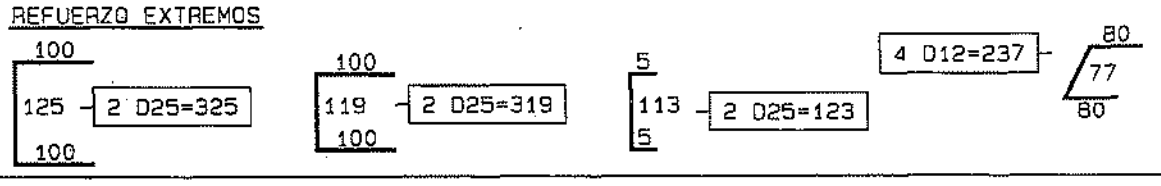
Revisado por:



Voladizo maximo de transporte

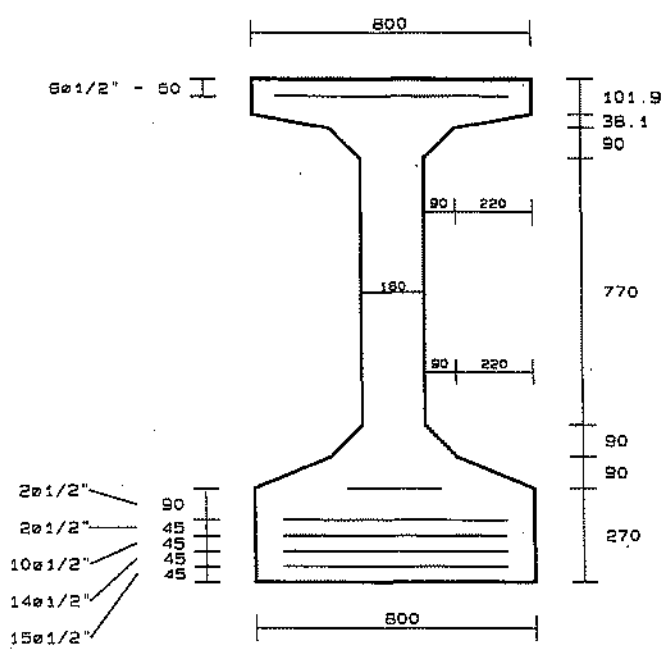


REFUERZO EXTREMOS

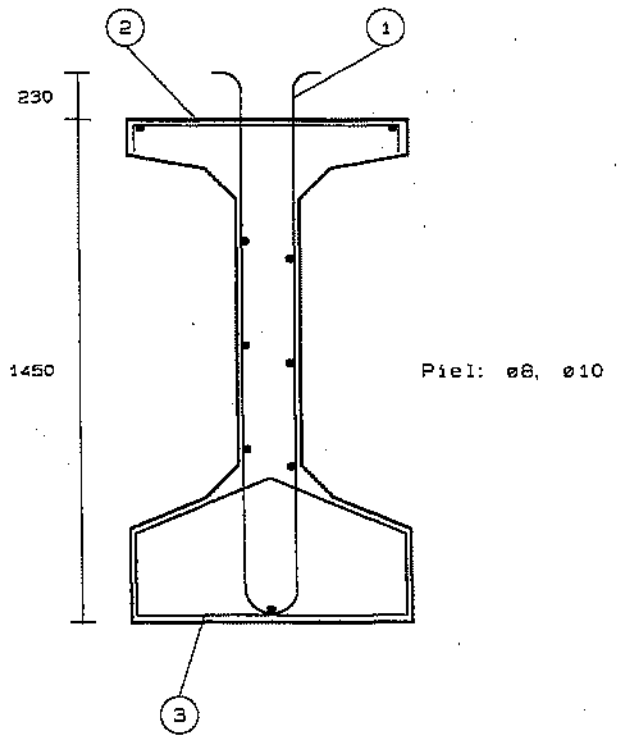


PLANO: 2/8

Pretensado (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Armadura Pasiva (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Cliente:
Obra: MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)
Fecha: 3-10-06 Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

P U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 7
VIGA CORTA (3 VIAS)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

Canto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
Inercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
Area (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
Espesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
Espesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
Area volada ala sup. (cm2).	432.62		
Area pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Lim. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	16.28	Longitud total viga (m.)...	16.88
Ancho de losa (m.).....	1.40	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Culata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	2272.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2272.56
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	5033.00	Idem calculos a corte .Kg/m	5033.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	700.00	Idem calculos a corte .Kg/m	700.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	33125.00	Distancia a origen en m...	2.60
Carga puntual fija en Kg...	33125.00	Distancia a origen en m...	6.45
Carga puntual fija en Kg...	33125.00	Distancia a origen en m...	10.30

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	46300.81	Momento p.propio losa.....	28988.65
Momento carga permanente...	166742.28	Momento sobrecarga.....	281682.26
Corte total mayorado (Vrd).	194323.22		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	75.31	Inercia seccion bruta.....	32061432
C.d G. Sec.homg.carg.perm..	79.56	Inercia sec.homg.carg.perm.	35581137
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	76.79	Inercia sec.homh.sobrecarg.	33270756

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2273.79
Tension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura.....	10595.68

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-17.31	Tension pret. final inf....	175.19
Tension p.propio viga sup..	25.13	Tension p.propio viga inf..	-16.97
Tension p.propio losa sup..	15.73	Tension p.propio losa inf..	-10.63
Tension carga perm. sup....	25.57	Tension carga perm. inf....	-42.38
Tension sobrecarga sup.....	43.85	Tension sobrecarga inff....	-78.91
Tension final suma losa sup	102.30	Tension final suma losa inf	69.42
Tension final suma viga sup	92.97	Tension final suma viga inf	26.29
Tens.carga frecuen.losa sup	69.79	Tens.carga frecuen.losa inf	47.49
Tens.carga frecuen.viga sup	71.91	Tens.carga frecuen.viga inf	56.99

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	55.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
No capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.122	Deformacion por fluencia(+)	.303
Deform. por temperatura(+-)	.244	Deform. por giro preten.(+)	.264
Deform.por giro p.prop (-).	-.138	Deform.por giro c.perm-	-.253
Deform.por giro sobrec.(-).	-.122	Deform.por giro carro(-)...	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+).....	.542	Fuerza por maxima def +(Kg)	2484.75
Defor.pesima suma (-).....	-.068	Fuerza por maxima def -(Kg)	-873.33
Reaccion vertical maxima Kg	129781.81	Reaccion vertical minima Kg	61658.93

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	960001.29	Momento necesario (m.Kg)...	813739.23

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	282386	Idem ala sup.seccion simple	37902
Fuerza a rasante.....	496034	Idem ala sup.seccion comp..	293928
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.71	Idem ala sup.seccion simple	2.02
Tension rasante media.....	9.38	Idem ala sup.seccion comp..	7.52
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.67	Idem ala sup.seccion simple	1.16
Armado medio a rasante.....	8.28	Idem ala sup.seccion comp..	9.03
Refuerzo pasivo inf.extremo	2.54	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.16
(Valor por armadura de corte teorica)			
Refuerzo pasivo inf.extremo	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00
(Valor por armadura de difusion)			

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	23.63	Cortante seccion simple(T).	24.68
Momento seccion compuesta..	146.19	Cortante seccion compuesta.	158.79
Cortante total para VU1....	193.12	Limite corte por hormigon..	196.17
Cortante total para VU2....	173.86	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	15.07	Arm.rasante alma union losa	15.54
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.19	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	16.28

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	26.04	Cortante seccion simple(T).	24.34
Momento seccion compuesta..	161.71	Cortante seccion compuesta.	157.94
Cortante total para VU1....	182.28	Limite corte por hormigon..	221.44
Cortante total para VU2....	173.86	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	14.57	Arm.rasante alma union losa	13.51
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.90	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	14.15

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	67.90	Cortante seccion simple(T).	17.52
Momento seccion compuesta..	357.57	Cortante seccion compuesta.	107.87
Cortante total para VU1....	125.39	Limite corte por hormigon..	216.50
Cortante total para VU2....	125.39	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	8.73	Arm.rasante alma union losa	9.44
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.89

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	96.13	Cortante seccion simple(T).	10.70
Momento seccion compuesta..	549.75	Cortante seccion compuesta.	91.08
Cortante total para VU1....	101.78	Limite corte por hormigon..	213.26
Cortante total para VU2....	101.78	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	6.08	Arm.rasante alma union losa	5.37
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.63
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-15.8
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-29.2
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-13.0
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	1.5
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)	1.1
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	3.6
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	6.6
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	6.0

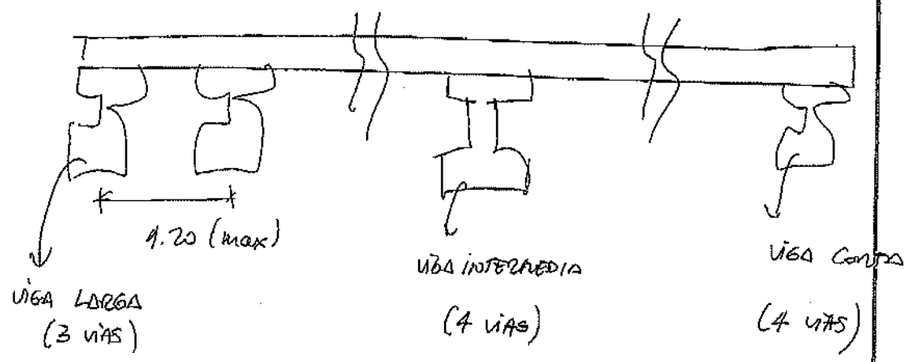
NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -27.4
Al hormigonar la losa.....: -25.9
Al echar la carga permanente.....: -22.3
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -22.4
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -16.4

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

Viga Pujol 145+25 – Módulo 8

MODULO 8



TÉ EN COMPTE $\alpha = 1{,}21$

CARGAS :

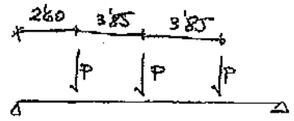
1º) PESO PROPIO

2º) CARGAS PERMANENTES : 3595 K/m²

3º) SOBRECARGA UNIFORME : 300 K/m²

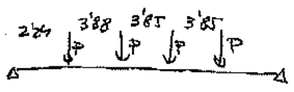
4º) CARGA DEBIDA A VIAS :

- VIGA LARGA (3 VIAS) :



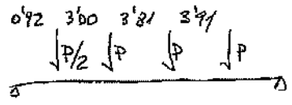
$P = 40081'25$ Kg. $L_c = 16{,}22$

- VIGA INTERMEDIA (4 VIAS) :



$P = 40081'25$ Kg. $L_c = 15{,}92$

- VIGA CONTRA (3 VIAS + 1 CARRIL) :



$P = 40081'25$ Kg.

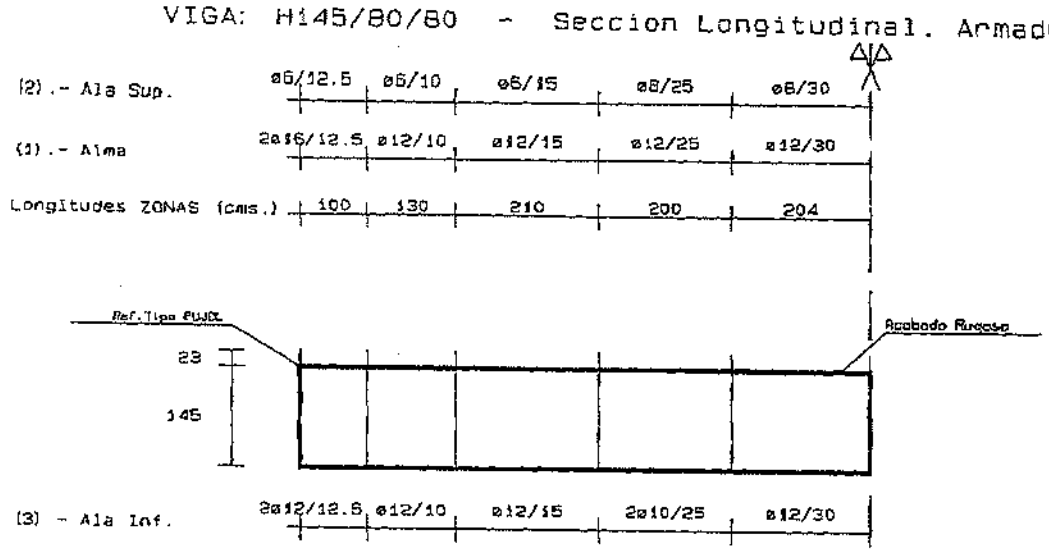
$P = 25000 \times 1'325 \times 1'21 = 40081'25$ Kg.

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 06/10/06
N.º REGISTRO 8412

MODULO 8

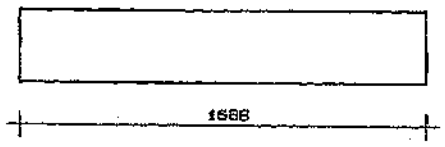
CALCULO VIGA LARGA (3 VIAS)

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)

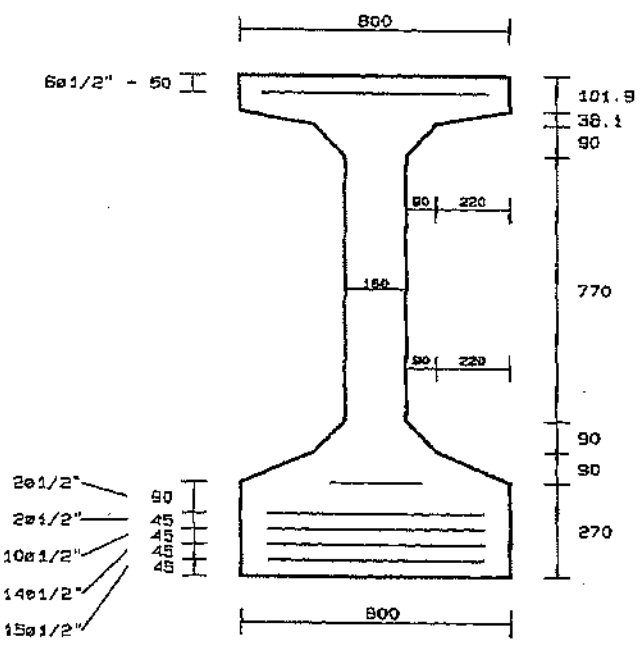


Cliente:
Obra: MODULO 8
VIGA LARGA (3 VIAS)
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

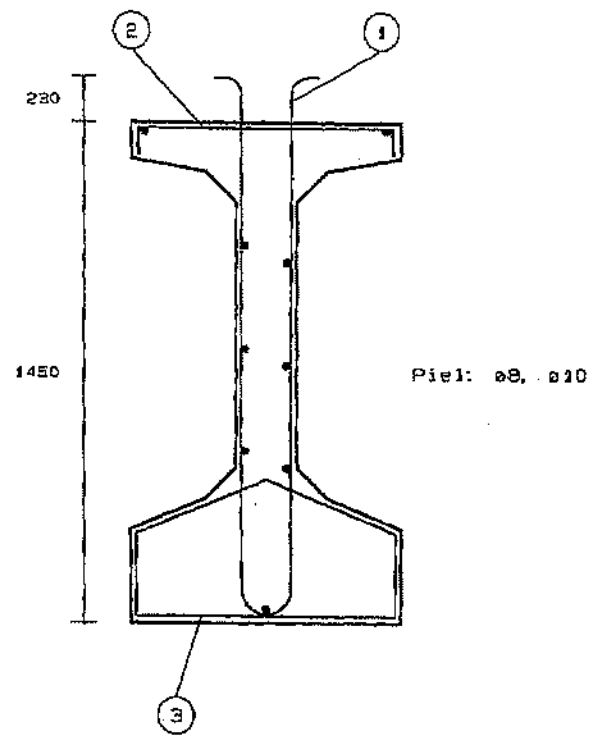
PUJOL

PLANO 1/2

Pretensado (cotas en mm.) (Esc: 1/20)



Armadura Pasiva (cotas en mm.) (Esc: 1/20)



Cliente:
Obra: MODULO 8
VIGA LARGA (3 VIAS)
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

P U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 8
VIGA LARGA (3 VIAS)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

Canto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
Inercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
Area (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
Espesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
Espesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
Area volada ala sup. (cm2).	432.62		
Area pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
Area pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
Coef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

Resist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
Resist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
Tens. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
Coeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
Coef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
Coef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

Las secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de acero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

Luz de calculo (m.).....	16.28	Longitud total viga (m.)...	16.88
Ancho de losa (m.).....	1.20	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
Ancho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
Separata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
Carga s.simple flexion Kg/m	2147.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2147.56
Carga perm.sec.comp.fl.Kg/m	4314.00	Idem calculos a corte .Kg/m	4314.00
Sobrecarga sec.comp.fl.Kg/m	600.00	Idem calculos a corte .Kg/m	600.00
Carga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
Dist. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	2.60
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	6.45
Carga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	10.30

Armaduras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

Momento p.propio viga	46300.81	Momento p.propio losa.....	24847.43
Momento carga permanente...	142921.96	Momento sobrecarga.....	333005.20
Corte total mayorado (Vrd).	202876.74		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	78.56	Inercia seccion bruta.....	30301027
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	82.81	Inercia sec.homg.carg.perm.	33583786
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	80.04	Inercia sec.homh.sobrecarg.	31429591

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2339.06
Tension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura....	10530.41

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-17.20	Tension pret. final inf....	174.11
Tension p.propio viga sup..	25.13	Tension p.propio viga inf..	-16.97
Tension p.propio losa sup..	13.49	Tension p.propio losa inf..	-9.11
Tension carga perm. sup....	24.60	Tension carga perm. inf....	-37.11
Tension sobrecarga sup.....	58.32	Tension sobrecarga inff....	-95.32
Tension final suma losa sup	120.04	Tension final suma losa inf	82.92
Tension final suma viga sup	104.33	Tension final suma viga inf	15.60
Tens.carga frecuen.losa sup	77.64	Tens.carga frecuen.losa inf	53.76
Tens.carga frecuen.viga sup	76.03	Tens.carga frecuen.viga inf	54.56

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

El neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, aplastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

Longitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	55.00
Espesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
5 capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
Modulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
Deform. por retraccion(+)..	.122	Deformacion por fluencia(+)	.301
Deform. por temperatura(+-)	.244	Deform. por giro preten.(+)	.262
Deform.por giro p.prop (-).	-.129	Deform.por giro c.perm-	-.222
Deform.por giro sobrec.(-).	-.148	Deform.por giro carro(-)...	0.000
Deform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
Defor.pesima suma (+).....	.579	Fuerza por maxima def +(Kg)	2654.95
Defor.pesima suma (-).....	-.057	Fuerza por maxima def -(Kg)	-935.97
Reaccion vertical maxima Kg	134879.58	Reaccion vertical minima Kg	54535.57

NOTA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

Momento rotura seccion Kg.m	924491.30	Momento necesario (m.Kg)...	853913.61

1233

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	276895	Idem ala sup.seccion simple	35817
Fuerza a rasante.....	425172	Idem ala sup.seccion comp..	281125
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.56	Idem ala sup.seccion simple	1.91
Tension rasante media.....	8.04	Idem ala sup.seccion comp..	7.20
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.50	Idem ala sup.seccion simple	1.10
Armado medio a rasante.....	5.86	Idem ala sup.seccion comp..	8.63
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	2.27	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.12
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	22.33	Cortante seccion simple(T)	23.32
Momento seccion compuesta..	155.84	Cortante seccion compuesta.	169.98
Cortante total para VU1....	201.81	Limite corte por hormigon..	201.81
Cortante total para VU2....	184.82	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	16.67	Arm.rasante alma union losa	11.00
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.06	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	15.96

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	24.61	Cortante seccion simple(T).	23.00
Momento seccion compuesta..	172.49	Cortante seccion compuesta.	169.25
Cortante total para VU1....	192.25	Limite corte por hormigon..	219.89
Cortante total para VU2....	184.82	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	15.39	Arm.rasante alma union losa	9.56
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.79	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	13.87

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	64.17	Cortante seccion simple(T).	16.56
Momento seccion compuesta..	373.17	Cortante seccion compuesta.	114.68
Cortante total para VU1....	131.24	Limite corte por hormigon..	215.72
Cortante total para VU2....	131.24	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	9.14	Arm.rasante alma union losa	6.68
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.70

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	90.84	Cortante seccion simple(T).	10.12
Momento seccion compuesta..	582.36	Cortante seccion compuesta.	200.29
Cortante total para VU1....	110.41	Limite corte por hormigon..	212.98
Cortante total para VU2....	110.41	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	6.80	Arm.rasante alma union losa	3.80
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.52
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-15.8	
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-29.2	
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-13.7	
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)		1.3
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)		1.0
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)		3.3
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)		6.0
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)		7.5

NOTA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))

Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -27.4

Al hormigonar la losa,.....:	-26.1
Al echar la carga permanente.....:	-22.9
A tiempo infinito sin sobrecarga.....:	-24.1
A tiempo infinito con sobrecarga.....:	-16.6

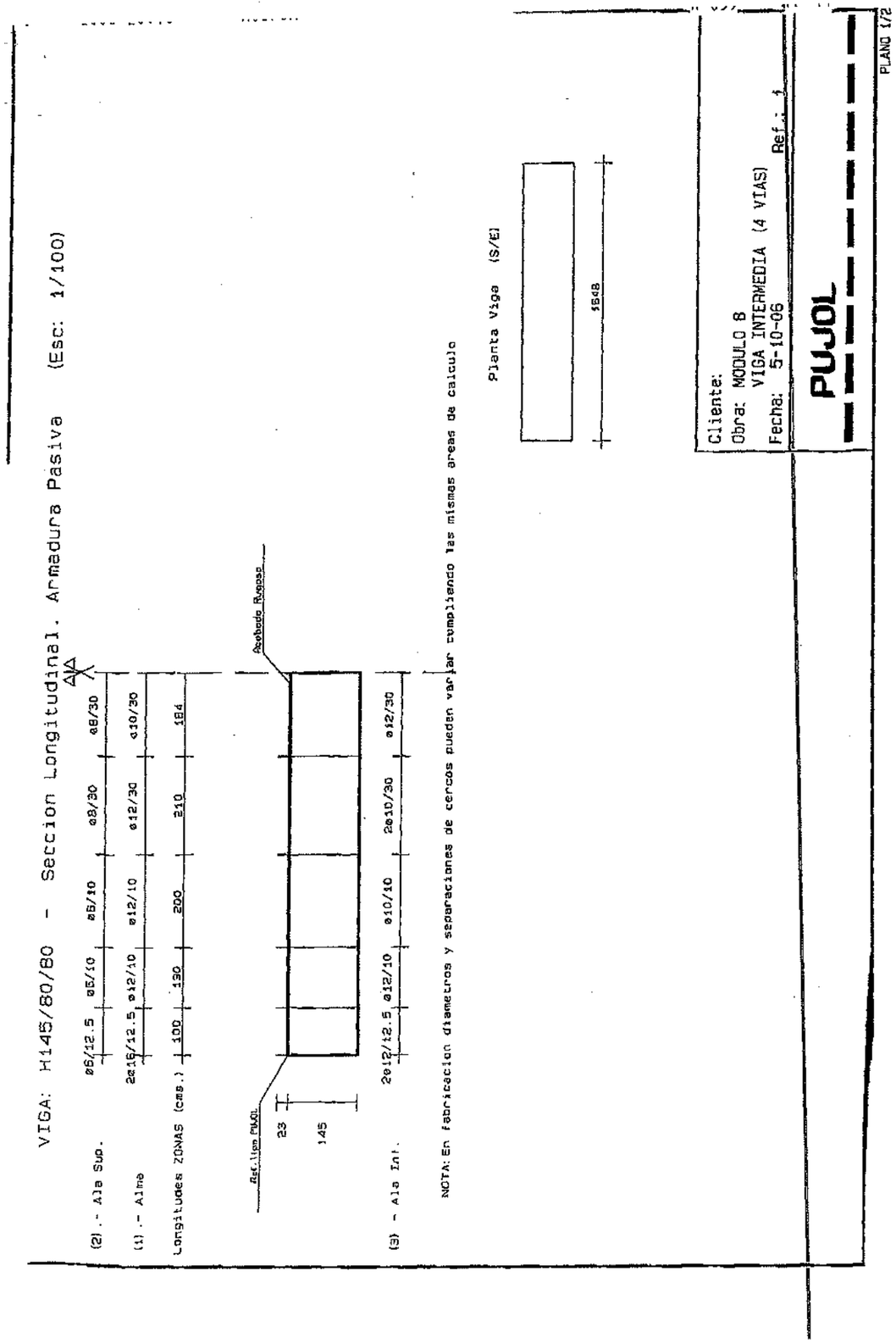
Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

1234

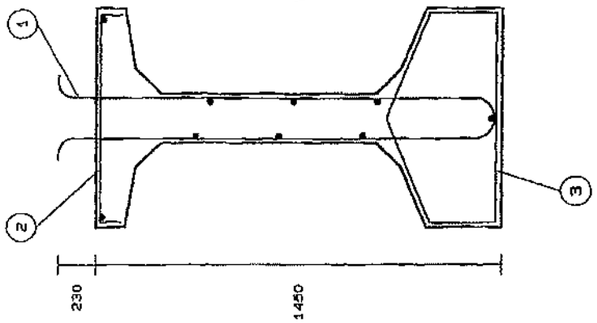
MODULO 8

CALCULO VIGA INTERMEDIA (4 VIAS)

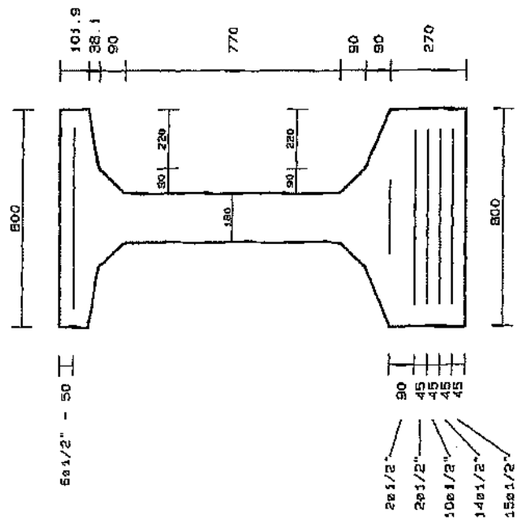
VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)



Armadura Pasiva (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Pretensado (cotas en mm.)
(Esc: 1/20)



Cliente:
Obra: MODULO 8
VIGA INTERMEDIA (4 VIAS)
Fecha: 5-10-06
Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

UJOL

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 8
VIGA INTERMEDIA (4 VIAS)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

anto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
nercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
rea (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
spesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
spesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
rea volada ala sup. (cm2).	432.62		
rea pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
oef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

sist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
sist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
m. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
eficiente retraccion....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
ef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
ef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

s secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de ero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

de calculo (m.).....	15.88	Longitud total viga (m.)...	16.48
ho de losa (m.).....	1.20	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
ho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
ata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
ga s.simple flexion Kg/m	2147.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2147.56
ga perm.sec.comp.fl.Kg/m	4314.00	Idem calculos a corte .Kg/m	4314.00
recarga sec.comp.fl.Kg/m	600.00	Idem calculos a corte .Kg/m	600.00
ga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
ga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	2.24
ga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	6.12
ga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	9.97
ga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	13.82

duras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

omento p.propio viga	44053.53	Momento p.propio losa.....	23641.42
omento carga permanente...	135985.05	Momento sobrecarga.....	346974.31
rte total mayorado (Vrd).	214414.56		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

C.d Grav-borde sup. S.bruta	78.56	Inercia seccion bruta.....	30301027
C.d G. Sec.homg.carg.perm.	82.81	Inercia sec.homg.carg.perm.	33583786
C.d G. Sec.homg.sobrecarg.	80.04	Inercia sec.homh.sobrecarg.	31429591

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

Penetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
Acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2367.53
Tension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura.....	10501.94

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

Tension pret. final sup....	-17.16	Tension pret. final inf....	173.64
Tension p.propio viga sup..	23.91	Tension p.propio viga inf..	-16.15
Tension p.propio losa sup..	12.83	Tension p.propio losa inf..	-8.67
Tension carga perm. sup....	23.41	Tension carga perm. inf....	-35.31
Tension sobrecarga sup.....	60.76	Tension sobrecarga inff....	-99.31
Tension final suma losa sup	121.89	Tension final suma losa inf	84.17
ension final suma viga sup	103.75	Tension final suma viga inf	14.20
ens.carga frecuen.losa sup	77.71	Tens.carga frecuen.losa inf	53.79
ens.carga frecuen.viga sup	74.23	Tens.carga frecuen.viga inf	55.18

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

l neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion, plastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

ongitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	60.00
spesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
odulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
form. por retraccion(+)..	.119	Deformacion por fluencia(+)	.293
form. por temperatura(+-)	.238	Deform. por giro preten.(+)	.255
form.por giro p.prop (-).	-.120	Deform.por giro c.perm-	-.206
form.por giro sobrec.(-).	-.150	Deform.por giro carro(-)...	0.000
form.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
for.pesima suma (+).....	.580	Fuerza por maxima def +(Kg)	2900.67
for.pesima suma (-).....	-.046	Fuerza por maxima def -(Kg)	-980.82
accion vertical maxima Kg	142400.12	Reaccion vertical minima Kg	53243.25

TA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

ento rotura seccion Kg.m	924491.30	Momento necesario (m.Kg)...	860678.89

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	276895	Idem ala sup.seccion simple	34079
Fuerza a rasante.....	425172	Idem ala sup.seccion comp..	281125
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.75	Idem ala sup.seccion simple	1.87
Tension rasante media.....	8.24	Idem ala sup.seccion comp..	7.38
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.72	Idem ala sup.seccion simple	1.07
Armado medio a rasante.....	6.23	Idem ala sup.seccion comp..	8.85
Refuerzo pasivo inf.extremo	.52	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.12
(Valor por armadura de corte teorica)			
Refuerzo pasivo inf.extremo	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00
(Valor por armadura de difusion)			

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	21.75	Cortante seccion simple(T).	22.67
Momento seccion compuesta..	166.82	Cortante seccion compuesta.	182.16
Cortante total para VU1....	213.35	Limite corte por hormigon..	213.35
Cortante total para VU2....	196.36	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	19.37	Arm.rasante alma union losa	11.67
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	2.01	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	16.34

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	23.97	Cortante seccion simple(T).	22.36
Momento seccion compuesta..	184.67	Cortante seccion compuesta.	181.44
Cortante total para VU1....	203.79	Limite corte por hormigon..	220.04
Cortante total para VU2....	196.36	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	16.66	Arm.rasante alma union losa	10.10
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.74	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	14.14

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	62.24	Cortante seccion simple(T).	15.91
Momento seccion compuesta..	469.29	Cortante seccion compuesta.	102.69
Cortante total para VU1....	118.60	Limite corte por hormigon..	215.99
Cortante total para VU2....	118.60	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	7.86	Arm.rasante alma union losa	6.96
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.75

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 5.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	87.62	Cortante seccion simple(T).	9.47
Momento seccion compuesta..	654.53	Cortante seccion compuesta.	88.31
Cortante total para VU1....	97.78	Limite corte por hormigon..	213.38
Cortante total para VU2....	97.78	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	5.56	Arm.rasante alma union losa	3.83
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	5.36
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-15.2
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-28.0
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-13.2

(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple) 1.2
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta) .9
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta) 3.0
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta) 5.4
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta) 7.5

TA: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))
Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

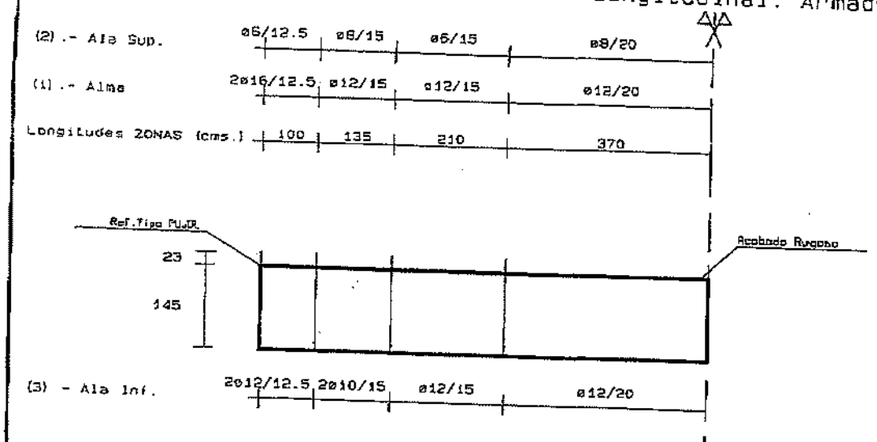
La deformacion final del puente depende de la edad de la viga
al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de
(2) al llegar a obra la contraflecha sera: -26.4
Al hormigonar la losa.....: -25.2
Al echar la carga permanente.....: -22.2
A tiempo infinito sin sobrecarga.....: -23.8
A tiempo infinito con sobrecarga.....: -16.4

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos
ues dependen de factores variables no conocidos por el programa

MODULO 8

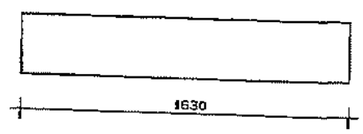
CALCULO VIGA CORTA (3 VIAS + 1 CARRIL)

VIGA: H145/80/80 - Seccion Longitudinal. Armadura Pasiva (Esc: 1/100)



NOTA: En fabricacion diametros y separaciones de cercos pueden variar cumpliendo las mismas areas de calculo

Planta Viga (S/E)

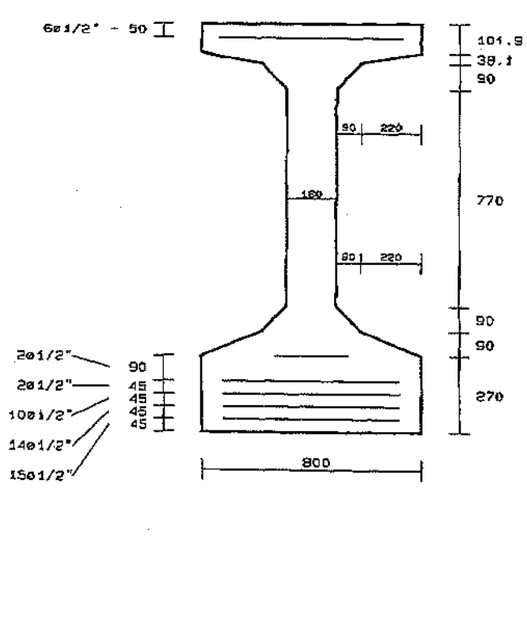


Cliente:
Obra: MODULO 8
VIGA CORTA (3 VIAS Y 1 CARRIL)
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

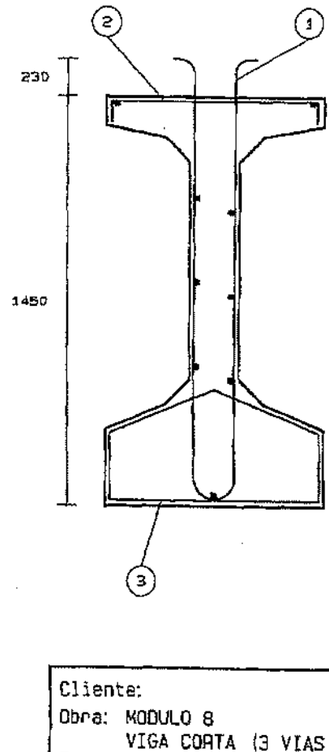
PUJOL

PLANO 1/2

Pretensado (cotas en mm.) (Esc: 1/20)



Armadura Pasiva (cotas en mm.) (Esc: 1/20)



Cliente:
Obra: MODULO 8
VIGA CORTA (3 VIAS Y 1 CARRIL)
Fecha: 5-10-06 Ref.: 1

PUJOL

PLANO 2/2

U J O L

Prefabricados Pesados S.A.

Ref.:1

CLIENTE :
OBRA : MODULO 8
VIGA CORTA (3 VIAS Y 1 CARRIL)

PROGRAMA CALCULO VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

DEFINICION DEL PERFIL: H145/80/80

TRAPECIOS (En Cm)

INFERIOR	SUPERIOR	ALTURA
80.0	80.0	27.0
80.0	36.0	9.0
36.0	18.0	9.0
18.0	18.0	77.0
18.0	36.0	9.0
36.0	80.0	3.8
80.0	80.0	10.2

anto (Cm).....	145.00	C.d.g. (a fibra sup.) (Cm).	83.27
nercia flexion (Cm4).....	14265548	Inercia torsion (Cm4).....	1006927
rea (Cm2).....	5590.23	Coef. Corte ala superior...	.39
spesor ala sup. medio(cm).	13.96	Idem Inferior.....	34.11
spesor ala sup. maximo(cm)	23.00	Idem Inferior.....	45.00
rea volada ala sup. (cm2).	432.62		
rea pret inf en extremo...	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.inf.zona interm..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.inf.centro viga..	42.44	Recubrimiento a eje (cm)...	9.73
rea pret.sup.(cm2).....	5.92	Recubrimiento a eje (cm)...	5.00
oef. Corte ala inferior...	.42		

DATOS PARA CALCULO DE MATERIALES SEGUN EHE (Kg.y Cm.)

esist.carac.hormigon viga.	425.00	Resist.carac. hormigon losa	250.00
esist. calc. acero viga...	4434.78	Resist. calc. acero losa...	4434.78
.m. elast. min. acero pret	14782.60	Tension inicial tesado pret	14250.00
oeficiente retraccion.....	.037	Coeficiente fluencia.....	2.500
oef. relajacion a T= inf..	.003	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.500
oef. mayoracion carga perm	1.500	Coef. mayoracion sobrecarga	1.600

.s secciones se homogeneizan con la relacion de modulos de elasticidad de
ero/hormigon este ultimo distinto para cargas instantaneas o permanentes

PROGRAMA VIGAS PRETENSADAS. DATOS DE PARTIDA

z de calculo (m.).....	15.70	Longitud total viga (m.)...	16.30
cho de losa (m.).....	1.20	Espesor de Losa (Cm.).....	25.00
cho contacto viga-losa Cm	65.00	Arm.Existesup.rotura vig.Cm	0.00
lata minima viga (cm)....	30.00	Diametro toron inferior.cm.	1.27
rga s.simple flexion Kg/m	2147.56	Idem calculos a corte .Kg/m	2147.56
rga perm.sec.comp.fl.Kg/m	4314.00	Idem calculos a corte .Kg/m	4314.00
orecarga sec.comp.fl.Kg/m	600.00	Idem calculos a corte .Kg/m	600.00
rga punt.tren de 3 fl. Kg	0.00	Idem calculos a corte .Kg.	0.00
st. entre cargas tren -m.	0.00	Coef.Sobrecarga Frecuente..	.50
rga puntual fija en Kg...	20040.63	Distancia a origen en m...	.92
rga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	3.92
rga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	7.73
rga puntual fija en Kg...	40081.25	Distancia a origen en m...	11.64

aduras corte ala segun ley corte respetando minimos

MOMENTOS FLECTORES (Kg.m) Y CORTANTES (Kg.)

mento p.propio viga	43060.50	Momento p.propio losa.....	23108.51
mento carga permanente...	132919.73	Momento sobrecarga.....	345005.48
rte total mayorado (Vrd).	211063.93		

CARACTERISTICAS RESISTENTES VIGA + LOSA (Cm.)

.d Grav-borde sup. S.bruta	78.56	Inercia seccion bruta.....	30301027
.d G. Sec.homg.carg.perm.	82.81	Inercia sec.homg.carg.perm.	33583786
.d G. Sec.homg.sobrecarg.	80.04	Inercia sec.homh.sobrecarg.	31429591

PERDIDAS PRETENSADO (Kg/Cm2)

enetracion cuñas.....	60.80	Proceso termico.....	0.00
acortamiento elastico.....	1319.73	Total diferida(Ret+Flu+Rel)	2380.11
ension inicial armadura...	12869.47	Tension final armadura.....	10489.36

HISTORIA TENSIONAL VIGA PESIMA (Kg/Cm2)

ension pret. final sup....	-17.14	Tension pret. final inf....	173.43
ension p.propio viga sup..	23.37	Tension p.propio viga inf..	-15.78
ension p.propio losa sup..	12.54	Tension p.propio losa inf..	-8.47
ension carga perm. sup....	22.88	Tension carga perm. inf....	-34.51
ension sobrecarga sup.....	60.42	Tension sobrecarga inff....	-98.75
ension final suma losa sup	120.63	Tension final suma losa inf	83.30
ension final suma viga sup	102.07	Tension final suma viga inf	15.91
ens.carga frecuen.losa sup	76.70	Tens.carga frecuen.losa inf	53.09
ens.carga frecuen.viga sup	72.72	Tens.carga frecuen.viga inf	56.62

COMPROBACION NEOPRENO (Deform. acortamiento +)

l neopreno se comprueba a tension maxima y minima, rozamiento, distorsion,
plastamiento, tension tangencial y giro con carga total y permanente

ongitud (Segun eje viga)Cm	20.00	Ancho (Perp.viga).(Cm).....	60.00
spesor total (Cm).....	4.10	Espesor chapa.(Cm).....	.30
capas de goma.....	3.00	Espesor de cada capa.....	.80
odulo deform.transv.Kg/cm2	10.00	Incremento temperatura (oC)	30.00
eform. por retraccion(+)..	.118	Deformacion por fluencia(+)	.289
eform. por temperatura(+-)	.235	Deform. por giro preten.(+)	.252
eform.por giro p.prop (-).	-.116	Deform.por giro c.perm-	-.199
eform.por giro sobrec.(-).	-.147	Deform.por giro carro(-)...	0.000
eform.por fuerza horiz.(+-	0.000	Fuerza horizontal (Kg) (+-)	0.000
efor.pesima suma (+).....	.580	Fuerza por maxima def +(Kg)	2900.79
efor.pesima suma (-).....	-.038	Fuerza por maxima def -(Kg)	-928.30
eaccion vertical maxima Kg	140247.65	Reaccion vertical minima Kg	52661.71

TA.- Deformaciones obtenidas despreciando flexibilidad de pilas y estribos

COMPROBACION ESTADO LIMITE ROTURA FLEXION Y ENFUNDADOS

ento rotura seccion Kg.m	924491.30	Momento necesario (m.Kg)...	850641.88

1240

CALCULO A CORTE VIGAS PRETENSADAS SEGUN EHE

COMPROBACIONES PREVIAS EN PLASTICIDAD

Fuerza en ala inf.(Kg).....	276895	Idem ala sup.seccion simple	33311
Fuerza a rasante.....	425172	Idem ala sup.seccion comp..	281125
Tension en ala inf.(Kg/cm2)	7.84	Idem ala sup.seccion simple	1.84
Tension rasante media.....	8.33	Idem ala sup.seccion comp..	7.46
Armado medio ala inf(cm2/m)	8.82	Idem ala sup.seccion simple	1.06
Armado medio a rasante.....	6.40	Idem ala sup.seccion comp..	8.95
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de corte teorica)	7.25	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	2.25
Refuerzo pasivo inf.extremo (Valor por armadura de difusion)	0.00	(Cm2). REAL (N.DD)=.....	0.00

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 0.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	21.48	Cortante seccion simple(T).	22.38
Momento seccion compuesta..	164.06	Cortante seccion compuesta.	179.10
Cortante total para VU1....	210.00	Limite corte por hormigon..	210.00
Cortante total para VU2....	162.58	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	15.55	Arm.rasante alma union losa	11.98
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.99	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	16.51

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 1.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	23.68	Cortante seccion simple(T).	22.07
Momento seccion compuesta..	151.18	Cortante seccion compuesta.	147.94
Cortante total para VU1....	170.01	Limite corte por hormigon..	220.10
Cortante total para VU2....	162.58	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	13.03	Arm.rasante alma union losa	10.35
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.72	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	14.27

COMPROBACION CORTANTE SEGUN EHE EN X= 3.00
(Esfuerzos mayorados)

Momento seccion simple(T.m)	61.37	Cortante seccion simple(T).	15.62
Momento seccion compuesta..	429.10	Cortante seccion compuesta.	133.33
Cortante total para VU1....	148.95	Limite corte por hormigon..	216.11
Cortante total para VU2....	148.95	Armado corte en losa(cm2/m)	0.00
Arm.corte alma(Cm2/m).....	11.02	Arm.rasante alma union losa	7.09
Arm.corte ala sup (Sec.Simp	1.54	Arm.corte ala inf.(Cm2/m)..	9.77
CERCOS MINIMOS ALMA	2.55		

ANALISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES

Flechas (+) y contraflechas (-) en mm.

(1)- Instantanea pretensado +p.propio (seccion simple)	-14	9
(2)- Diferida pretensado +p.propio (seccion simple)	-27	5
(3)- Diferida pretensado +p.propio (seccion compuesta)	-13	0
(4)- Instantanea peso propio losa (seccion simple)	1	1
(5)- Diferida peso propio losa (seccion compuesta)		9
(6)- Instantanea carga permanente (seccion compuesta)	2	8
(7)- Diferida carga permanente (seccion compuesta)	5	2
(8)- Instantanea sobrecarga (seccion compuesta)	7	3

: Modulos de elasticidad: (1).-0.74*100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(4).-100000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(6).-107000*((.1*FCK+8)^(1/3))
(8).-109000*((.1*FCK+8)^(1/3))

Fluencia: 2.5 para (2) y (3); 1.9 para (5) y 1.7 para (7)

La deformacion final del puente depende de la edad de la viga al llegar al tablero. Supuesto que se ha producido el 40% de (2) al llegar a obra la contraflecha sera: -25.9

Al hormigonar la losa.....:	-24.8
Al echar la carga permanente.....:	-21.9
A tiempo infinito sin sobrecarga.....:	-23.7
A tiempo infinito con sobrecarga.....:	-16.4

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa

Losa de hormigón + prelosa pretensaza

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3300kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,50 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,65 x 2T/m2 = 3,3T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

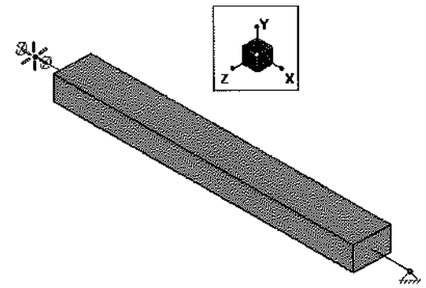
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 9393,75kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 151,81Ton/m.

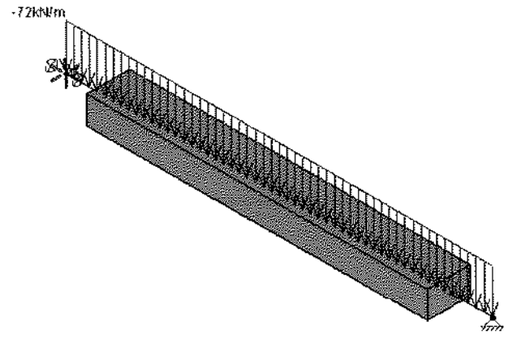
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

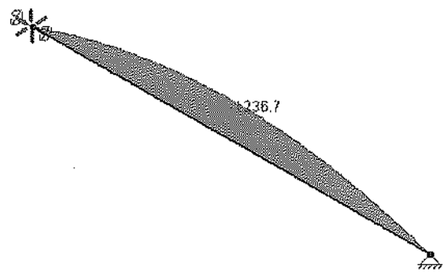
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



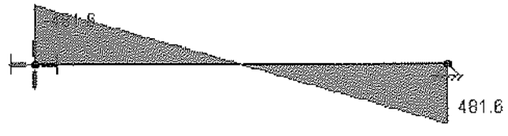
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 123,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 48,4T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 9,394 T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 46 Ton/m

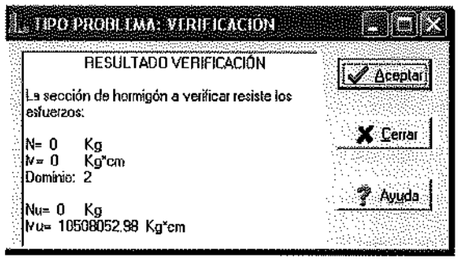
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 40 T/m

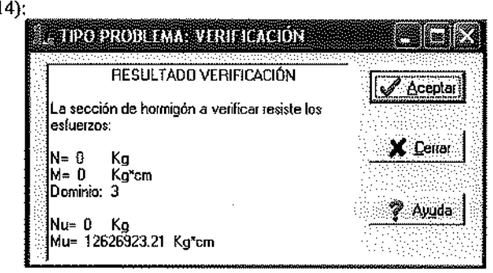
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

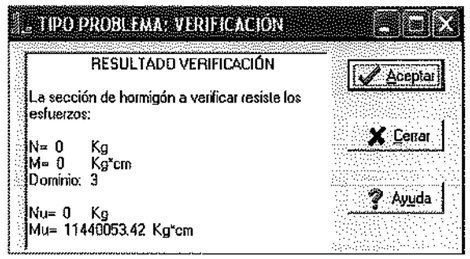
Momento positivo transversal: 123,7Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,66cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 105Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



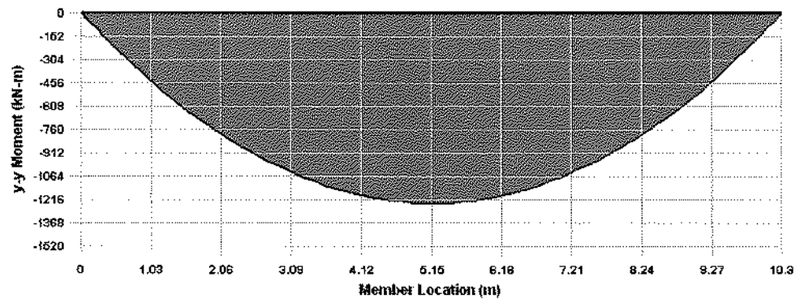
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 14 cada 20 de longitud 5,60m (en los planos entregados se aumentó este diámetro a 16 con longitud de 6,3m). Así, el momento último resistido es superior a 126Tm/m (este valor es para refuerzo del 14):



Para determinar la longitud del refuerzo del 14 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 114Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 114Tm/m se da a 3,65m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40cmx2 se obtiene una longitud de 5,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 40 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 40 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 205cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,75m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 32T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0074 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 32,2T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

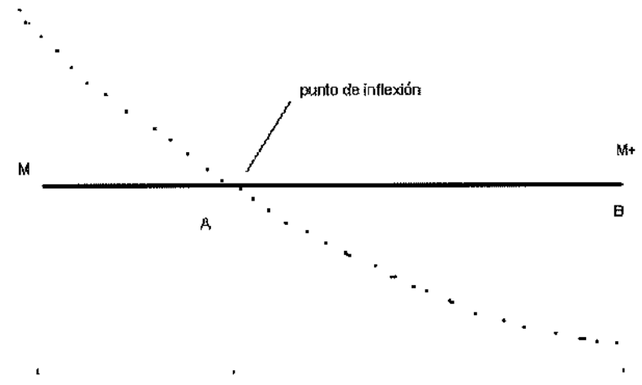
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante inferior a 40T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 32,2T/m =47,6 T/m > 40 T/m

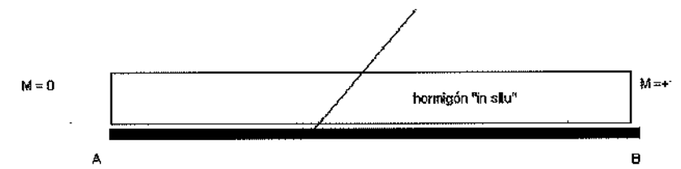
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

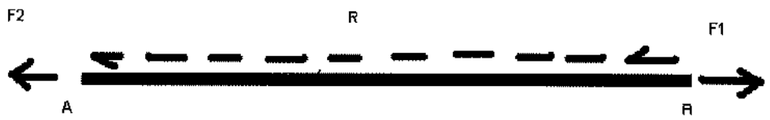


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 123,7Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,30/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,66cm^2 x fpu = 216,9Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 216,9Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 25 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 208,4 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 208 + 392 = 600 Ton

Resistencia = 600 Ton >> 217 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{rrd} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 217Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 96% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 14mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (31,68kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 2,17kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 18,92kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,54cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,30m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,66cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 151,89Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 151,89Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 151890 / (15 x 100) - 6x151890x3/(100x225)= 101,26kg /cm2 – 121,51kg /cm^2

σ_p = 20,0kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40)

Fibra inferior:

σ_p = 222,77kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

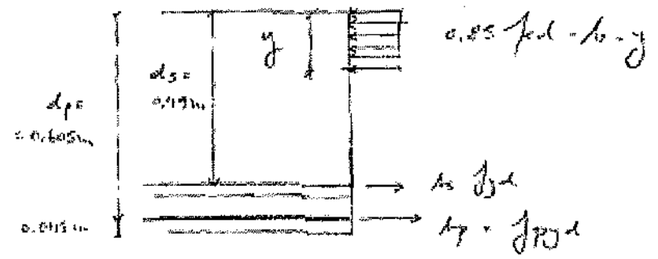
Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

$M_d = \left[1{,}35 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}65 + 1{,}5 \cdot \left(2 \cdot 1{,}65 + 1{,}5\right)\right] \cdot 10{,}5^2 / 8 =$

$= 124{,}573$ Ton·m /m



$$M_d = 0{,}85 f_{cd} \cdot b \cdot y \left(d_s - y/2\right) + A_p f_{pd} \left(d_p - d_s\right)$$

$$124{,}573 = 0{,}85 \cdot \frac{300}{1{,}5} \cdot 1 \cdot y \cdot \left(0{,}49 - y/2\right) + \frac{11{,}66}{1000} \cdot \frac{1860{,}0}{1{,}15} \cdot 0{,}9 \cdot \left(0{,}605 - 0{,}49\right)$$

$\Rightarrow y = 0{,}319$ m

$$N_d = 0{,}85 f_{cd} \cdot b \cdot y - A_s f_{yd} - A_p f_{pd}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{0{,}85 f_{cd} \, b \, y - A_p f_{pd} - N_d \cdot 10}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot \frac{300}{1{,}5} \cdot 1 \cdot 0{,}319 - \frac{11{,}66}{1000} \cdot 0{,}9 \cdot \frac{1860 \text{ mm}^2}{1{,}15}}{\frac{500 \text{ mm}^2}{1{,}15}} = 0{,}001922 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} =$$

$= 19{,}22$ cm^2 /m $= 9{,}56$ ϕ16 /m

Módulo 2

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3300kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,50 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,65 x 2T/m2 = 3,3T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

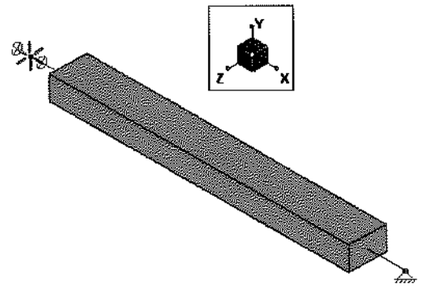
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 9393,75kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 151,81Ton/m.

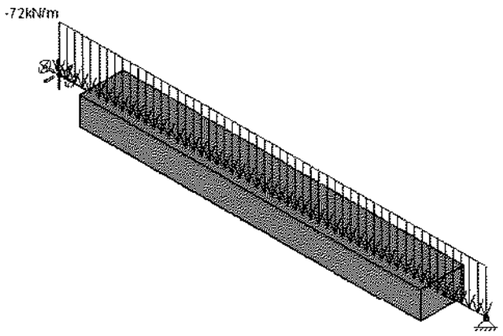
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

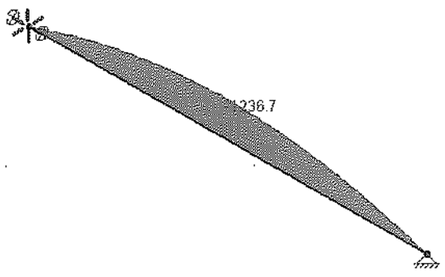
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 123,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 48,4T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 9,394 T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 46 Ton/m

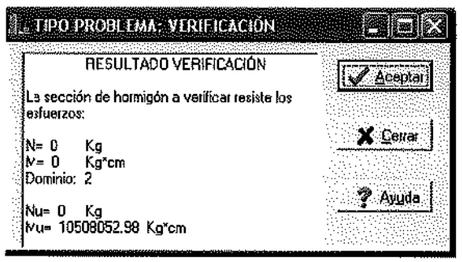
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 40 T/m

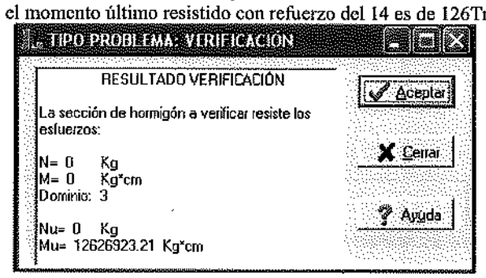
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 123,7Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,66cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 105Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

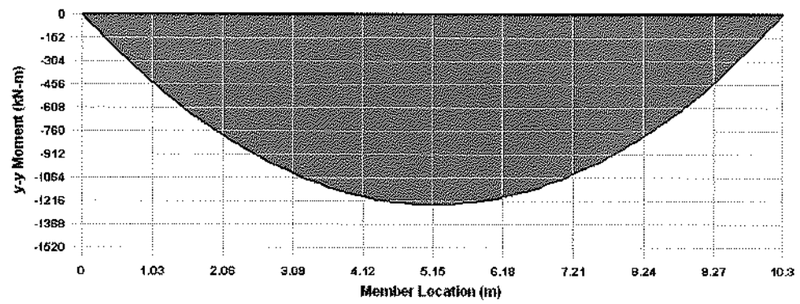


Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 14 cada 20 de longitud 5,60m (en los planos entregados se aumentó este refuerzo al 16 por razones de control de obra, aunque todos los cálculos se realizaron conservadoramente con diámetro 14). Así, el momento último resistido con refuerzo del 14 es de 126Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 14 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 114Tm/m, según se muestra a continuación:

Este momento de 114Tm/m se da a 3,65m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40cmx2 se obtiene una longitud de 5,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 40 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 40 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaria" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 205cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,75m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 32T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0074 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 32,2T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

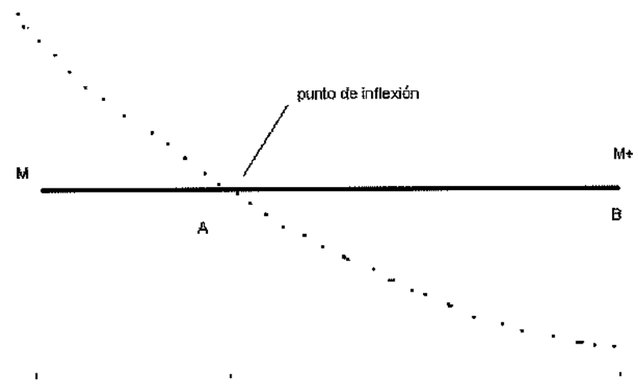
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante es inferior a 40T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 32,2T/m =47,6 T/m > 40 T/m

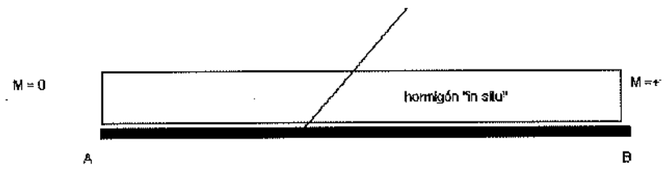
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

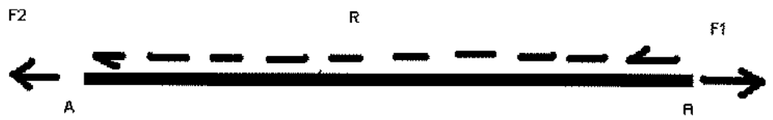


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 123,7Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,30/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,66cm^2 x fpu = 216,9Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 216,9Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 25 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 208,4 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 208 + 392 = 600 Ton

Resistencia = 600 Ton >> 217 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta sí se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 217Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 96% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 14mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (31,68kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 2,17kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 18,92kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,54cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,30m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,66cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 151,89Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 151,89Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 151890 / (15 x 100) - 6x151890x3/(100x225)= 101,26kg /cm2 – 121,51kg /cm^2

σ_p = 20,0kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40)

Fibra inferior:

σ_p = 222,77kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3300kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,50 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,65 x 2T/m2 = 3,3T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

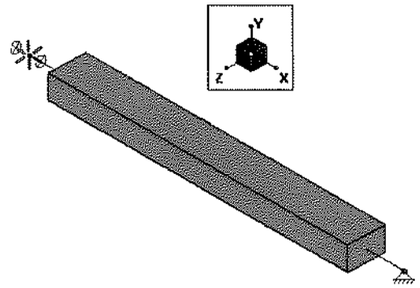
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 9393,75kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 151,81Ton/m.

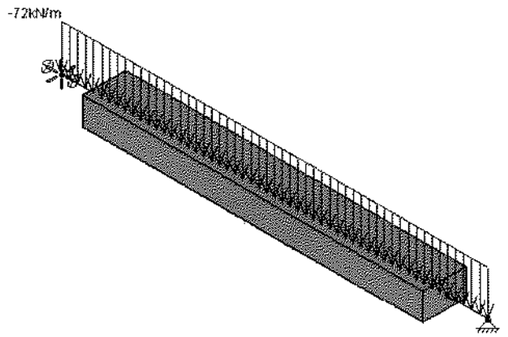
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

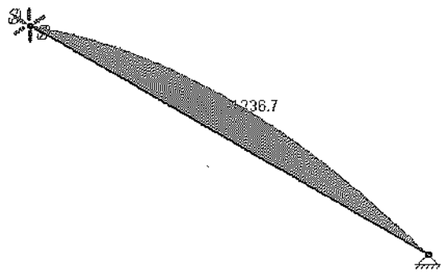
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 123,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 48,4T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 9,394 T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 46 Ton/m

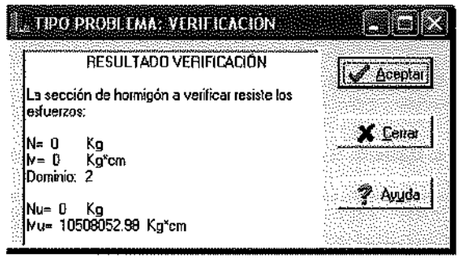
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 40 T/m

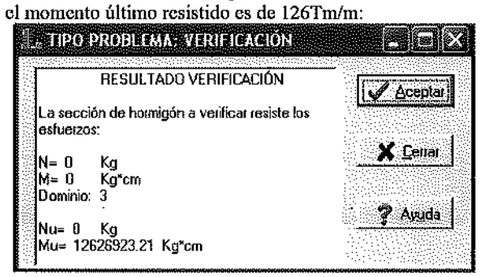
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 123,7Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,66cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 105Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



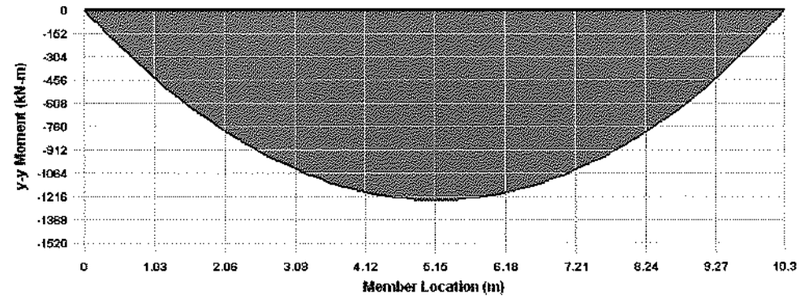
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 14 cada 20 de longitud 5,60m (en los planos entregados se aumentó este refuerzo al 16 por razones de control de obra, aunque todos los cálculos se realizaron conservadoramente con diámetro 14). Así, el momento último resistido es de 126Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 14 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 114Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 114Tm/m se da a 3,65m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40cmx2 se obtiene una longitud de 5,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 40 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 40 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 205cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,75m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 32T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0074 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 32,2T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

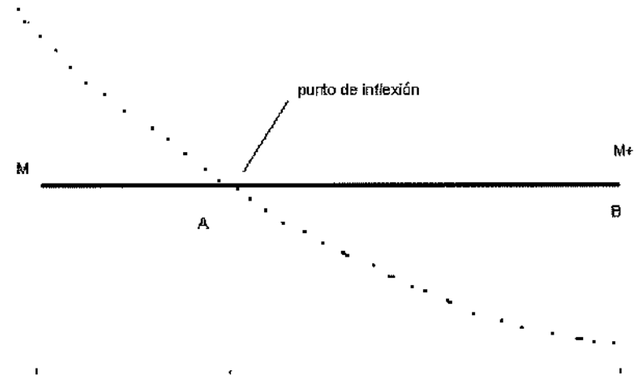
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante es inferior a 40T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 32,2T/m =47,6 T/m > 40 T/m

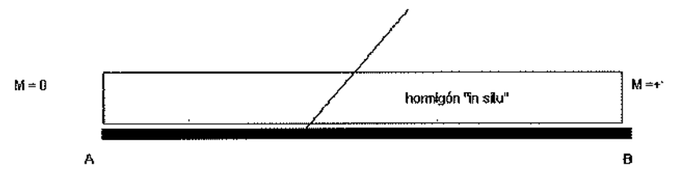
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

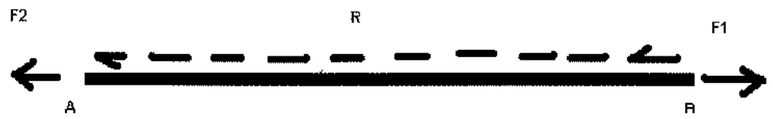


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 123,7Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,30/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,66cm^2 x fpu = 216,9Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 216,9Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 25 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 208,4 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 208 + 392 = 600 Ton

Resistencia = 600 Ton >> 217 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$= resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 217Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 96% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 14mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (31,68kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 2,17kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 18,92kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,54cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,30m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,66cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 151,81Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 151,81Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 151810 / (15 x 100) - 6x151810x3/(100x225)= 101,26kg /cm2 – 121,51kg /cm^2

σ_p = 20,0kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40)

Fibra inferior:

σ_p = 222,77kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 15 de Diciembre del 2006

Barcelona, 13 de Diciembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 6,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 10cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 30cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 40cm 1000kg/m2
- Permanentes: 3400kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 40cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,70 x 2T/m2 = 3,4T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8700kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 6,30m de luz de cálculo y 5,80m de luz libre. La prelosa es de 10cm con una fuerza de pretensado en planta de 94,78Ton/m.

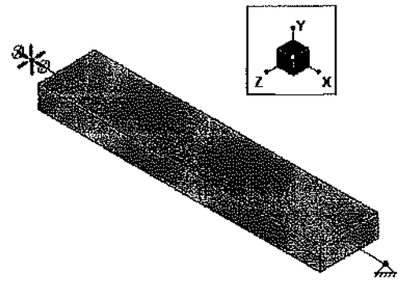
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
26 ABR. 2007
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

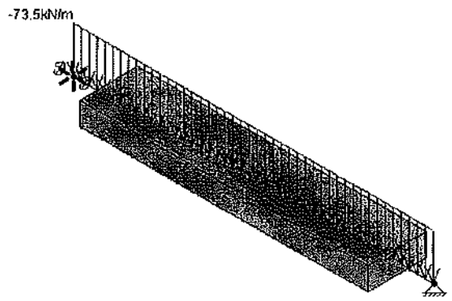
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 26-04-2007
Nº REGISTRO 469

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

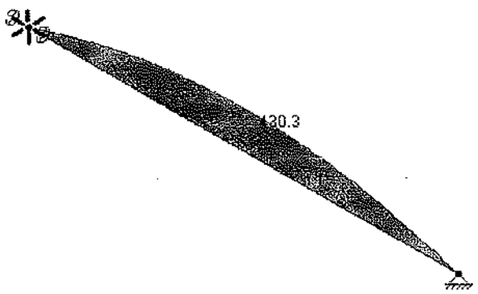
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 43,0Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 27,4T/m.

Para una luz libre de 5,80m y una carga de 8,7T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 25,2 Ton/m

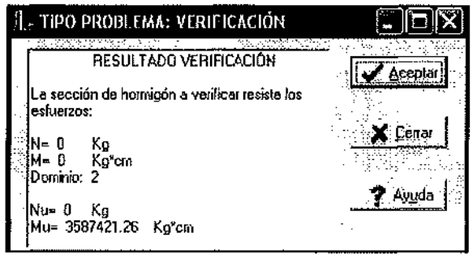
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 21,8 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

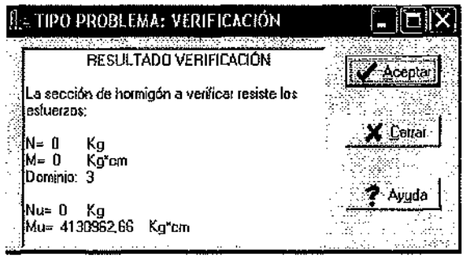
Momento positivo transversal: 43Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 7,28cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 36Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,50cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



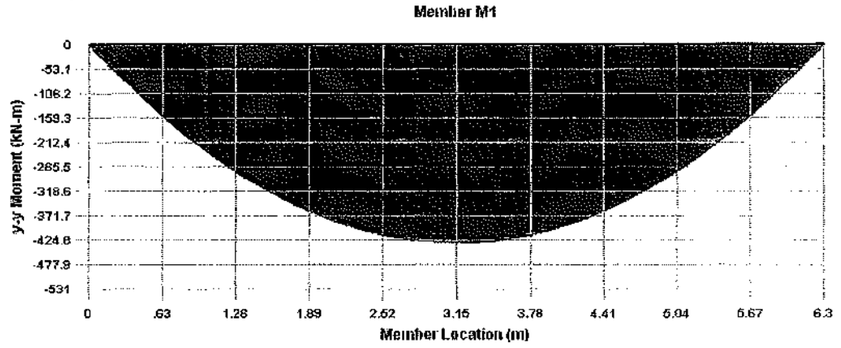
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 12 cada 20 de longitud 3,00m. Así, el momento último resistido es de 46Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 41Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 41Tm/m se da a 2,5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 40cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 3,00m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 22 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}83 \times (100 \times 0{,}00135 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 29$

Vc = 10,2T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 8,5Ton/m

Vs = 0,9 x (29 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 19,7 Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 28,2 T/m > 22 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 3 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 150cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,20m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 14,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,75 \times (100 \times 0,0083 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 35,5 = 21,8T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

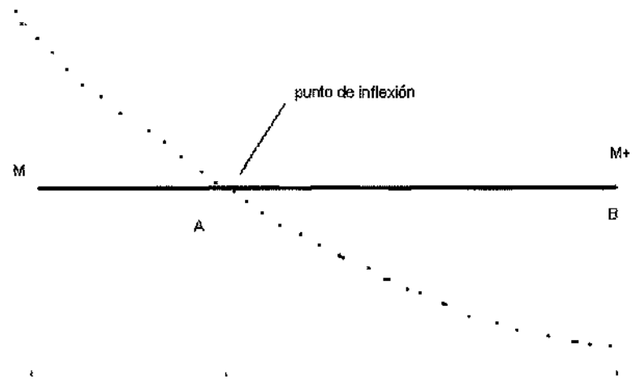
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 19,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (29 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =9,1Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
9,1T/m + 21,8T/m =30,9 T/m > 19,6 T/m

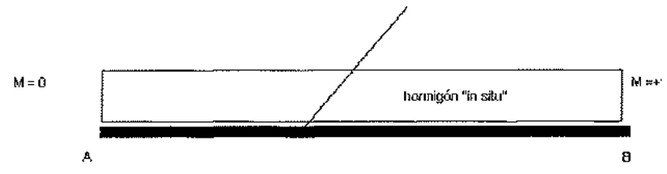
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

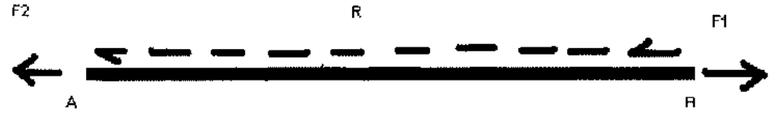


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 43Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 6,30,/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 7,28cm^2 x fpu = 135,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 135Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 15 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 125 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ud} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 290
= 232 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 125 + 232 = 357Ton

Resistencia = 357 Ton >> 135 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ud} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 154 Ton > 135Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 93% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 8mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 3,9kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 22,5kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,47cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 10cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 10cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 7,28cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 0,50cm. La fuerza en pretensado en planta será de 94,785Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 94,785Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,5cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 94785 / (10 x 100) - 6x94785x0,5/(100x100)= 94,785kg /cm2 – 28,43kg /cm^2

σ_p =66,3kg /cm^2 compresión

Fibra inferior:

σ_p = 123,21kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 13 de Diciembre del 2006

Módulo 18b1

Barcelona, 13 de Diciembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 6,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 10cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 30cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 40cm 1000kg/m2
- Permanentes: 3400kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 40cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,70 x 2T/m2 = 3,4T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8700kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 6,30m de luz de cálculo y 5,80m de luz libre. La prelosa es de 10cm con una fuerza de pretensado en planta de 94,78Ton/m.

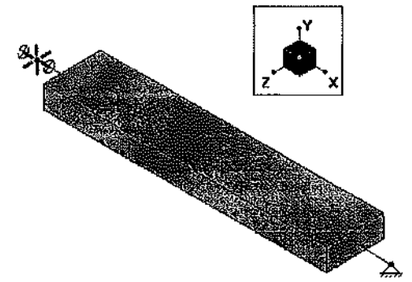
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
26 ABR. 2007
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

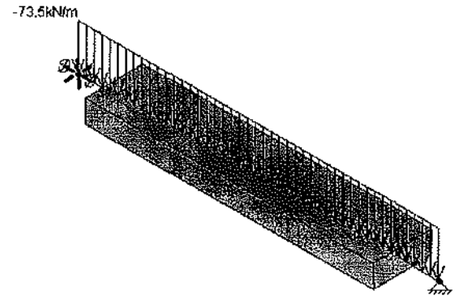
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 26.04.2007
Nº REGISTRO 469

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

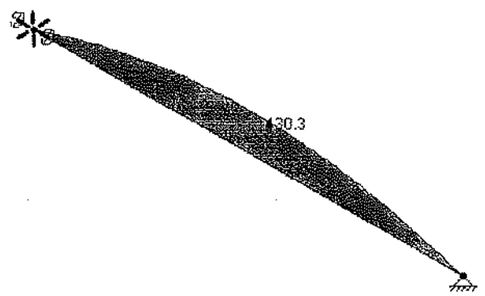
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 43,0Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 27,4T/m.

Para una luz libre de 5,80m y una carga de 8,7T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 25,2 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 21,8 T/m

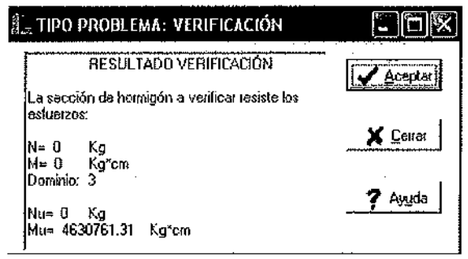
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

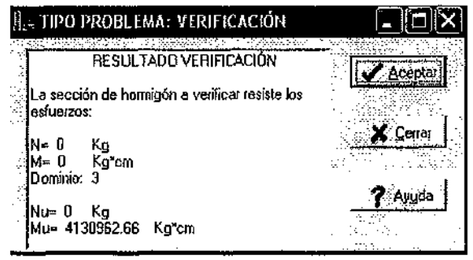
Momento positivo transversal: 43Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 7,28cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 36Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,50cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



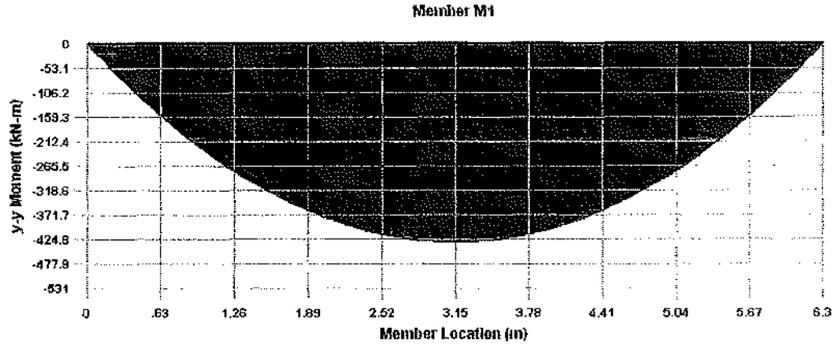
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 12 cada 20 de longitud 3,00m. Así, el momento último resistido es de 46Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 41Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 41Tm/m se da a 2,5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 40cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 3,00m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 22 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}83 \times (100 \times 0{,}00135 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 29$

Vc = 10,2T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 8,5Ton/m

Vs = 0,9 x (29 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 19,7 Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 28,2 T/m > 22 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 3 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 150cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,20m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 14,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,75 \times (100 \times 0,0083 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 35,5 = 21,8T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

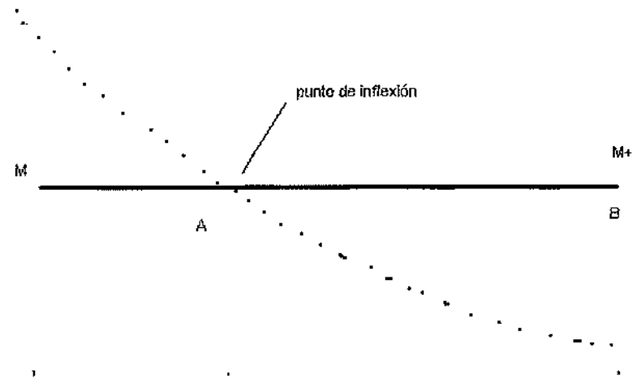
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 19,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (29 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =9,1Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
9,1T/m + 21,8T/m =30,9 T/m > 19,6 T/m

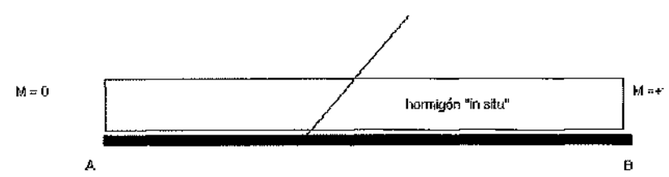
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

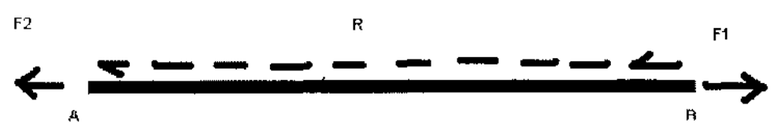


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 43Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 6,30,/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 7,28cm^2 x fpu = 135,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 135Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 15 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 125 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 290
= 232 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 125 + 232 = 357Ton

Resistencia = 357 Ton >> 135 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 154 Ton > 135Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 93% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 8mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 3,9kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 22,5kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,47cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 10cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 10cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 7,28cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 0,50cm. La fuerza en pretensado en planta será de 94,785Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 94,785Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,5cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 94785 / (10 x 100) - 6x94785x0,5/(100x100)= 94,785kg /cm2 – 28,43kg /cm^2

σ_p =66,3kg /cm^2 compresión

Fibra inferior:

σ_p = 123,21kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 13 de Diciembre del 2006

Módulo 19ª

Barcelona, 6 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,2m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

m19 181-182

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3300kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 1.5m de tierras. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,65 x 2T/m2 = 3,3T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de $q^* =$ 9394kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,2m de luz de cálculo y 9,73m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras tec4 INGENIEROS CONSULTORES

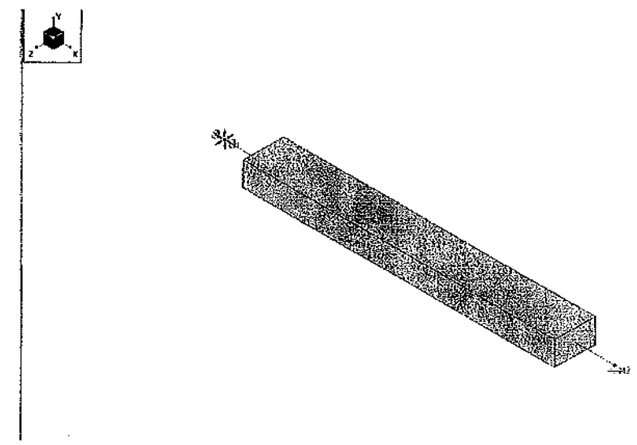
07 JUL. 2006

UTE AVE EL PRAT

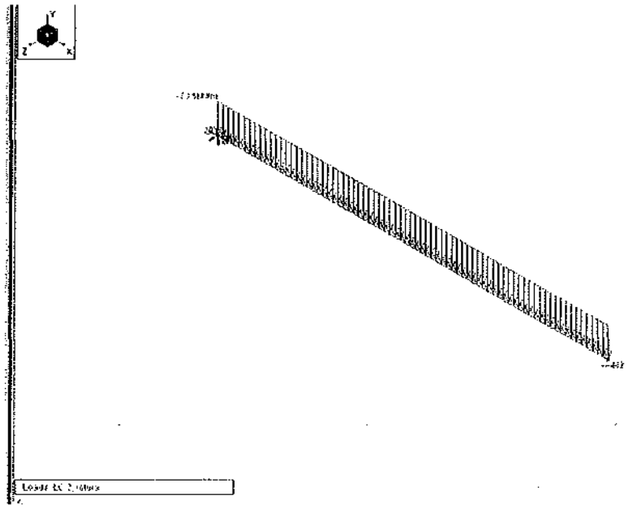
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:

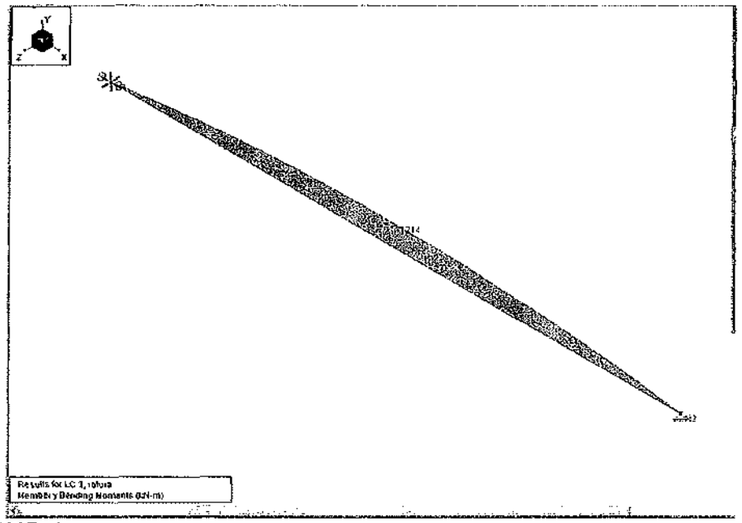


Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:

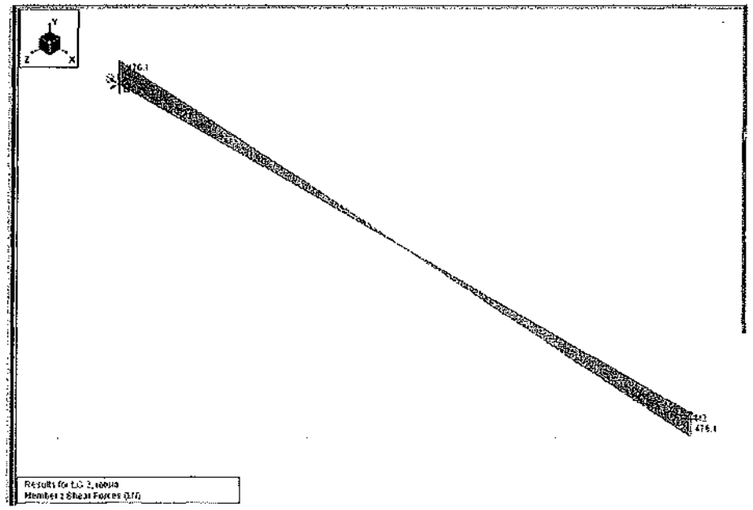


1274

Hipótesis 1:



Mu = 122Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 48T/m.

Para una luz libre de 9,73m y una carga de 9,375T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 46 Ton/m

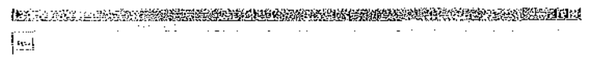
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

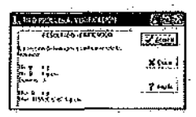
V* = 41 T/m

3. Dimensionamiento

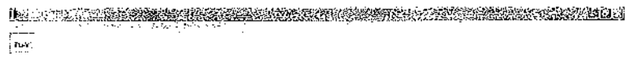
ELU FLEXION

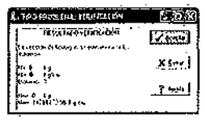
Momento positivo transversal: 122Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 115,6Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 2,76cm (es decir a 4,76cm desde la fibra inferior a eje del cable) y hormigón H30:



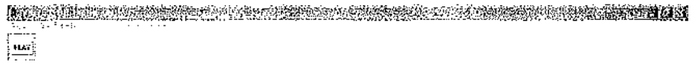


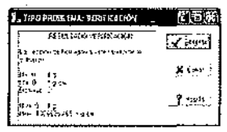
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20cm en una de longitud de 7m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 147Tm/m.





Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 139Tm/m, según se muestra a continuación:





Por tanto el refuerzo se incluye de forma adicional.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 12 cada 30cm. Esta armadura de cocido transmite un momento en la dirección longitudinal de hasta 7,8Tm/m.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,57 x (100 x 0.0032 x 30) x 100 x 49

Vc = 19,6T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,35Ton/m

Vs = 0,9 x (50 / 30) x 5 x 0,785 x 4000 = 33,9Ton/m (5 ramas del 10 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 50T/m > 41T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaria" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 10 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal. Esta armadura transmite una resistencia por corte de:

La longitud dispuesta del refuerzo es de 1,85m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,3m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 33T/m

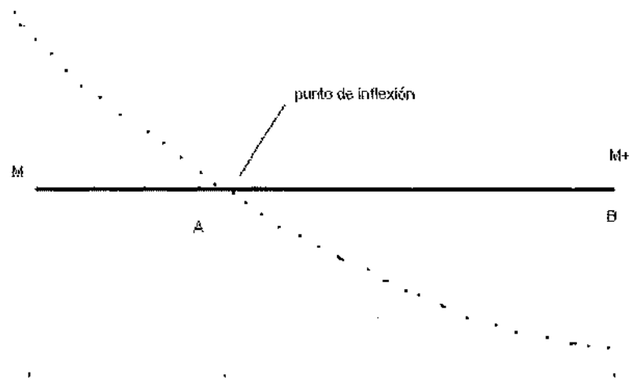
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,57 x (100 x 0,01 x 30) x 100 x 61 = 36T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por sí solo transmite la solicitación por corte.

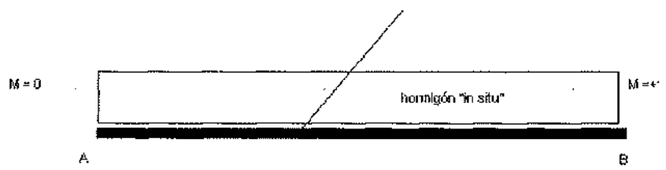
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

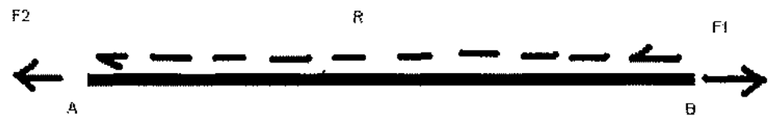


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 122Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 9,8/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 14cm2 x fpu = 260Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 266 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 266 + 392 = 658Ton

Resistencia = 635 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 11mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 5,08kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 31,91kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 2,06cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,72m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 4,76cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 50cm. El pretensado se dará mediante 10 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro. El número total de cordones por prelosa de 1m será de 14.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 148,95Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 1cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x2,74/(100x225)= 121,5kg /cm2 – 133,2kg /cm2

σ_p =-11,7kg /cm2 inferior a fct,k.

Fibra inferior :

σ_p = 254,7kg /cm2 compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254,4kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional.

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 6 de Julio del 2006

Barcelona, 7 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,72m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

módelo 19.
162 - jc 1.

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3300kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 1,5m de tierras. Dada la reducción de 5cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,65 x 2T/m2 = 3,3T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 9400kg/m2

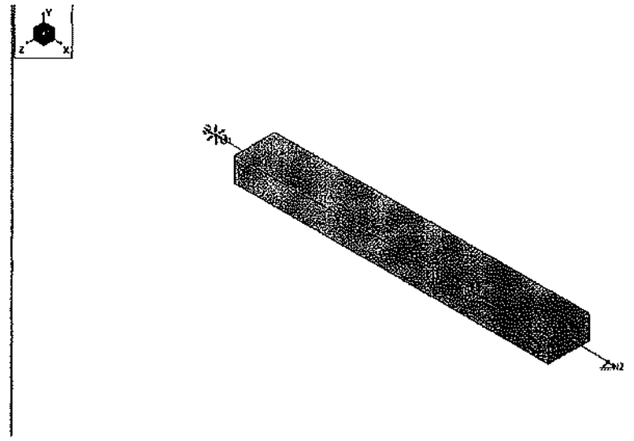
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,72m de luz de cálculo y 10,27m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

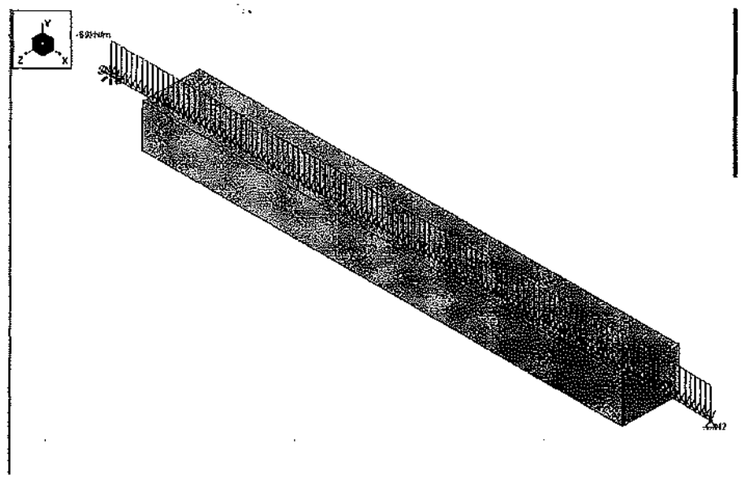
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
17 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

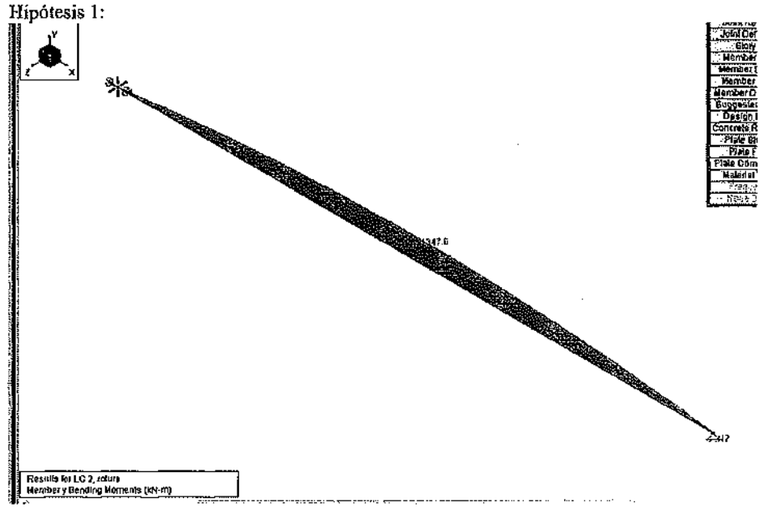
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



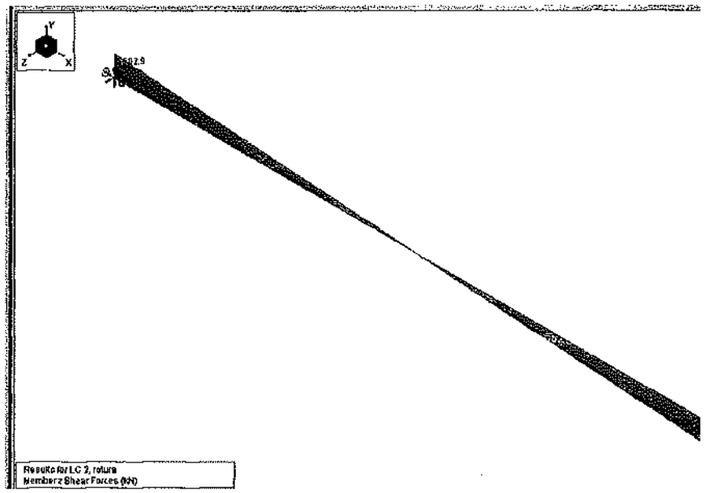
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 135Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,2T/m.

Para una luz libre de 10,27m y una carga de 9,375T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,3 Ton/m

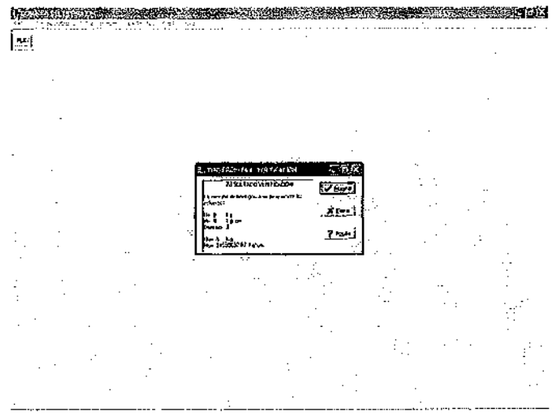
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 43 T/m

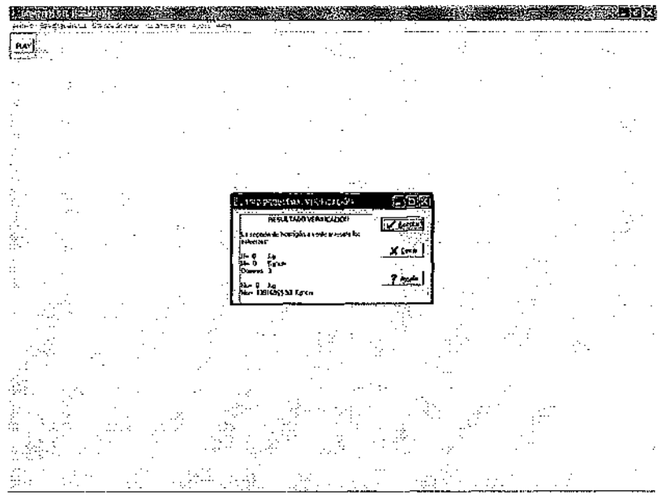
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 135Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 2,74cm (es decir a 4,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



Por tanto se refuerza con un armado básico del 20 cada 20cm obteniéndose una resistencia total de 139Tm/m según se muestra a continuación:



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 43 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,57 x (100 x 0,0032 x 30) x 100 x 49

Vc = 20,5T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 17Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 25) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 27Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 25)

Por lo que la resistencia total es Vu = 44 T/m > 43T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 25cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 1,55m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,24m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 33T/m

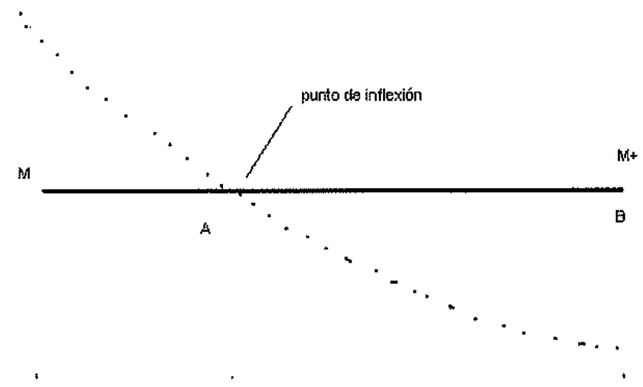
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,58 x (100 x 0,01 x 30) x 100 x 60,24 = 35T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

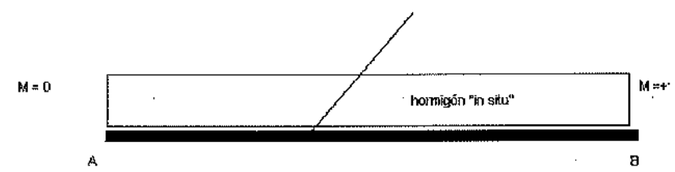
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

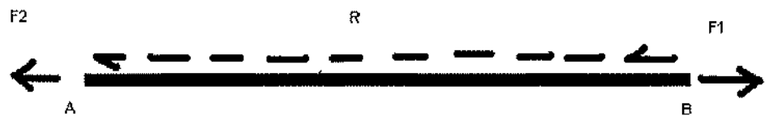


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 135Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 9,8/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 14cm2 x fpu = 260Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 266 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_rnd x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 266 + 392 = 658Ton

Resistencia = 635 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_rnd x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 12,2mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (37kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 5,4kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 38,41kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 1,8cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,72m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,76cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 50cm. El pretensado se dará mediante 10 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 2,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

$\sigma_p = 182280 / (15 \times 100) - 6x182280x2,74/(100x225) = 122kg/cm2 - 133kg/cm2$

$\sigma_p = 11kg/cm2$ tracción pero inferior a fct,k para H42.

Fibra inferior :

$\sigma_p = 255kg/cm2$ compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado 255kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luís Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 7 de Julio del 2006

Módulo 19b1

M-19. uc3-uc2.

Barcelona, 31 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,10m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 3360kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 1,03m. Dada la reducción de 38cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,68 x 2T/m2 = 3,36T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 9483kg/m2

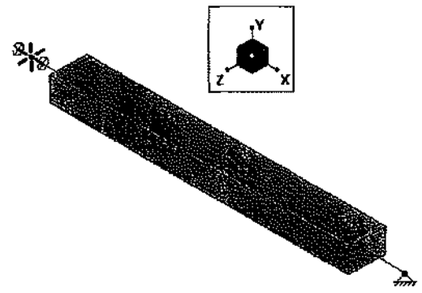
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,10m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 176,03Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

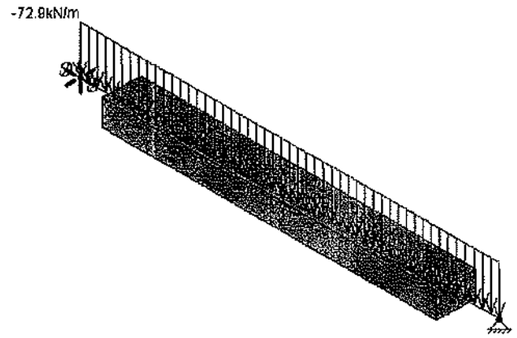
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 8/11/2006
N.º REGISTRO 992

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

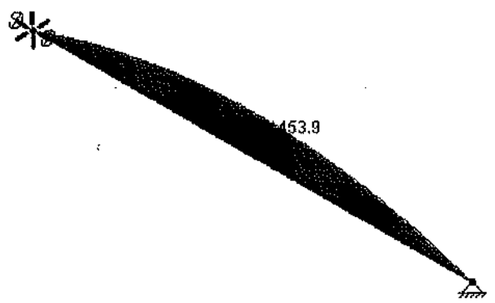
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 145,4Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 52,6T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 9,483T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 50,2 Ton/m

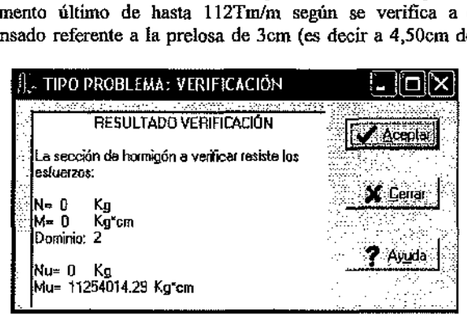
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 44,0 T/m

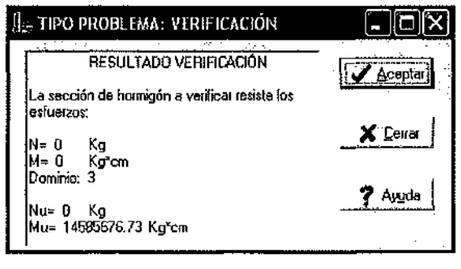
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

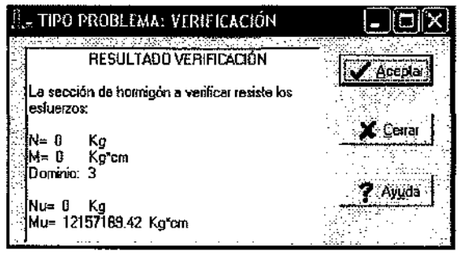
Momento positivo transversal: 145,4Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 13,52cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 112Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



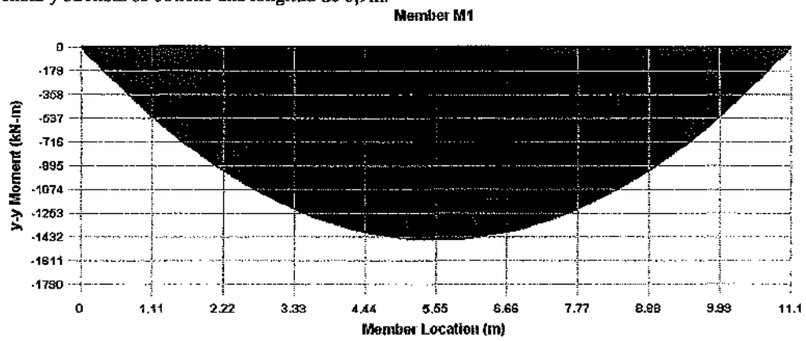
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,90m. Así, el momento último resistido es de 146Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 121Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 121Tm/m se da a 3,28m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,9m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 44,1 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,25Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 44T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 33,2T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 33,7T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

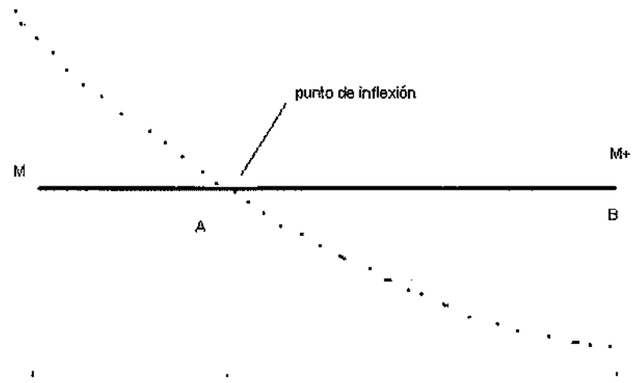
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 44T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 33,7T/m = 49,1 T/m > 44T/m

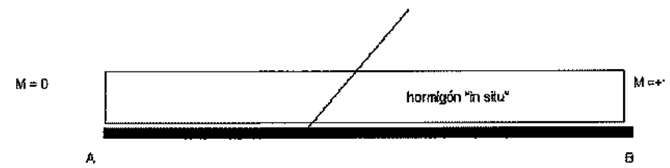
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

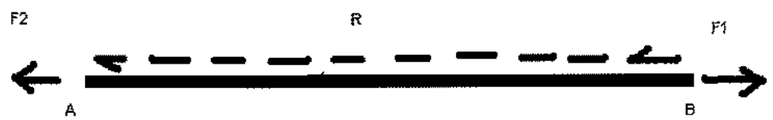


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 145Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,1/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 13,52cm^2 x fpu = 251,47Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 251,47Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 251,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 251,5 Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 90% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (40kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 5,9kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 20,8kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 3,31cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 13,52cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 176,03Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,5. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 26 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 176,03Ton /m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 176030 / (15 x 100) - 6x176030x3/(100x225)= 117,35kg /cm2 – 140,82kg /cm^2

σ_p =23,47kg /cm^2 tracción similar a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,5) y en particular dado que no se toma en cuenta el peso propio.

Fibra inferior:

σ_p = 258,17kg /cm^2 compresión pero suficientemente aproximado a 0,6fck en el momento de tesado 255kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,5) para considerarse correcto en una etapa provisional y sin contar el peso propio favorable en este caso.

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 31 de Octubre del 2006

Módulo 20ª

Barcelona, 2 de Junio del 2006

LOSA BI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz de 12.5m)

m20-161.162
m20-162.vic.
TRAMO 1

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

Entrada nº Reg.
UTE AVE EL PRAT
2.2 JUN. 2006
ESSEIAC

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en una losa bi-direccional formada por prelosas pretensadas de 250x15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 60cm. La tipología, por tanto, corresponde a una losa semi-prefabricada-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:
- Peso propio losa maciza de 75cm 1875kg/m2
- Permanentes: 2700kg/m2
- Variables: 1500kg/m2

Hipótesis 2:
- Peso propio losa maciza de 75cm 1875kg/m2
- Permanentes: 2700kg/m2
- MOPU:
  - Variables 400kg/m2
  - Tren de cargas 60T

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 5 cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,35 x 2T/m2 = 2,7T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

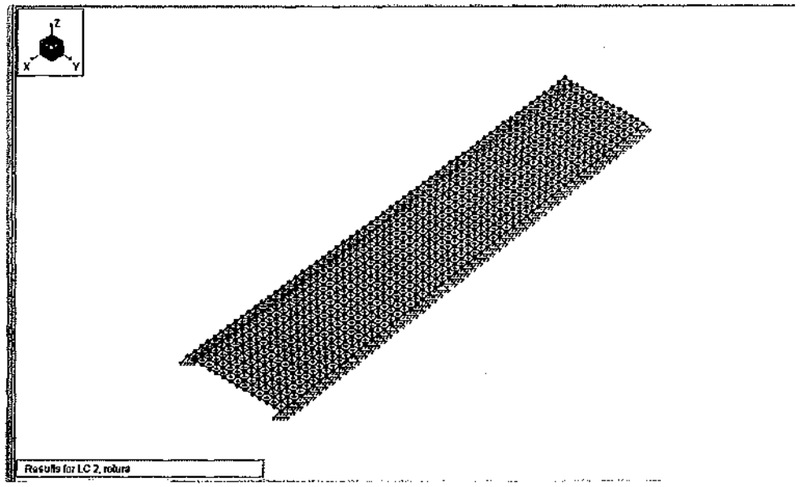
Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 8831,25kg/m2

El modelo corresponde a una losa de 56,5m de ancho aproximadamente por 11,85m de luz libre máxima. La prelosa es de 250x15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

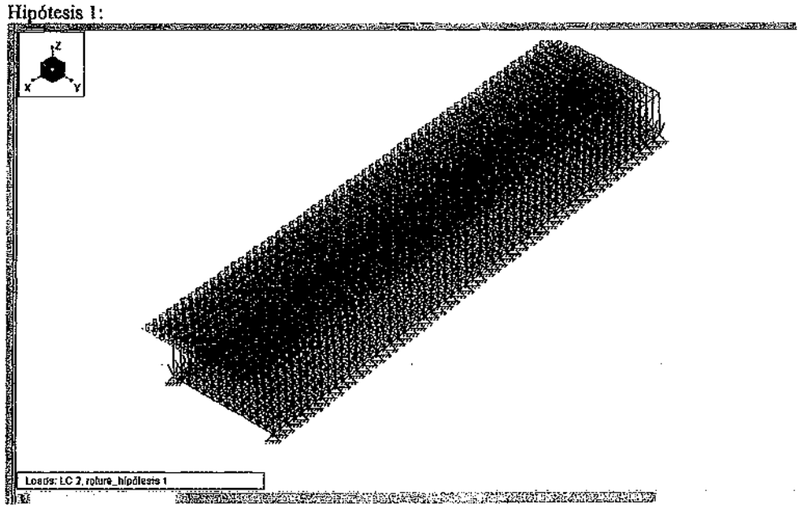
2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:

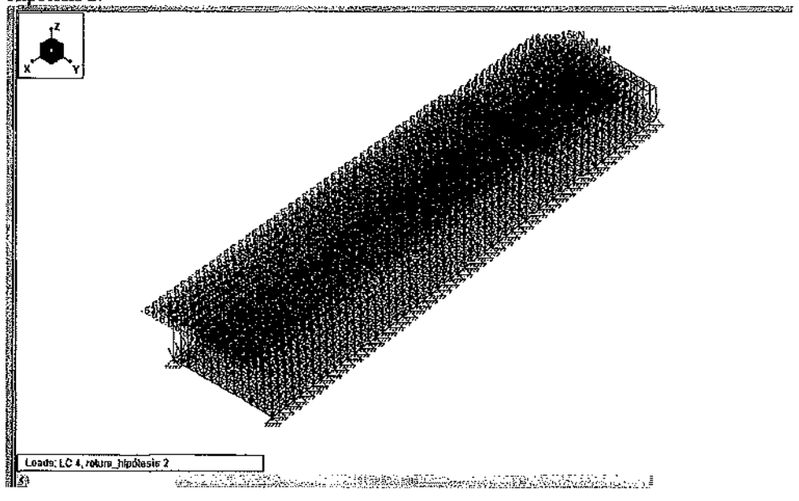


Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:

Hipótesis 1:



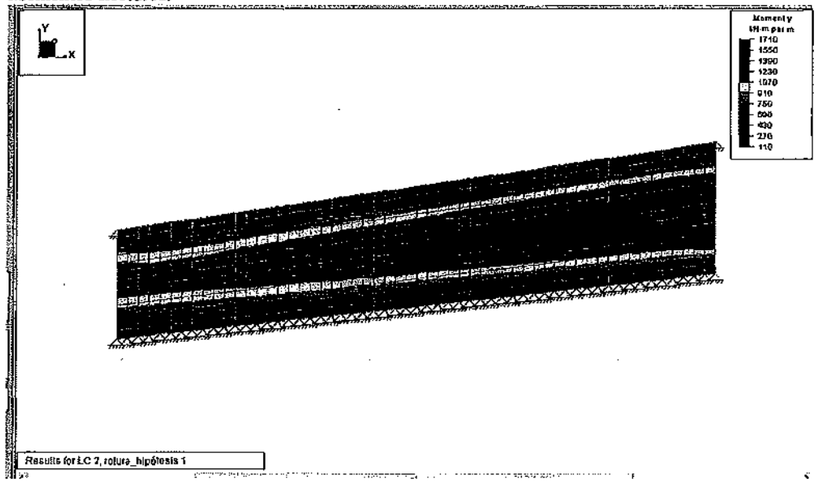
Hipótesis 2:



Con este modelo se obtuvieron los siguientes resultados:

Hipótesis 1:

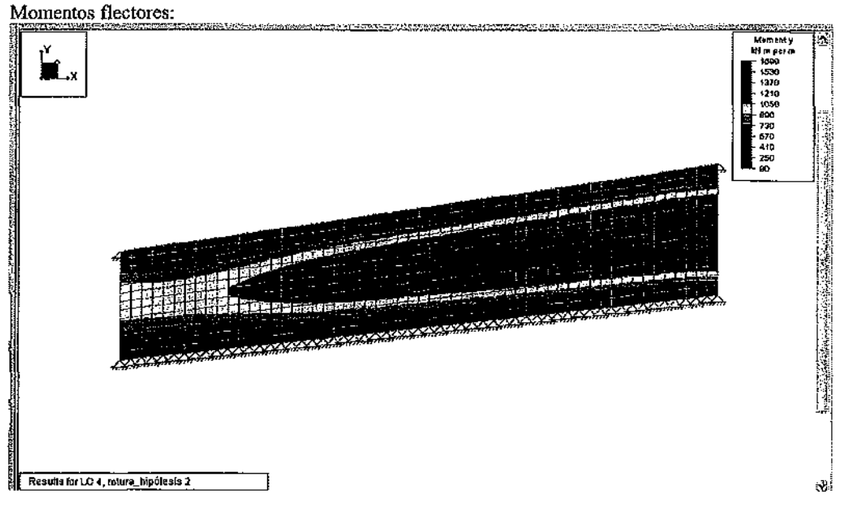
Momentos flectores:



max positivo +171Tm/m

Hipótesis 2:

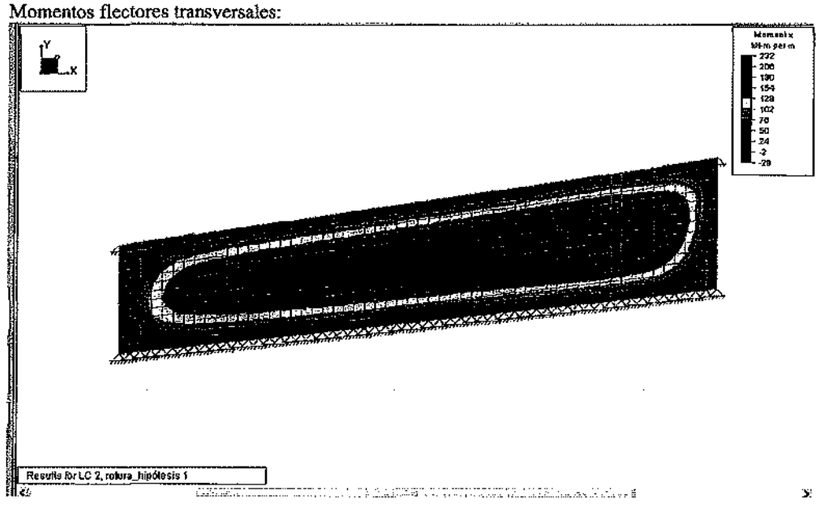
Momentos flectores:



max positivo +169Tm

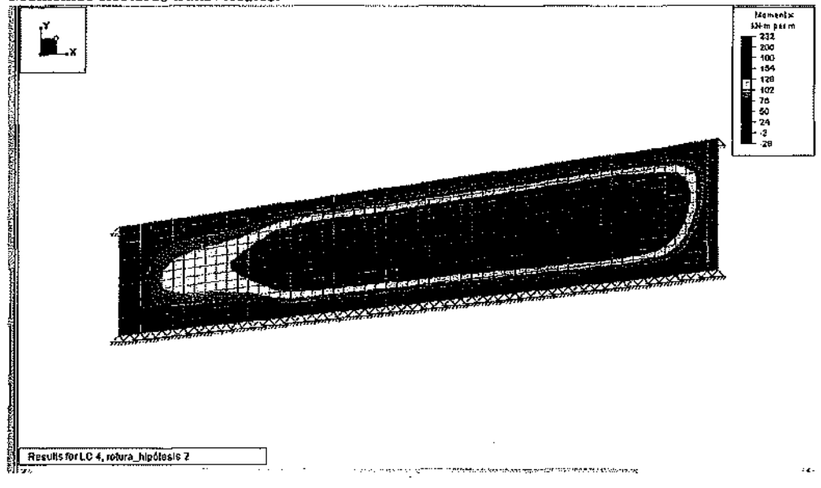
Hipótesis 1:

Momentos flectores transversales:



Hipótesis 2:

Momentos flectores transversales:

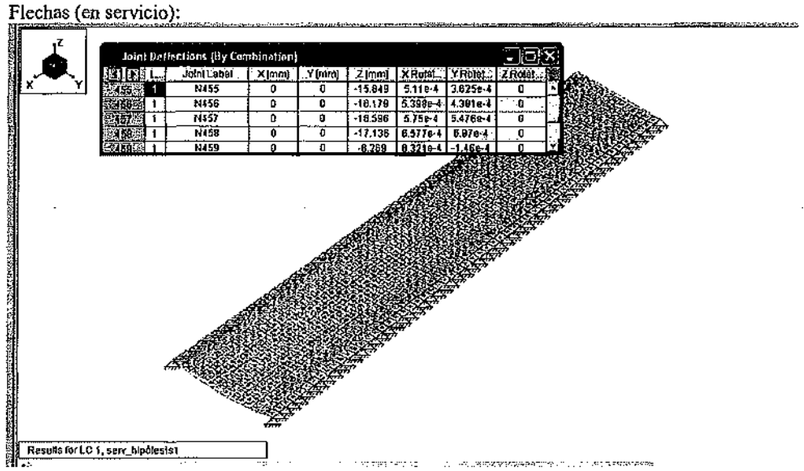


Cortante a cara de apoyo:
Hipótesis 1:
V* = 53,00 Ton/m

Hipótesis 2:
V* = 53,00 Ton/m

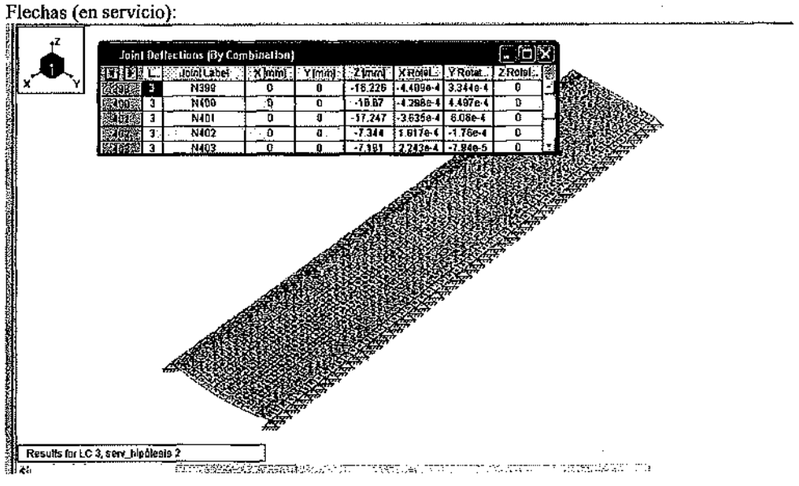
Hipótesis 1:

Flechas (en servicio):



Hipótesis 2:

Flechas (en servicio):



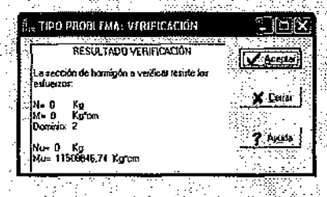
(Valor máximo relativo de 1,5cm o L/650 sin contar efecto del pretensado).

A continuación se presenta un resumen de los resultados y los diversos estados límites verificados:

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

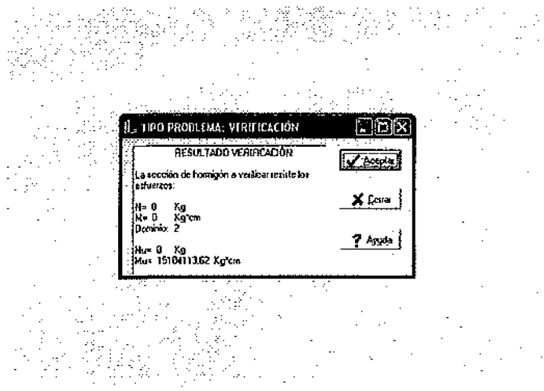
Momento positivo transversal: 171Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,44cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 115,08Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 1,0cm (es decir a 4.0cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 20 cada 20cm en una de longitud de 7m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 178,41Tm/m según se muestra a continuación:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 151,04Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 151,04Tm/m se da a 4'5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 75cm y 100cm se obtiene una longitud de 7m.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 10 cada 20cm y una inferior ortotrópica del 16 cada 20cm. Así la cuantía geométrica total en la dirección de reparto es de:

13,93 / 100 x 65 = 0,0021 > 0,0018

La armadura inferior es de 10cm2/m y el mínimo mecánico de la instrucción es:

0,04 Ac fcd/fyd, el cual se puede reducir por el factor alfa (página 151 de la EHE) obteniéndose una armadura mínima necesaria de:

9,9cm2 / 1,5 = 6,6cm2 < los 10 cm2 dispuestos.

Así los mínimos mecánico y geométrico de la EHE se cumplen.

ELU CORTANTE:

Cortante: 46,97 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante se tendría:

Vc = 19,41T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,2Ton/m

Vs = 0,9 x (64 / 25) x 5 x 0,785 x 4000 = 36,14Ton/m (5 ramas del 10 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 52,34T/m > 46,97T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in sítu". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 10 cada 25cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara del apoyo es de 2,55m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,2m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 34T/m

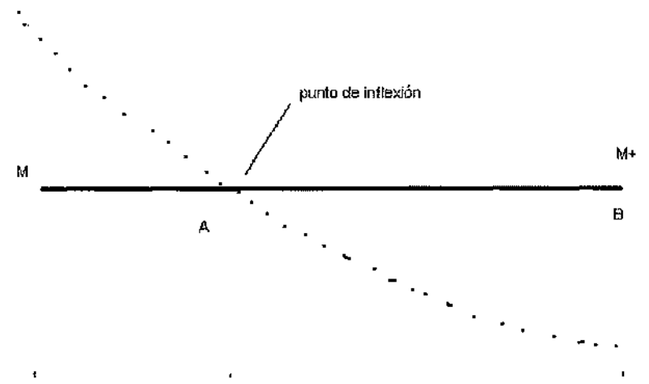
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,53 x (100 x 0,0058 x 30) x 100 x 71 = 34T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

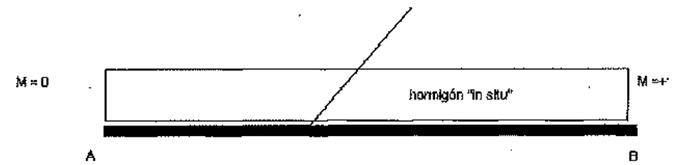
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

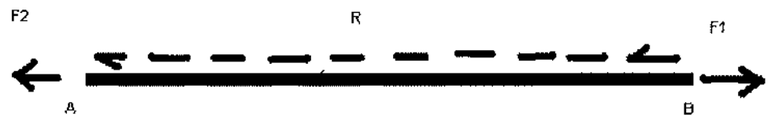


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 171Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 12,52/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 14cm2 x fpu =260Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 213Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 31 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 207 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 626
= 500 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 207 + 500 = 707Ton

Resistencia = 707 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 334 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es inferior 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones en la fibra inferior pero inferiores a la resistencia a tracción del hormigón H50.

El valor máximo de tracción es de 16,7kg/cm2 y para un hormigón H50 la resistencia característica correspondiente es de 29,5kg/cm2 y resistencia a flexo-tracción de 50,2kg/cm2. Se entiende por tanto que no fisura.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 12,52m la distancia entre ganchos es de 3,1m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,8Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor y 250cm de ancho con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 10,24cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182280Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H35. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 50cm. El pretensado se dará mediante 13 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro. El número total de cordones por prelosa de 2,5m será de 25.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182280Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 2,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x2,74/(100x225)= 122kg /cm2 – 133kg /cm2

σ_p =-11kg /cm2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H35)

Fibra inferior :

σ_p = 255kg /cm2 compresión e inferior a 0,75fck (valor provisional) en el momento de tesado 263kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H35).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 2 de Junio del 2006

Barcelona, 2 de Junio del 2006

LOSA BI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz de 12.5m)

m20 - 161.162
m20 - 162. v.c.
TRAMO 1

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en una losa bi-direccional formada por prelosas pretensadas de 250x15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 60cm. La tipología, por tanto, corresponde a una losa semi-prefabricada-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:
- Peso propio losa maciza de 75cm 1875kg/m2
- Permanentes: 2700kg/m2
- Variables: 1500kg/m2

Hipótesis 2:
- Peso propio losa maciza de 75cm 1875kg/m2
- Permanentes: 2700kg/m2
- MOPU:
  - Variables 400kg/m2
  - Tren de cargas 60T

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 5 cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,35 x 2T/m2 = 2,7T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

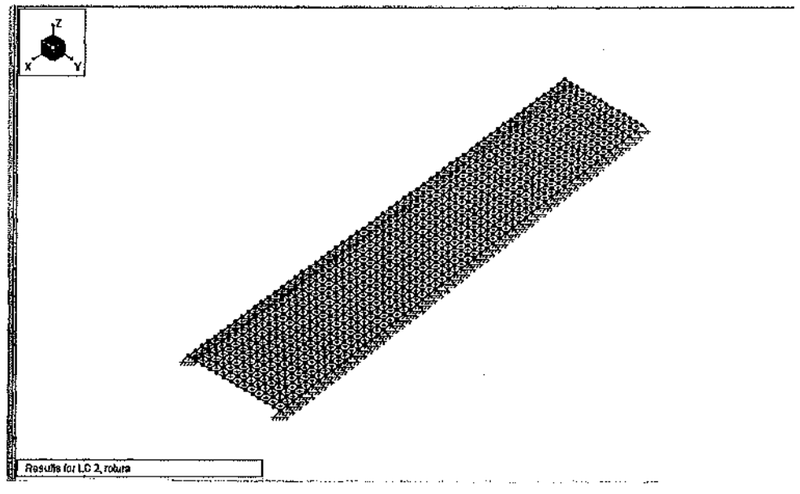
Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 8831,25kg/m2

El modelo corresponde a una losa de 56,5m de ancho aproximadamente por 11,85m de luz libre máxima. La prelosa es de 250x15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

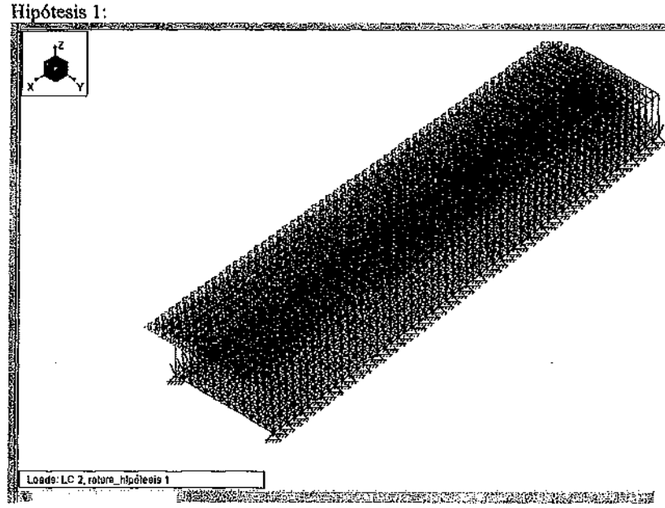
2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:

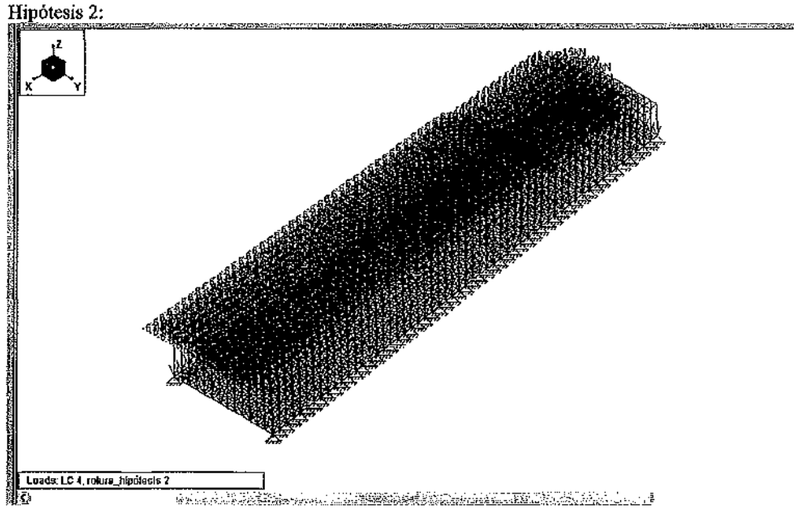


Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:

Hipótesis 1:



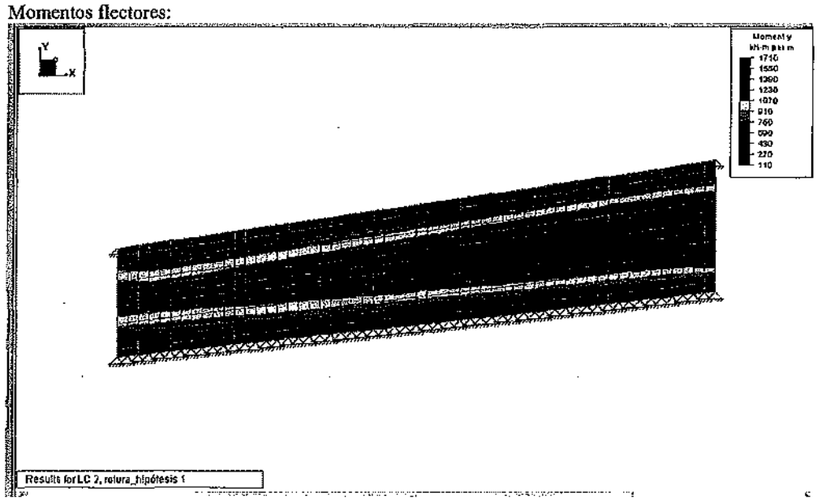
Hipótesis 2:



Con este modelo se obtuvieron los siguientes resultados:

Hipótesis 1:

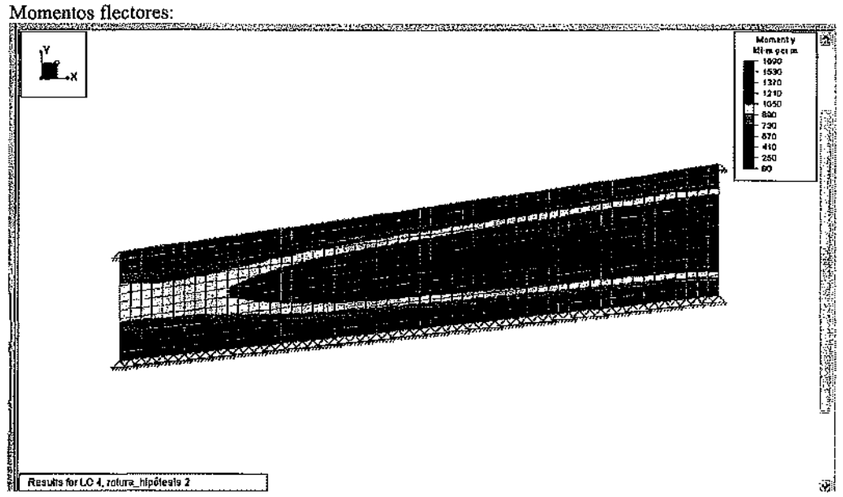
Momentos flectores:



max positivo +171Tm/m

Hipótesis 2:

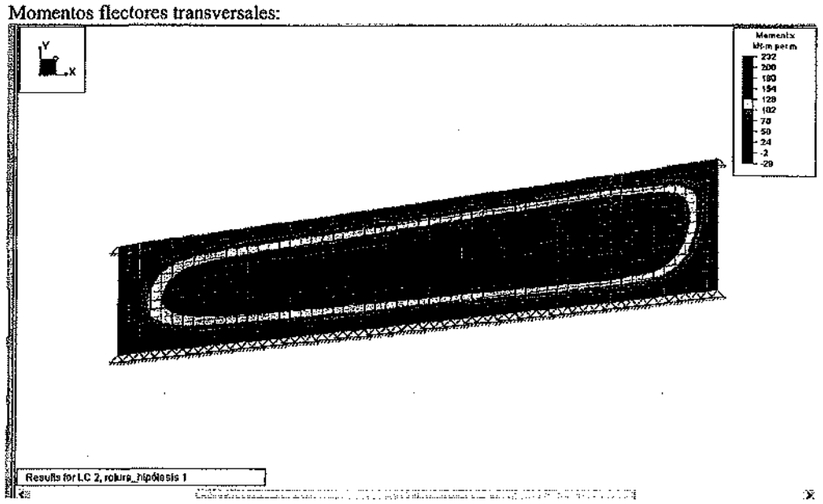
Momentos flectores:



max positivo +169Tm

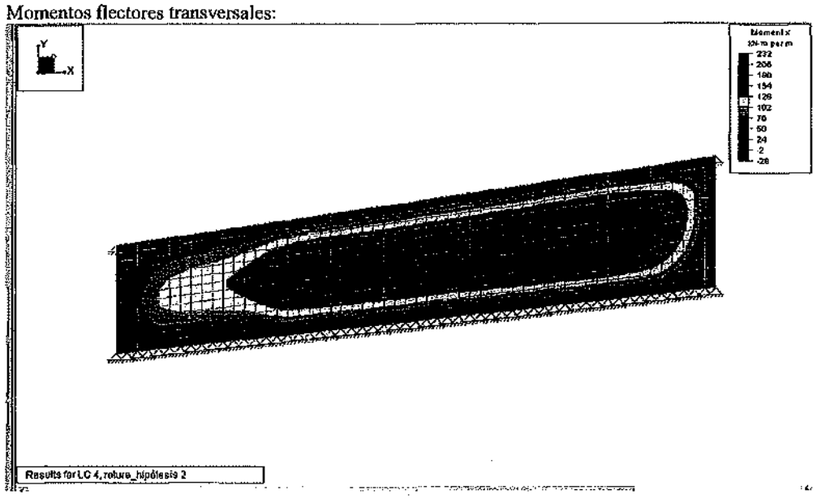
Hipótesis 1:

Momentos flectores transversales:



Hipótesis 2:

Momentos flectores transversales:

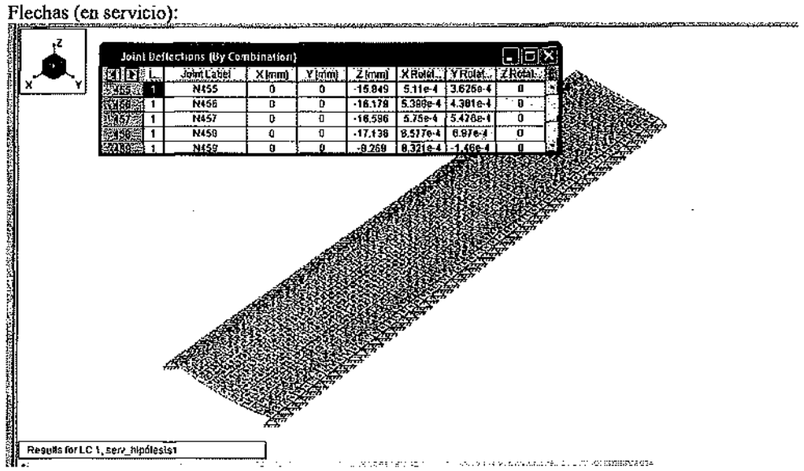


Cortante a cara de apoyo:
Hipótesis 1:
V* = 53,00 Ton/m

Hipótesis 2:
V* = 53,00 Ton/m

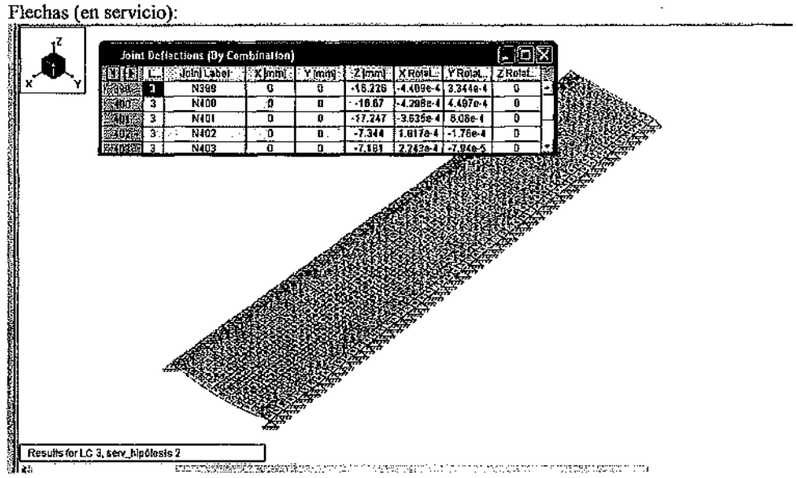
Hipótesis 1:

Flechas (en servicio):



Hipótesis 2:

Flechas (en servicio):



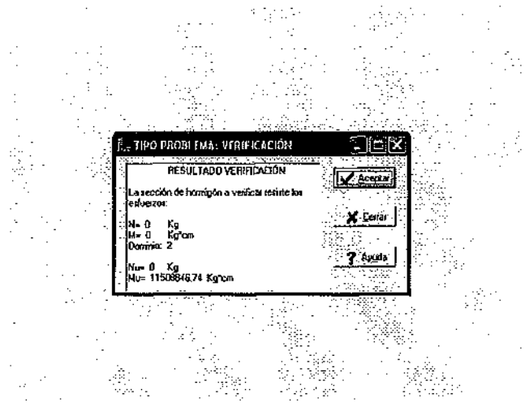
(Valor máximo relativo de 1,5cm o L/650 sin contar efecto del pretensado).

A continuación se presenta un resumen de los resultados y los diversos estados límites verificados:

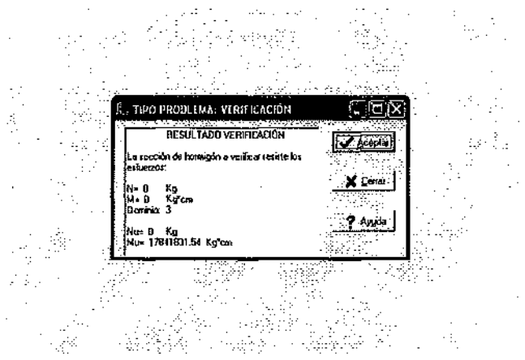
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 171Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,44cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 115,08Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 1,0cm (es decir a 4.0cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

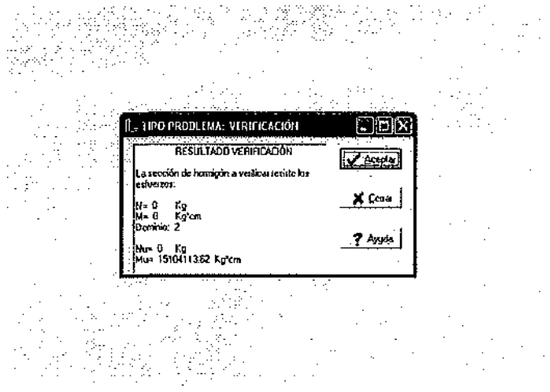


Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 20 cada 20cm en una de longitud de 7m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 178,41Tm/m según se muestra a continuación:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 151,04Tm/m, según se muestra a continuación:

1300



Este momento de 151,04Tm/m se da a 4'5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 75cm y 100cm se obtiene una longitud de 7m.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 10 cada 20cm y una inferior ortotrópica del 16 cada 20cm. Así la cuantía geométrica total en la dirección de reparto es de:

13,93 / 100 x 65 = 0,0021 > 0,0018

La armadura inferior es de 10cm2/m y el mínimo mecánico de la instrucción es:

0,04 Ac fcd/fyd, el cual se puede reducir por el factor alfa (página 151 de la EHE) obteniéndose una armadura mínima necesaria de:

9,9cm2 / 1,5 = 6,6cm2 < los 10 cm2 dispuestos.

Así los mínimos mecánico y geométrico de la EHE se cumplen.

ELU CORTANTE:

Cortante: 46,97 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante se tendría:

Vc = 19,41T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,2Ton/m

Vs = 0,9 x (64 / 25) x 5 x 0,785 x 4000 = 36,14Ton/m (5 ramas del 10 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 52,34T/m > 46,97T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaria" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 10 cada 25cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara del apoyo es de 2,55m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,2m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 34T/m

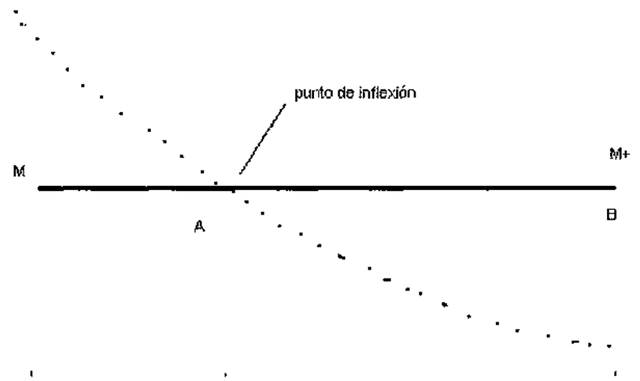
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,53 x (100 x 0,0058 x 30) x 100 x 71 = 34T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por sí solo transmite la solicitación por corte.

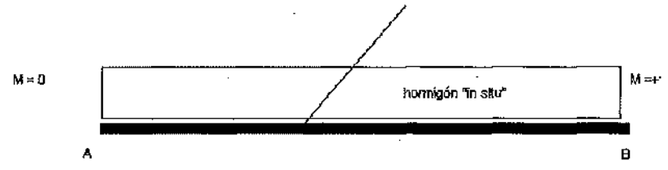
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

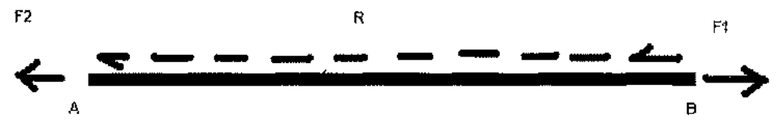


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 171Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 12,52/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 14cm2 x fpu =260Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 213Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 31 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 207 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 626
= 500 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 207 + 500 = 707Ton

Resistencia = 707 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 334 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es inferior 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones en la fibra inferior pero inferiores a la resistencia a tracción del hormigón H50.

El valor máximo de tracción es de 16,7kg/cm2 y para un hormigón H50 la resistencia característica correspondiente es de 29,5kg/cm2 y resistencia a flexo-tracción de 50,2kg/cm2. Se entiende por tanto que no fisura.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 12,52m la distancia entre ganchos es de 3,1m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,8Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor y 250cm de ancho con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 10,24cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182280Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H35. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 50cm. El pretensado se dará mediante 13 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro. El número total de cordones por prelosa de 2,5m será de 25.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182280Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 2,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x2,74/(100x225)= 122kg /cm2 – 133kg /cm2

σ_p =-11kg /cm2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H35)

Fibra inferior :

σ_p = 255kg /cm2 compresión e inferior a 0,75fck (valor provisional) en el momento de tesado 263kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H35).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 2 de Junio del 2006

Módulo 20a1

Barcelona, 5 de Junio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 13,6m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

modelo 20 - 1b2 - uc1.
tramo2.
Modulo 21a - tb1 - 1b2

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 65cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 80cm 2000kg/m2
- Permanentes: 3060kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 103cm) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 23cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,53 x 2T/m2 = 3,06T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 9540kg/m2

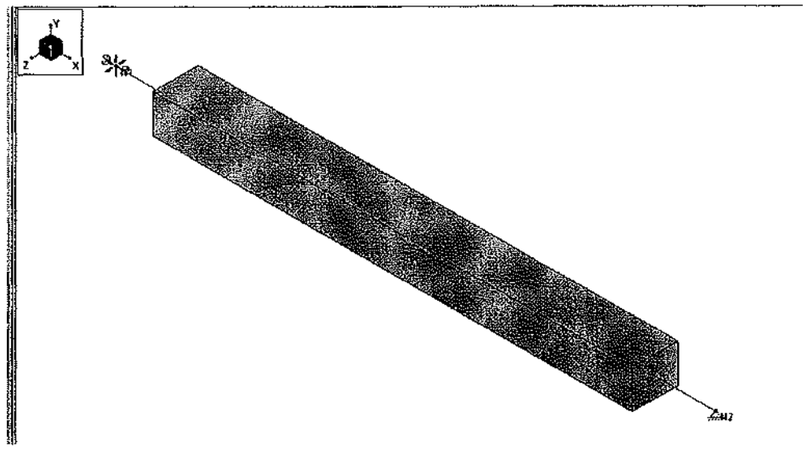
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 13,6m de luz de cálculo y 13,1m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 225Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

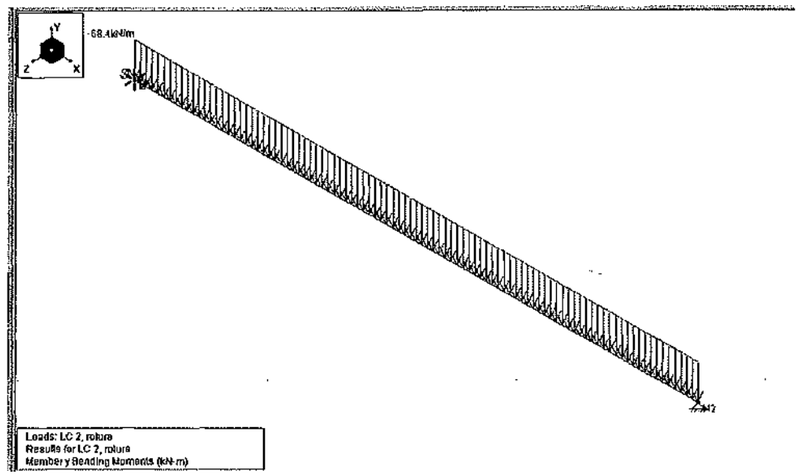
Intracesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
17 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

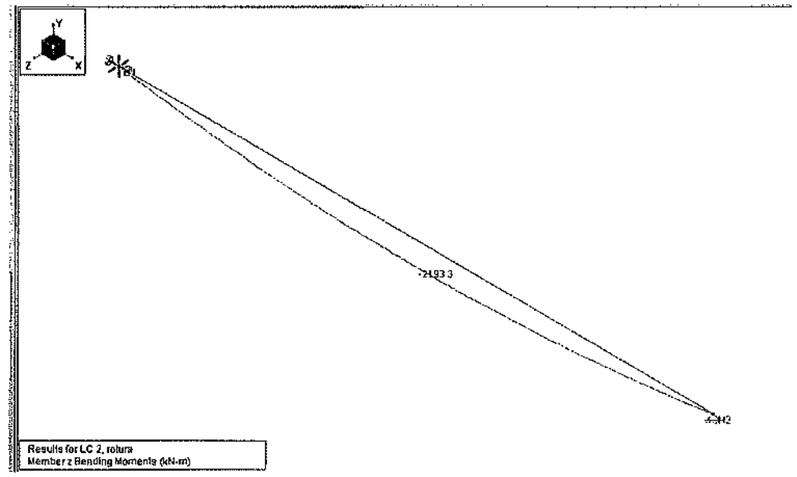
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



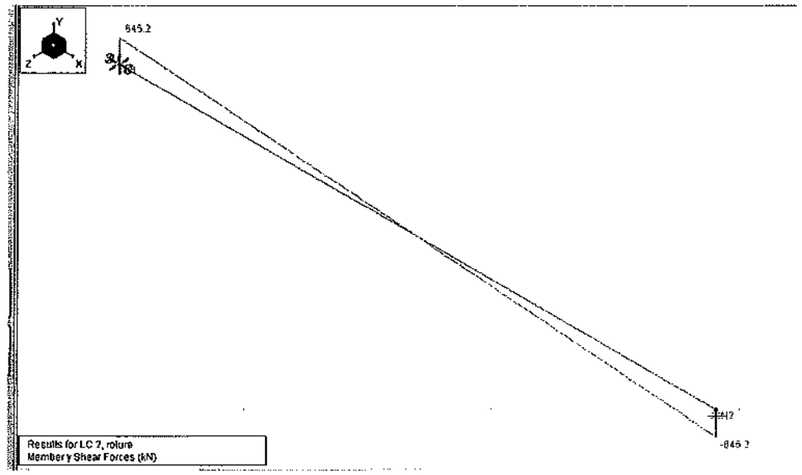
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 219,33Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 64,52T/m.

Para una luz libre de 13,1m y una carga de 9,54T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 62,49 Ton/m

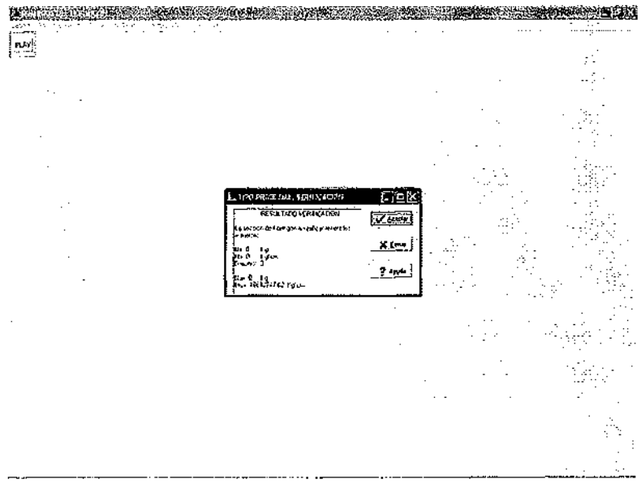
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 55,24 T/m

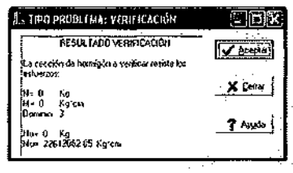
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

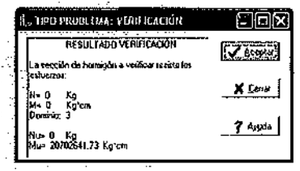
Momento positivo transversal: 219,33Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 18,48cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 186,4Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 1,74cm (es decir a 5,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



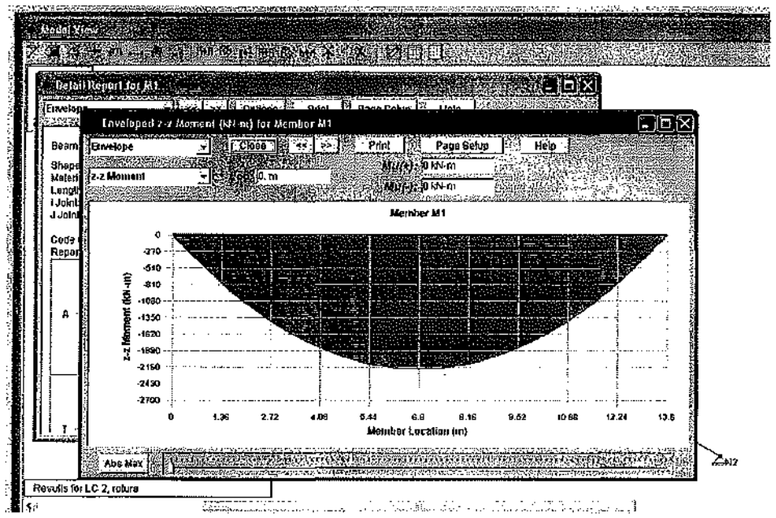
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 16 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20cm en una de longitud de 7,5m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 226Tm/m.



Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 207,02Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 207,02Tm/m se da a 5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 80cm y 100cm se obtiene una longitud de 7,5m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 12 cada 30cm. Esta armadura de cocido transmite un momento en la dirección longitudinal de hasta 11,26Tm/m.

ELU CORTANTE:

Cortante: 55,24 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,56 x (100 x 0,00156 x 30) x 100 x 76

Vc = 19,84T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,53Ton/m

Vs = 0,9 x (64 / 30) x 5 x 1,13 x 4000 = 43,39Ton/m (5 ramas del 12 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 59,92T/m > 55,24T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,35m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,54m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 38T/m

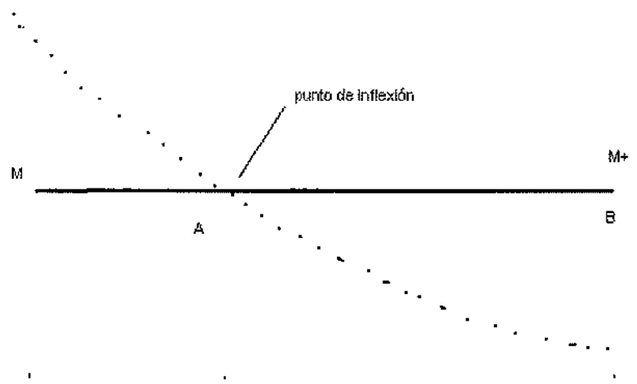
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,57 x (100 x 0,008 x 30) x 100 x 81 = 42T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

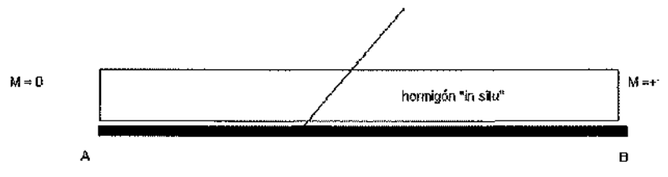
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

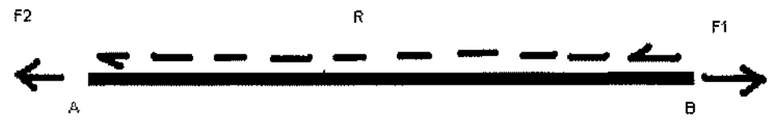


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 231Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 13,6/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 18,48cm2 x fpu = 343Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 338Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 34 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "fisicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 377 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 377 + 392 = 769Ton

Resistencia = 769 Ton >> 343 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 363 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (41,4kg/cm2) en la fibra inferior aproximadamente de valor igual a la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2), y es claro que, en caso de producirse, no habría problema de ancho de fisura excesiva.

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 8,1kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 33kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 3cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 5,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 50mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 13,6m la distancia entre ganchos es de 3,4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,8Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 18,48cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 9,24cm lo que da una excentricidad de 1,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 225Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 13 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro con un área total de 18,48cm2/m.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 225Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 1,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 225000 / (15 x 100) - 6x225000x1,74/(100x225)= 150kg /cm2 – 104,4kg /cm2

σ_p =46,6kg /cm2 compresión.

Fibra inferior :

σ_p = 254Kg /cm2 compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 7 de Julio del 2006

Módulo 20b1

Barcelona, 28 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 9,80m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 20cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

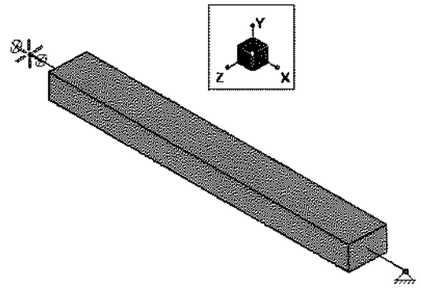
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8794kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 9,80m de luz de cálculo y 9,30m de luz libre. La prelosa es de 10cm con una fuerza de pretensado en planta de 135,40Ton/m.

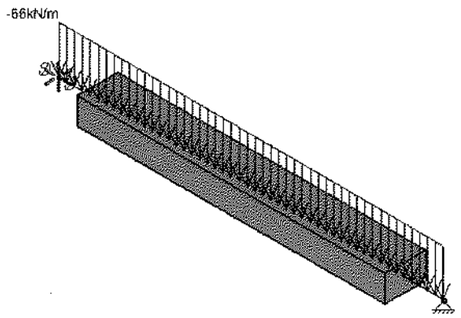
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

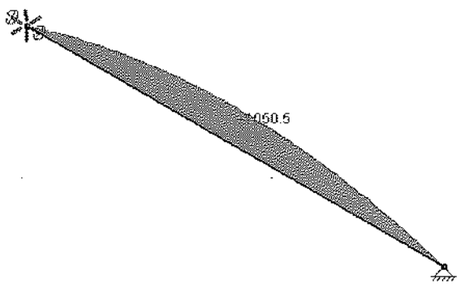
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 105Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 43,0T/m.

Para una luz libre de 9,30m y una carga de 8,794T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 40,9 Ton/m

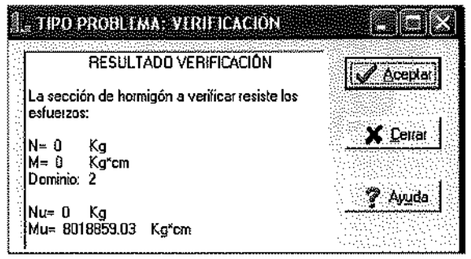
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 35,2 T/m

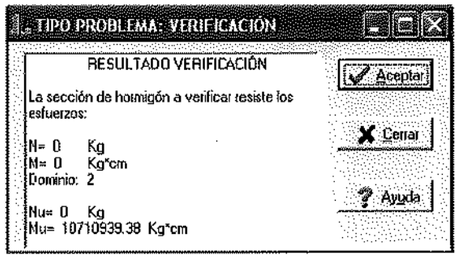
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

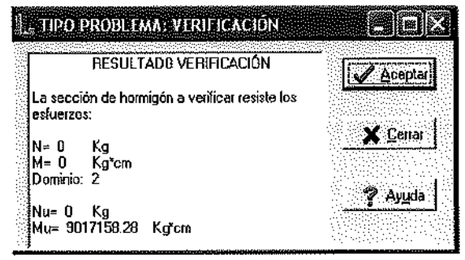
Momento positivo transversal: 105Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 9,33cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 81Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,50cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



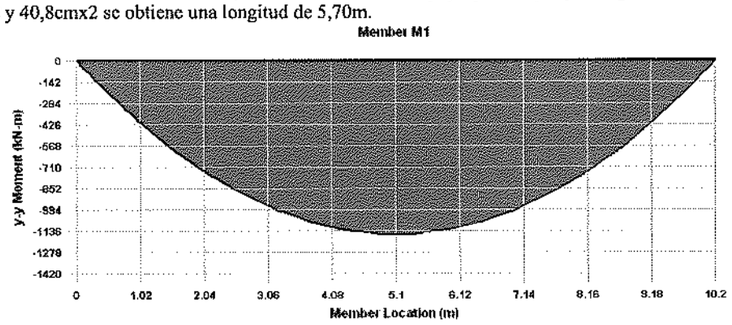
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 16 cada 20 de longitud 5,70m. Así, el momento último resistido es de 107Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 90Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 90Tm/m se da a 3,06m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 5,70m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 35,2 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43 T/m > 35,2 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 15cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 185cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,55m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0061 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 30,1T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

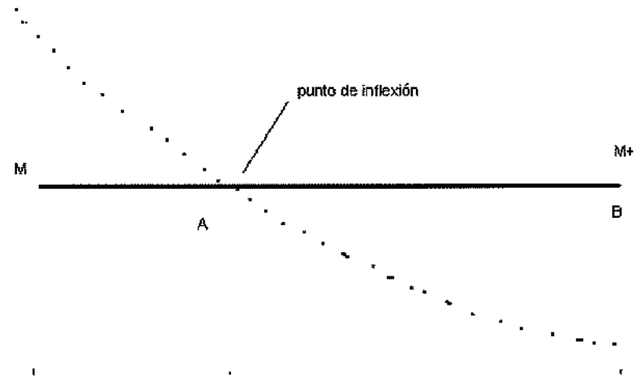
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 35,2T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 30,1T/m =45,5 T/m > 35,2 T/m

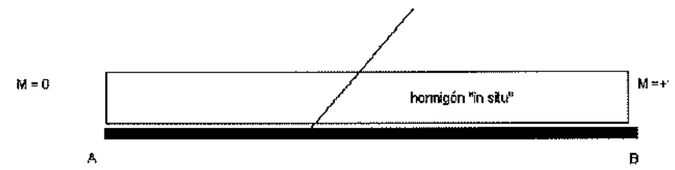
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

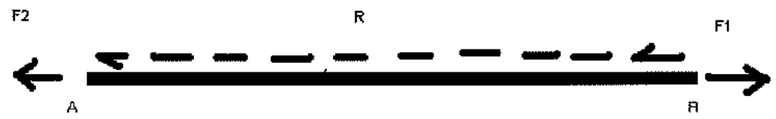


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 105Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 9,8/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

$F1 = 9{,}33cm^2 \times fpu = 173{,}53Ton/m$

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 173,5 Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 592Ton

Resistencia = 592 Ton >> 173 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1{,}5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 173Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10,5mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 0,22kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 16,43kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 0,19cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,50cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 9,80m la distancia entre ganchos es de 2,45m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,3Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 9,33cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 0,50cm. La fuerza en pretensado en planta será de 121,47Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 121,47Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,50cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 121470 / (15 x 100) - 6x121470x3/(225x100)= 80,98kg /cm2 – 97,17kg /cm^2

σ_p =16,2kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40)

Fibra inferior:

σ_p = 178,2kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 28 de Noviembre del 2006

Módulo 21

Barcelona, 5 de Junio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 13,6m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

módelo 20 - 1b2 - uc1.
tramo2.
Modulo 21a - tb1 - 1b2

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 65cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 80cm 2000kg/m2
- Permanentes: 3060kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 103cm) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 23cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,53 x 2T/m2 = 3,06T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 9540kg/m2

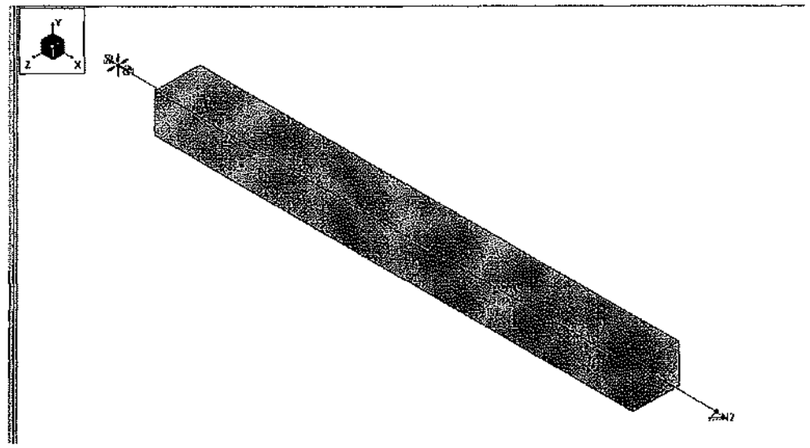
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 13,6m de luz de cálculo y 13,1m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 225Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

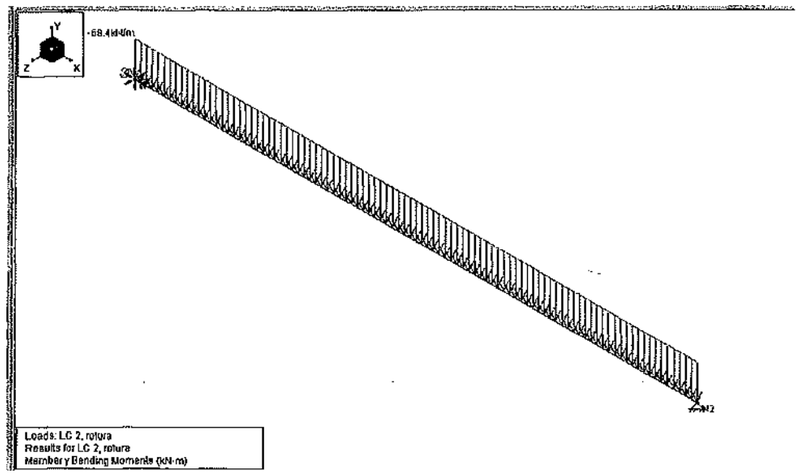
Intrasa tec
Ingeniería de Trazados y Estructuras
17 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

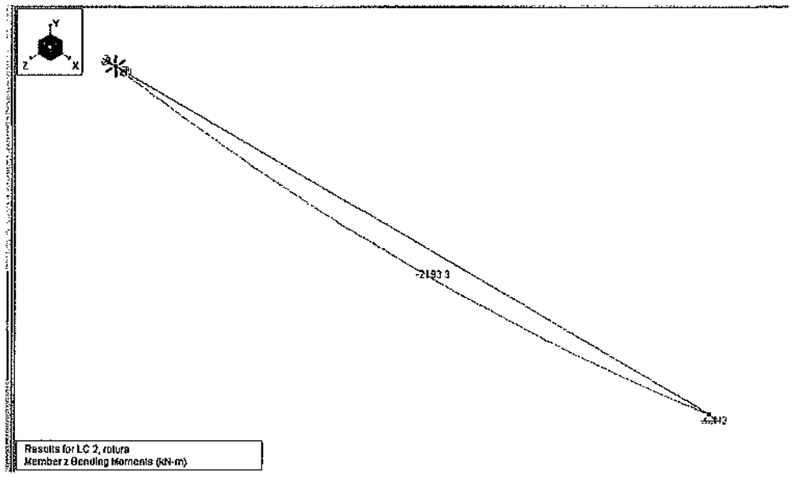
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



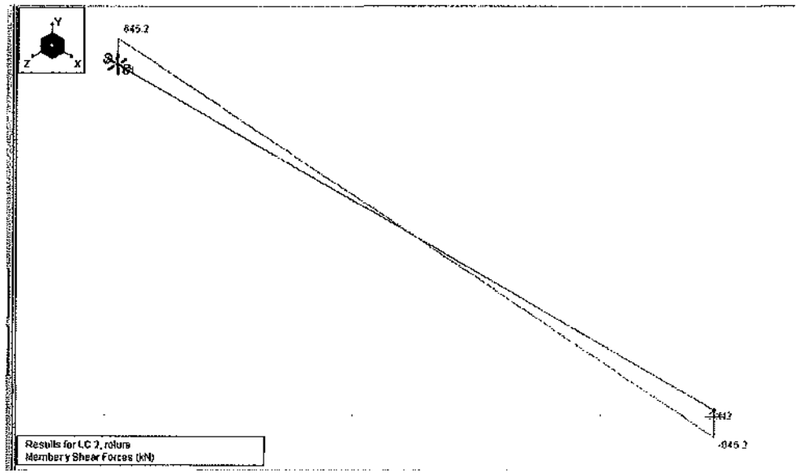
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 219,33Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 64,52T/m.

Para una luz libre de 13,1m y una carga de 9,54T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 62,49 Ton/m

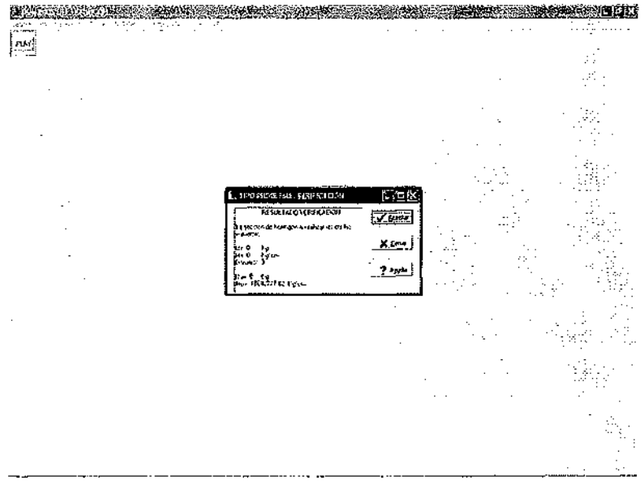
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 55,24 T/m

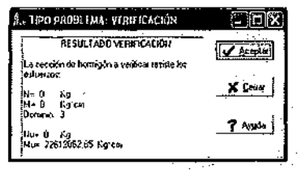
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

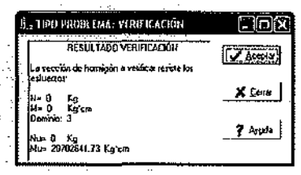
Momento positivo transversal: 219,33Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 18,48cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 186,4Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 1,74cm (es decir a 5,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



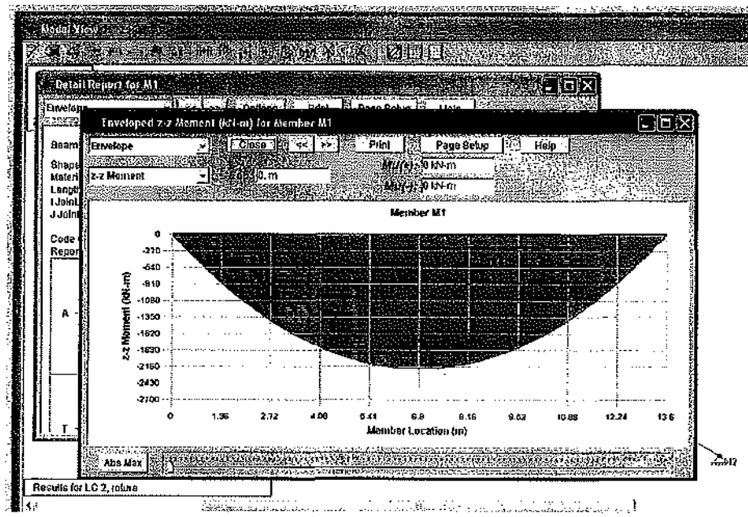
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 16 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20cm en una de longitud de 7,5m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 226Tm/m.



Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 207,02Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 207,02Tm/m se da a 5m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 80cm y 100cm se obtiene una longitud de 7,5m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 12 cada 30cm. Esta armadura de cocido transmite un momento en la dirección longitudinal de hasta 11,26Tm/m.

<u>ELU CORTANTE:</u>

Cortante: 55,24 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,56 x (100 x 0,00156 x 30) x 100 x 76

Vc = 19,84T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,53Ton/m

Vs = 0,9 x (64 / 30) x 5 x 1,13 x 4000 = 43,39Ton/m (5 ramas del 12 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 59,92T/m > 55,24T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,35m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,54m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 38T/m

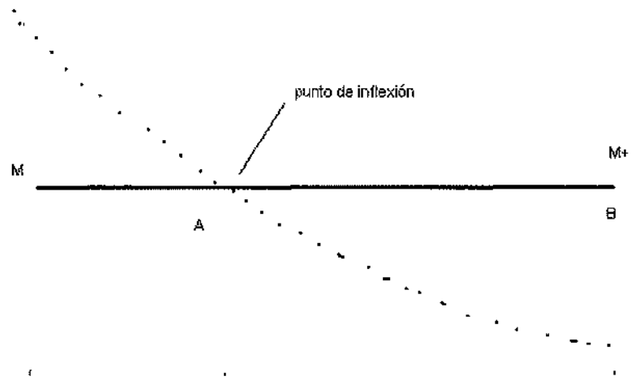
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,57 x (100 x 0,008 x 30) x 100 x 81 = 42T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

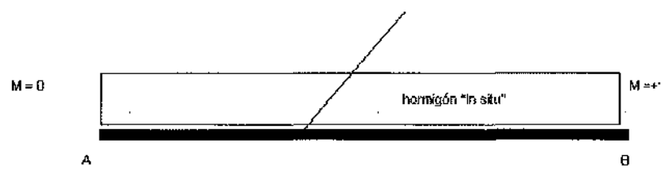
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

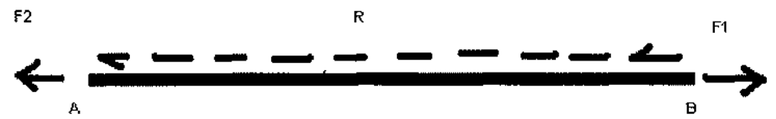


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 231Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 13,6/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 18,48cm2 x fpu = 343Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 338Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 34 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 377 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 377 + 392 = 769Ton

Resistencia = 769 Ton >> 343 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 363 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (41,4kg/cm2) en la fibra inferior aproximadamente de valor igual a la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2), y es claro que, en caso de producirse, no habría problema de ancho de fisura excesiva.

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 8,1kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 33kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 3cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 5,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 50mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 13,6m la distancia entre ganchos es de 3,4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,8Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 18,48cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 9,24cm lo que da una excentricidad de 1,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 225Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 13 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro con un área total de 18,48cm2/m.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 225Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 1,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 225000 / (15 x 100) - 6x225000x1,74/(100x225)= 150kg /cm2 – 104,4kg /cm2

σ_p =46,6kg /cm2 compresión.

Fibra inferior :

σ_p = 254Kg /cm2 compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 7 de Julio del 2006

CONCRETE

CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED

BY

MAMDOUH M. EL-BADRY

THE UNIVERSITY OF CALGARY

JANUARY, 1985.

REFERENCE - ELBADRY, M. AND GHALI, A.,

USERS' MANUAL

RESEARCH

CIVIL ENGG.

JANUARY 1985.

AND COMPUTER PROGRAM "CPF",

REPORT NO. CE85-2, DEPT. OF

THE UNIVERSITY OF CALGARY,

1

LIBRARY

CONDITIONS OF RELEASE OF

PROGRAMS FROM THE

STRUCTURAL ENGINEERING SOFTWARE

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

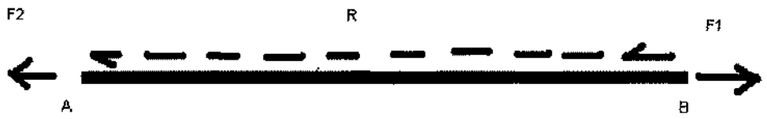
THE UNIVERSITY OF CALGARY, CANADA

1. THE SOFTWARE IS RELEASED TO THE RECEIVING PARTY FOR THEIR USE ONLY, AND MAY NOT BE PASSED ON TO OTHER PARTIES WITHOUT WRITTEN PERMISSION OF THE DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, THE UNIVERSITY OF CALGARY.

* 2. THE SOFTWARE IS NOT GUARANTEED TO BE FREE OF ERRORS. *

* 3. THE AUTHORS SHALL BE ACKNOWLEDGED IN ANY PUBLISHED REFERENCE TO THE * SOFTWARE, OR RESULTS DERIVED FROM IT.

***



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 21cm2 x fpu = 390,6Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 390,6Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,3

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 37 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 410 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 739
= 591 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 410 + 591 = 1001Ton

Resistencia = 1001 Ton >> 391 Ton

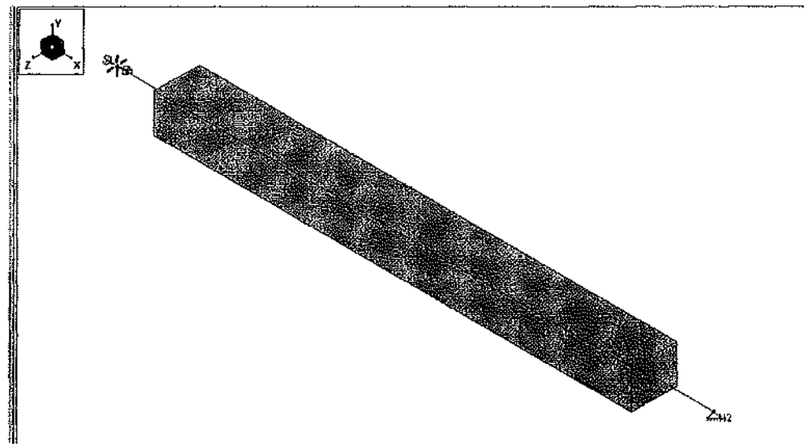
Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

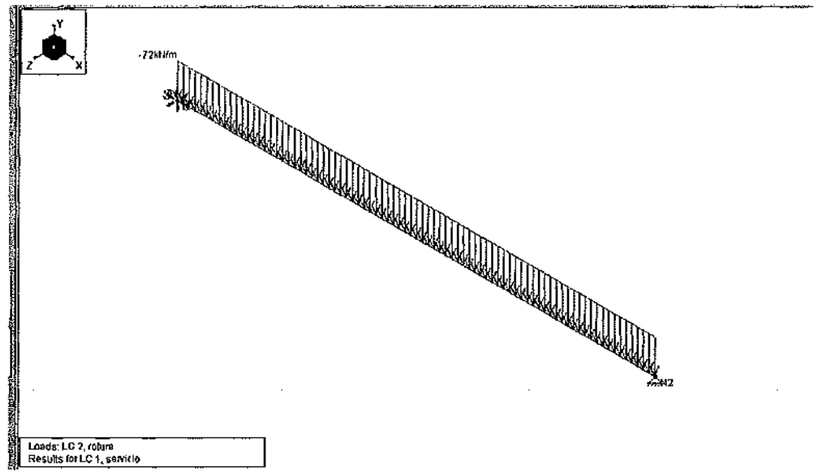
Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

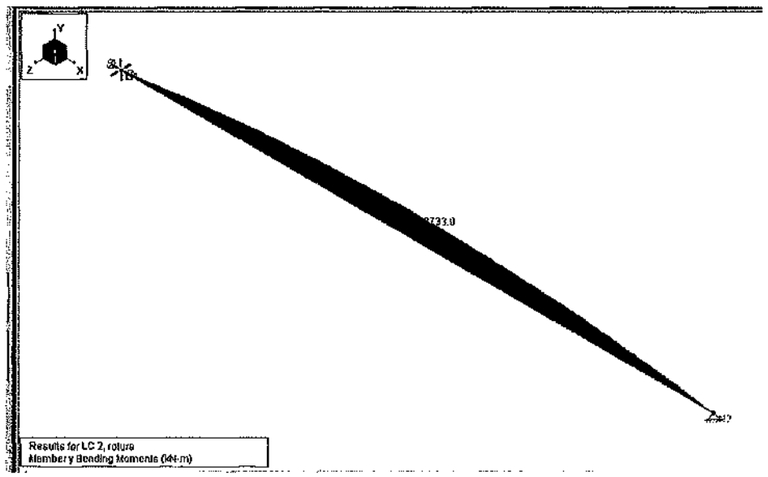
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



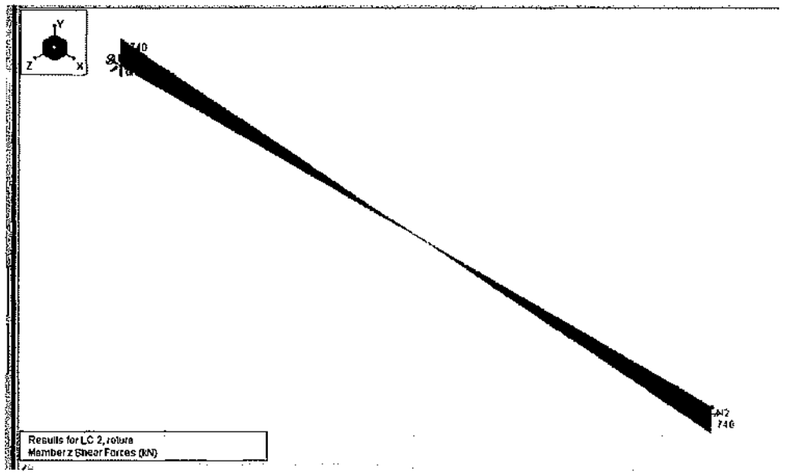
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 273,39Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 74,00T/m.

Para una luz libre de 14,39m y una carga de 10,07T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 72,46 Ton/m

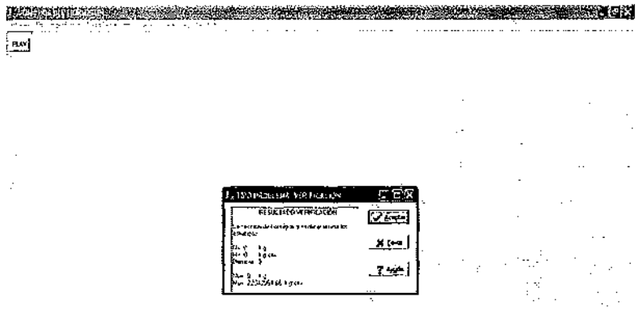
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 64,30 T/m

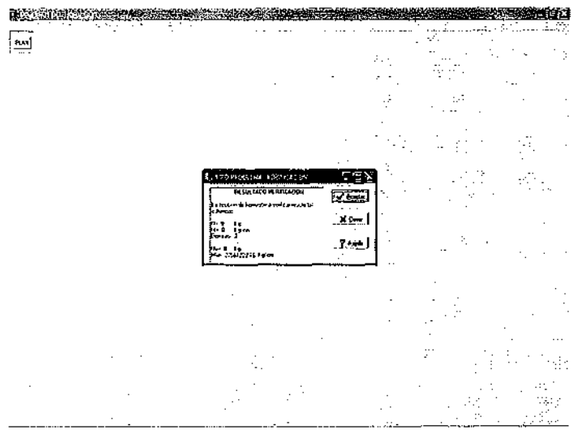
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

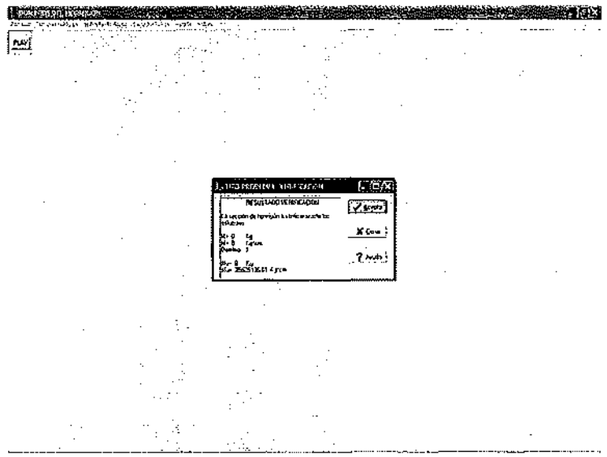
Momento positivo transversal: 273,39Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 21,28cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 223,4Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



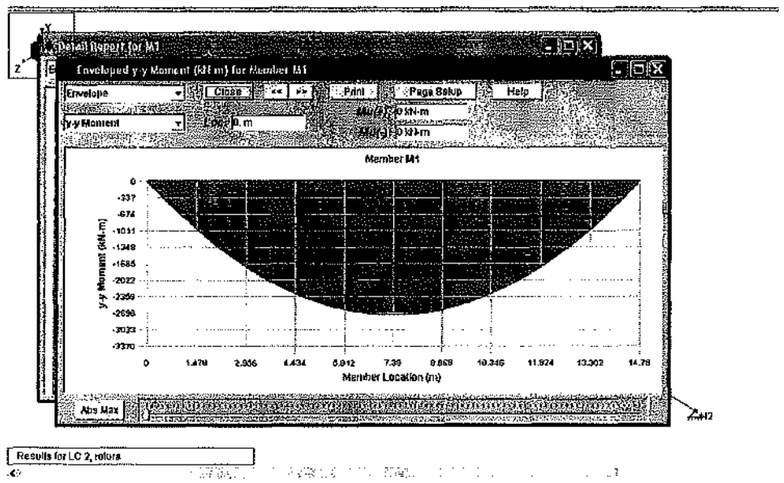
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20cm en una de longitud de 6,5m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 275,6Tm/m.



Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 256Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 256Tm/m se da a 6m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 85cm y 100cm se obtiene una longitud de 6,5m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 64,3 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,0023 x 30) x 100 x 69

Vc = 23,5T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 19,6Ton/m

Vs = 0,9 x (69 / 30) x 5 x 1,13 x 4000 = 46,8Ton/m (5 ramas del 12 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 66,4T/m > 64T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,35m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,95m a cada extremo de la cara libre. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 43T/m

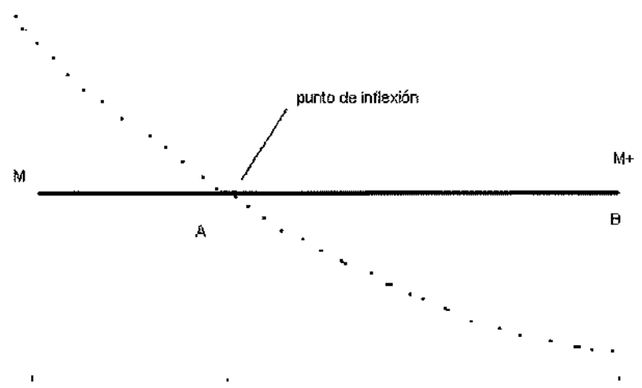
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,0096 x 30) x 100 x 80 = 44,1T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

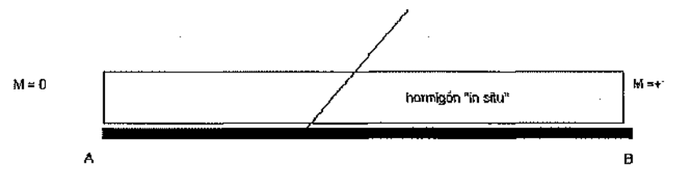
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:



donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 273Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 14,78/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 394 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (38,2kg/cm2) en la fibra inferior menores a la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de sólo 6,94kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 36,6kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 2,4cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 6,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 7cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 14,78m la distancia entre ganchos es de 3,7m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,9Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 21,28cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 8,24cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

$\sigma_p = 277060 / (15 \times 100) - 6x277060x0,74/(100x225) = 184,7kg/cm2 - 44,8kg/cm2$

$\sigma_p = 140kg/cm2$ compresión

Fibra inferior :

$\sigma_p = 229,5kg/cm2$ compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 7 de Julio del 2006

Barcelona, 30 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,28m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

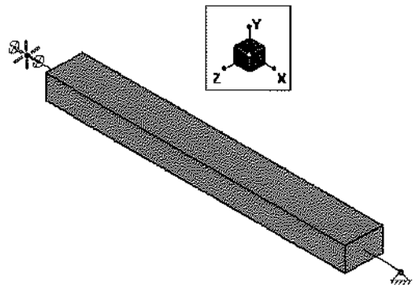
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8794kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,28m de luz de cálculo y 10,78m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 167Ton/m.

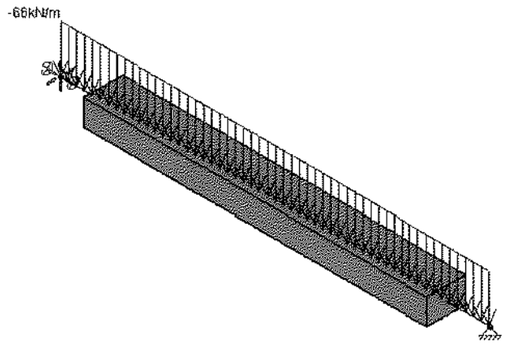
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

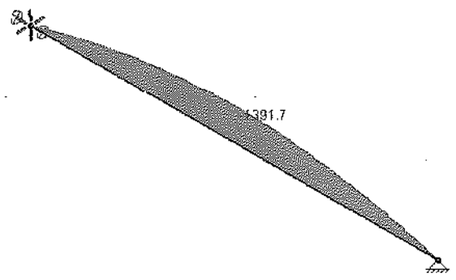
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 139,2Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,6T/m.

Para una luz libre de 10,78m y una carga de 8,794T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

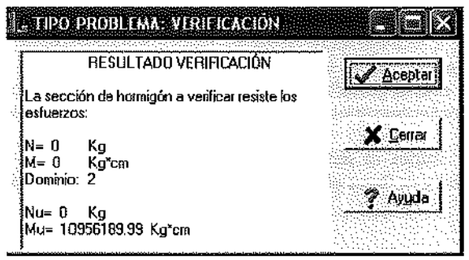
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 41,6 T/m

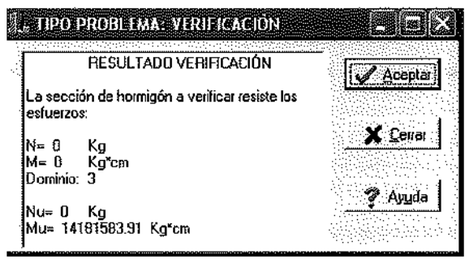
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 139,2Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 12,83cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 109Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



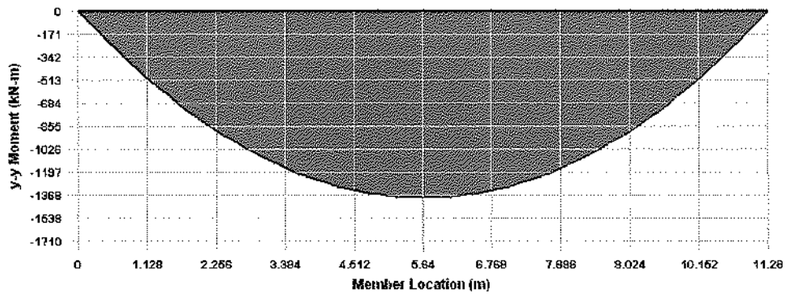
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,80m. Así, el momento último resistido es de 142Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 118Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 118Tm/m se da a 3,42m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,80m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,00m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 29,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}0081 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60{,}5 = 33{,}1T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

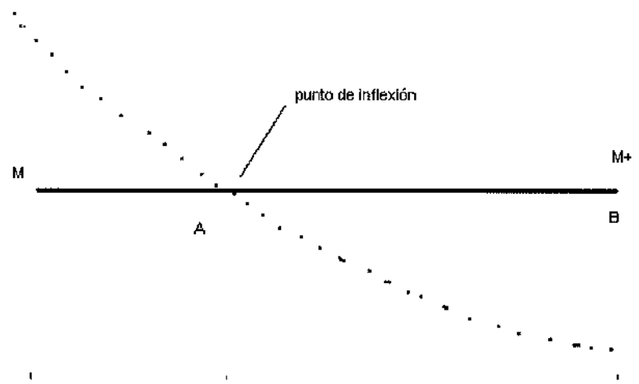
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,7T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 33,1T/m =48,5 T/m > 40,7 T/m

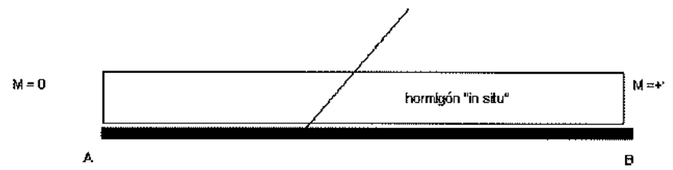
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

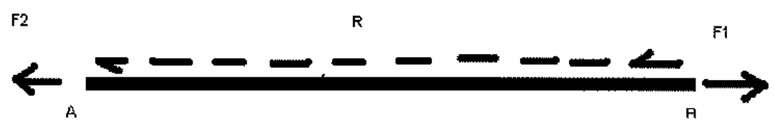


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

$F1 = 12{,}83cm^2 \times fpu = 238{,}5Ton/m$

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 239Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 239 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se accpta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1{,}5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<239Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 94% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (34,63kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,67kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 22,29 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,28m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 12,83cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 167,00Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 167,00Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 167000 / (15 x 100) - 6x167000x3/(100x225)= 111,33kg /cm2 – 133,60kg /cm^2

σ_p =22,27kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 245kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28-11-2006 | N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de $q^* = 8943kg/m2$

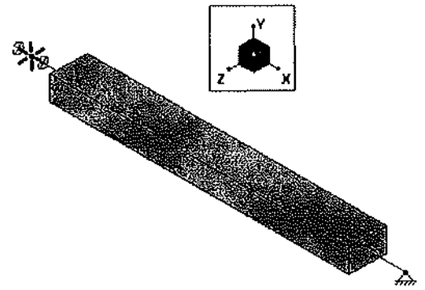
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

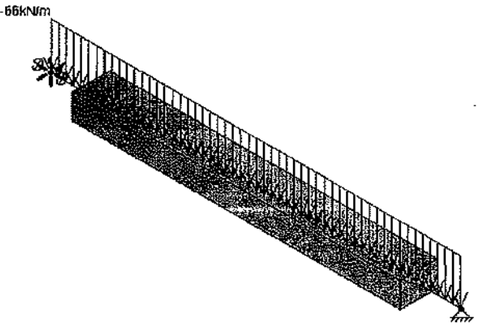
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

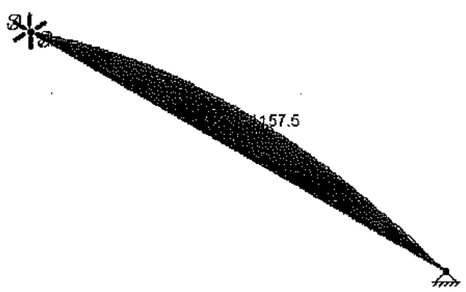
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



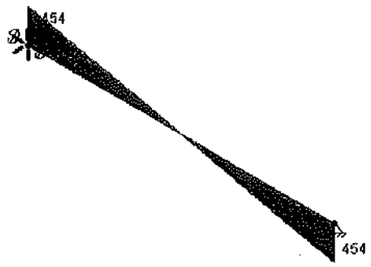
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

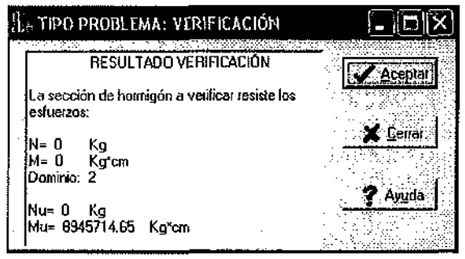
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

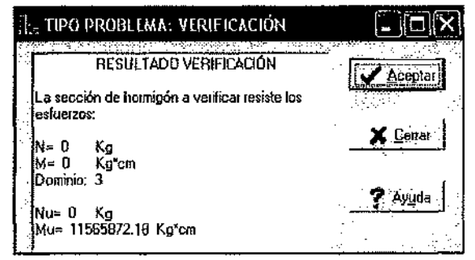
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



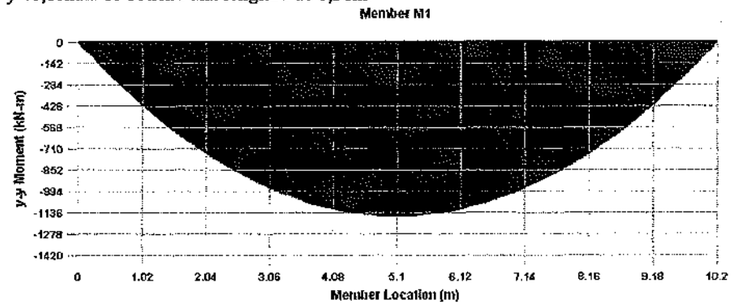
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,00678 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

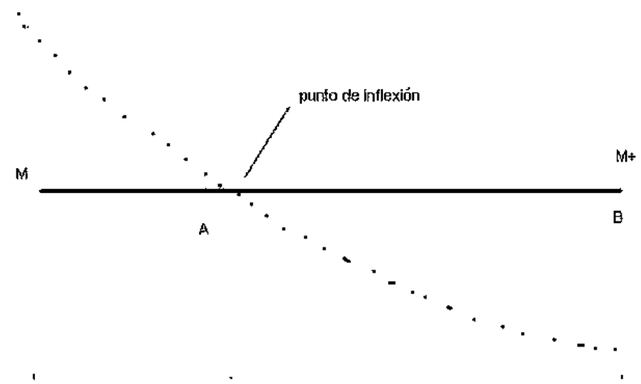
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

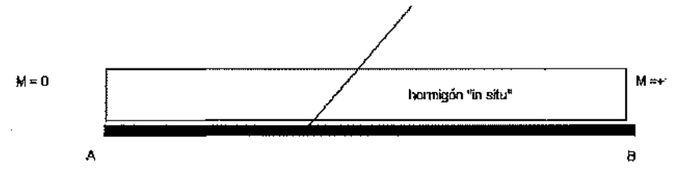
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

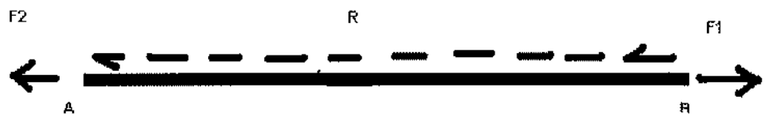


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q

```
**************************************************************************
                                                                        *
**************************************************************************
                                                                        *
                                                                        *
                                                                        *
```

M20-UC3-UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

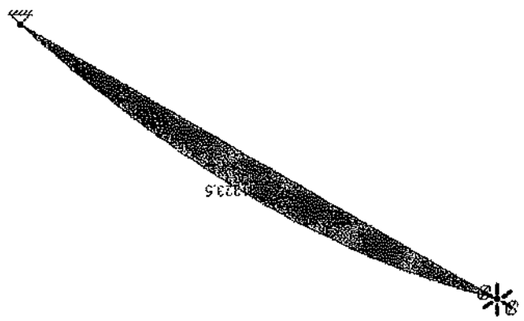
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

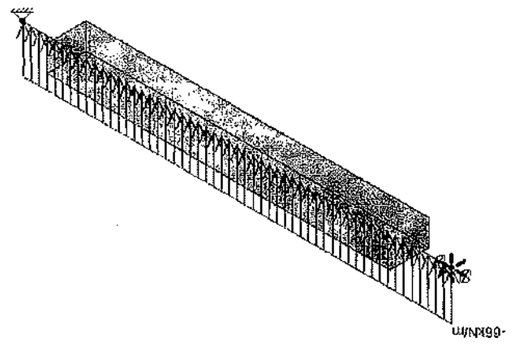
Intemac Ingeniería de Estructuras
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: E-2011

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06
N.º REGISTRO 975

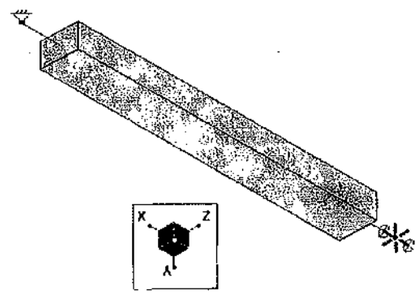
Mu = 132,3Tm/m



Hipótesis 1:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

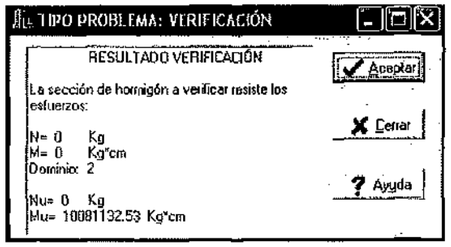
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 41,6 T/m

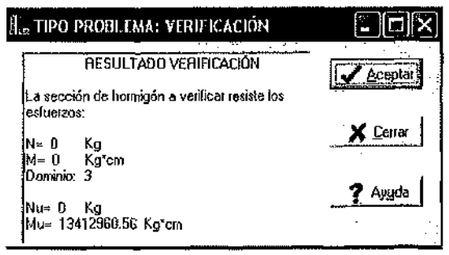
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

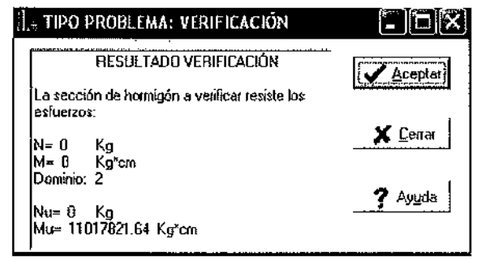
Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



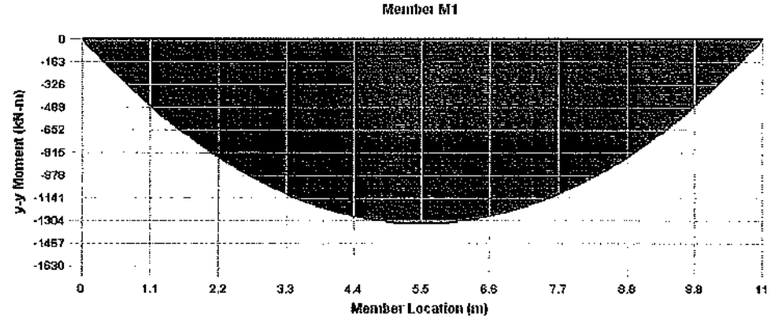
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prefosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

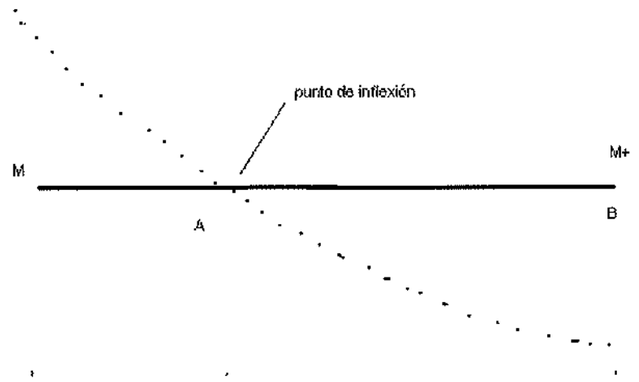
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

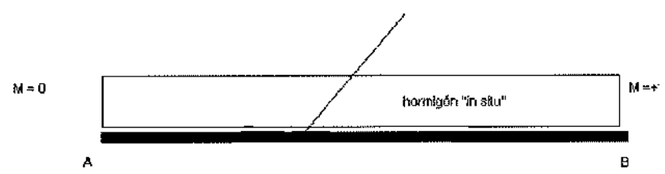
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

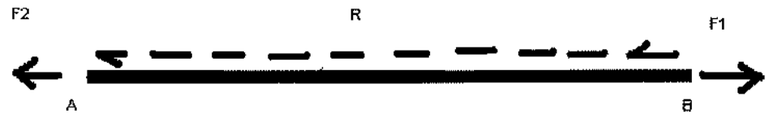


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,96cm^2 x fpu = 222,5Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Módulo 22

Barcelona, 11 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 14,40m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo H6 dm22 .ib1.ib2. TE 1

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 70cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 85cm 2125kg/m2
- Permanentes: 2960kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 103cm) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 18cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,48 x 2T/m2 = 2.96T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 9559kg/m2

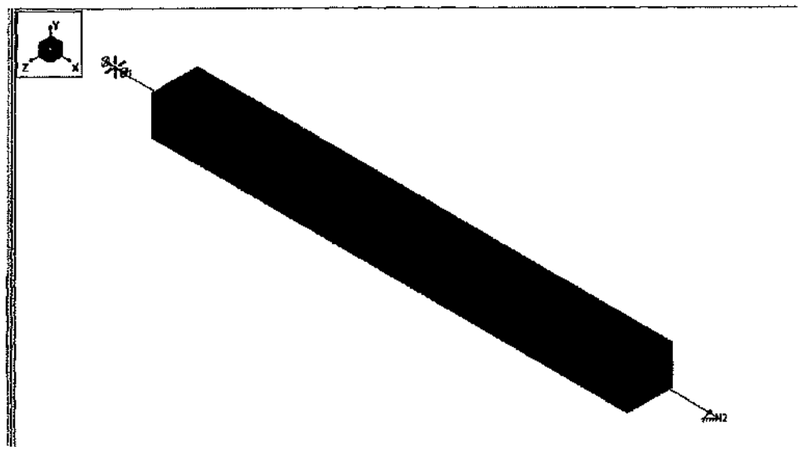
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 14,40m de luz de cálculo y 13,88m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 277,06Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

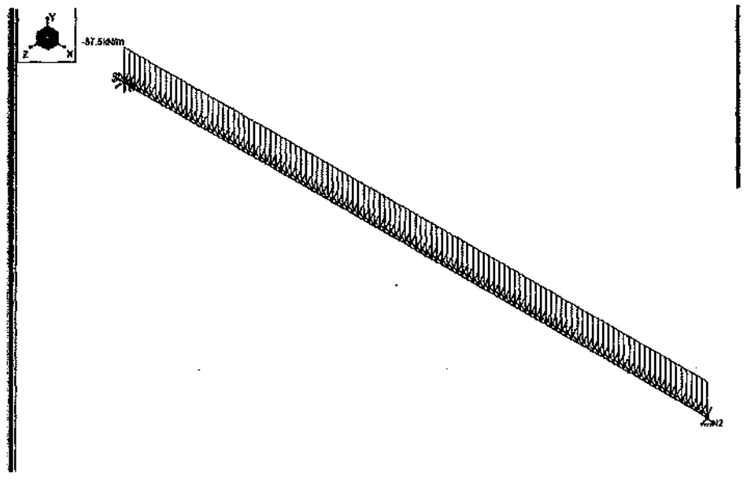
Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras tec4
13 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

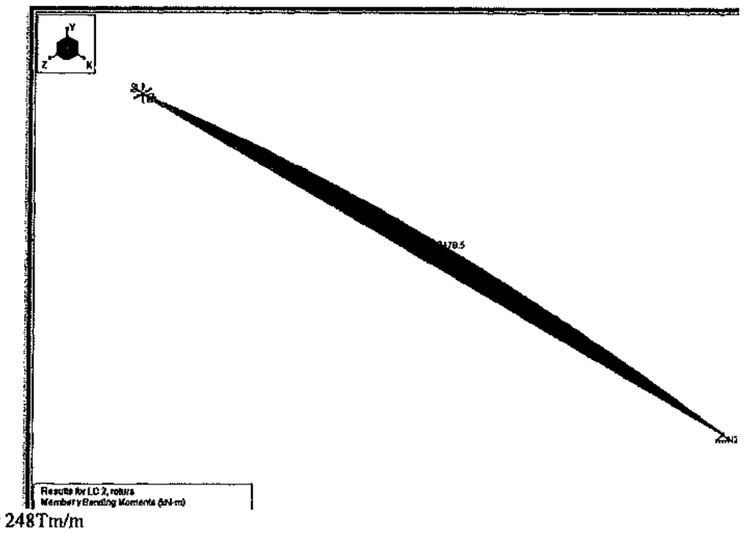
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 248Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 69T/m.

Para una luz libre de 13,88m y una carga de 9,56T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 66 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

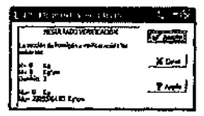
V* = 58 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

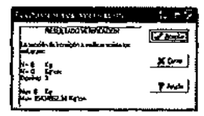
Momento positivo transversal: 248Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 222Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:





Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 254Tm/m.





El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 12 cada 30cm. Esta armadura de cocido transmite un momento en la dirección longitudinal de hasta 7,8Tm/m.

ELU CORTANTE:

Cortante: 58 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,0023 x 30) x 100 x 69

Vc = 23,5T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 19,6Ton/m

Vs = 0,9 x (69 / 30) x 5 x 1,13 x 4000 = 46,8Ton/m (5 ramas del 12 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 66,4T/m > 58T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 20cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,05m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,65m a cada extremo de la cara libre. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 44T/m

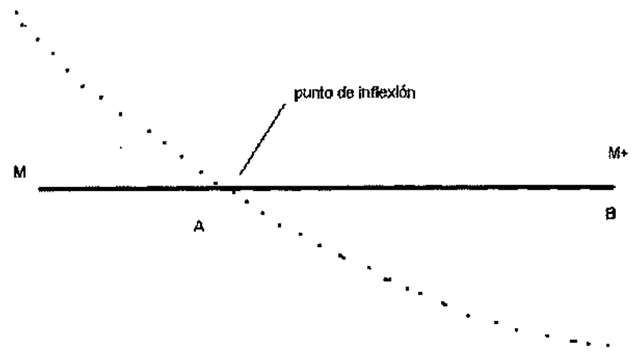
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,01 x 30) x 100 x 79 = 44T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

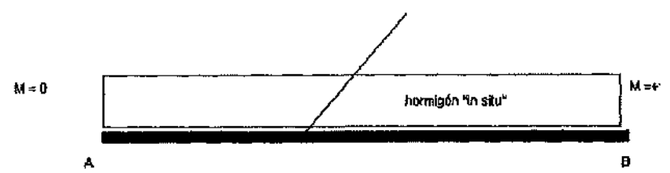
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

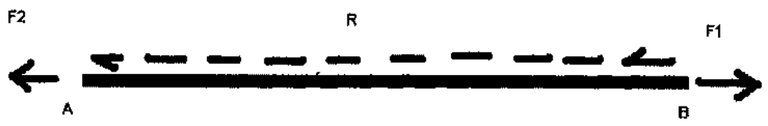


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 248Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 14,4/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 417Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,3

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 37 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 410 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 739
= 591 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 410 + 591 = 1001Ton

Resistencia = 1001 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 394 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga no se producen tracciones en la fibra inferior superiores a la resistencia a tracción del hormigón H50.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 7cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 14,4m la distancia entre ganchos es de 3,7m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,9Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 8,24cm lo que da una

excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277,06Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 277060 / (15 x 100) - 6x277060x0,74/(100x225)= 184,7kg /cm2 – 44,8kg /cm2

σ_p =140kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 229,5kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 11 de Julio del 2006

Barcelona, 11 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 15,87m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

Módulo 22. 161-162
tramo 2.

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 250x15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 75cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 90cm 2250kg/m2
- Permanentes: 3200kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 1,20m) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 30cm de canto el peso propio de las tierras es de 1.6m x 2T/m2 = 3,2T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 10087,50kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 15,87m de luz de cálculo y 15,27m de luz libre. La prelosa es de 250x15cm con una fuerza de pretensado en planta de 277,06Ton/m.

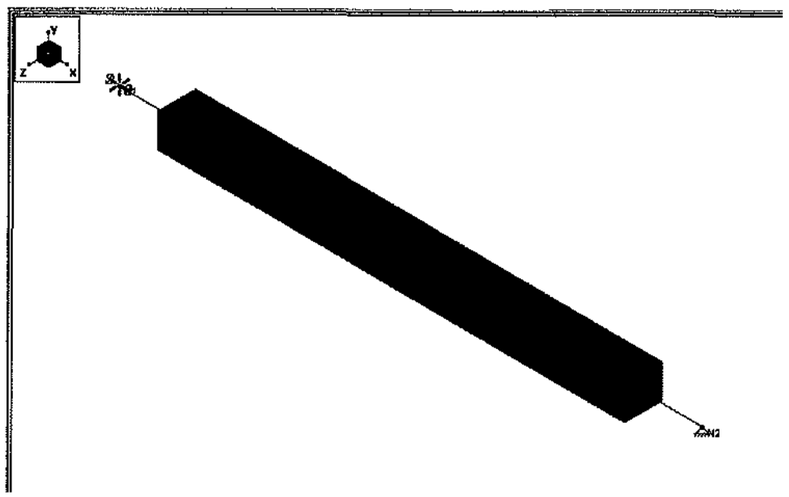
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
12 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

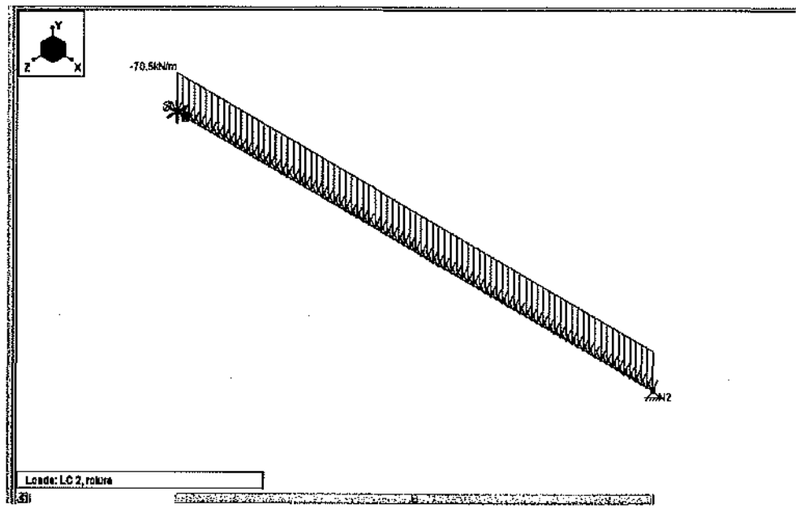
1348

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

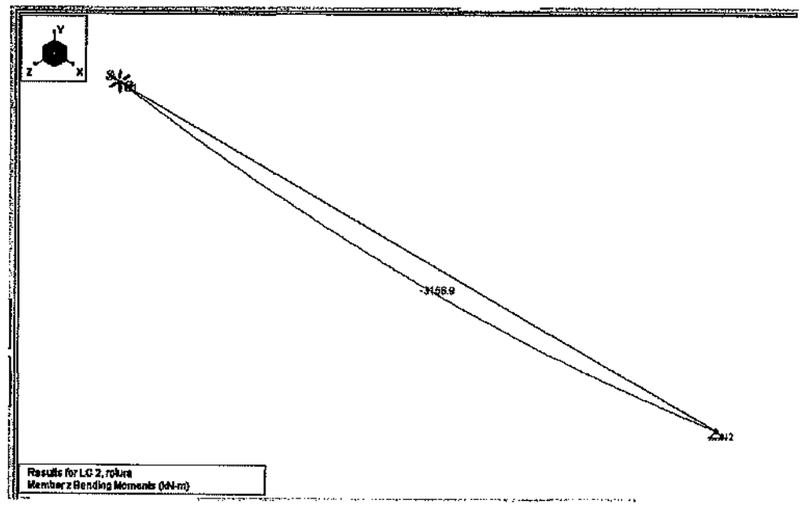
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



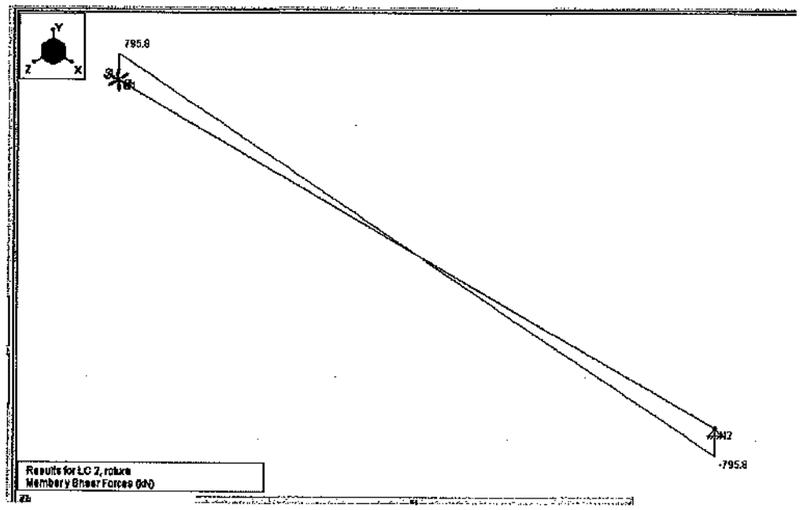
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 315,69Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 79,58T/m.

Para una luz libre de 15,87m y una carga de 10,08T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:
V* = 79,98 Ton/m

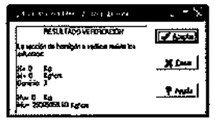
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:
V* = 70 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 315,69Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 250Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:





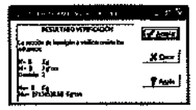
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 25 cada 20cm en una de longitud de 10m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 326Tm/m.



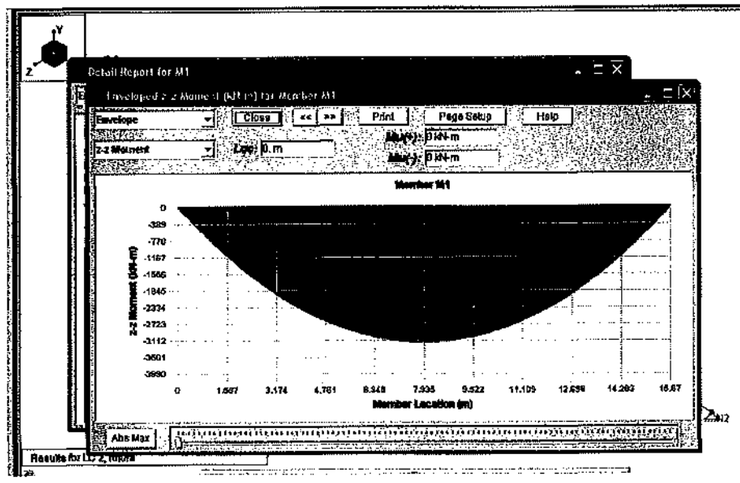


Para determinar la longitud del refuerzo del 25 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 270Tm/m, según se muestra a continuación:





Este momento de 275Tm/m se da a 4,76m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 90cm y 100cm se obtiene una longitud de 10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 70 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12xi\ (100\ ro\ fck)^{1/3}\ bd = 0,12 \times 1,52 \times (100 \times 0,0021 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 74$

Vc = 25T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 20,83T/m

Vs = 0,9 x (74 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 =50,1Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 71T/m > 70T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,45m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 3,05m a cada extremo del eje. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 46T/m

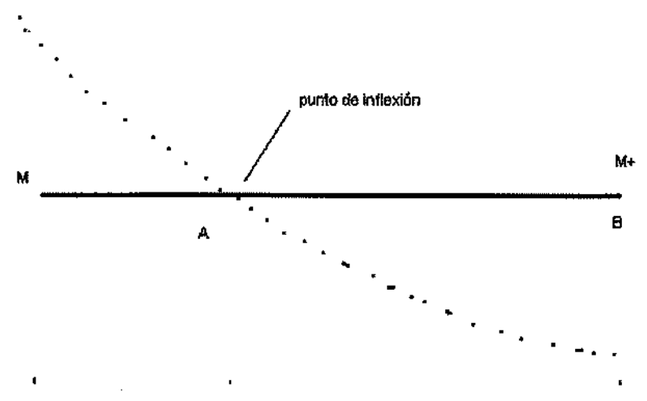
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,009 x 30) x 100 x 86 = 46T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

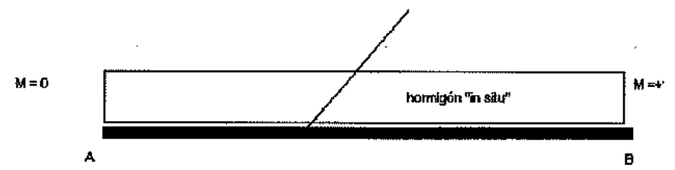
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

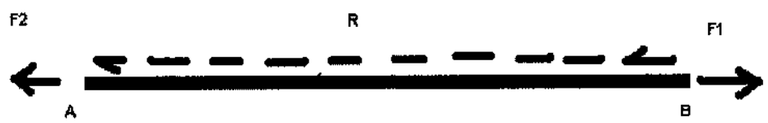


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 315Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 15,86/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 21cm2 x fpu = 390,6Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 390,6Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,3

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 40 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "fisicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 480 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 739
= 591 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 480 + 591 = 1071Ton

Resistencia = 1071 Ton >> 391 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 423 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones en la fibra inferior de valor menor a la resistencia a tracción del hormigón H50 y, por tanto, no se fisura.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 15,87m la distancia entre ganchos es de 4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1,1Tm/m. Este momento es inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 8,24cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277,06Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 277060 / (15 x 100) - 6x277060x0,74/(100x225)= 184,7kg /cm2 – 44,8kg /cm2

σ_p =140kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 229,5kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 11 de Julio del 2006

Barcelona, 11 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 15,87m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

Módulo 22. 161-162
tramo 2.

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 250x15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 75cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 90cm 2250kg/m2
- Permanentes: 3200kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 1,20m) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 30cm de canto el peso propio de las tierras es de 1.6m x 2T/m2 = 3,2T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 10087,50kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 15,87m de luz de cálculo y 15,27m de luz libre. La prelosa es de 250x15cm con una fuerza de pretensado en planta de 277,06Ton/m.

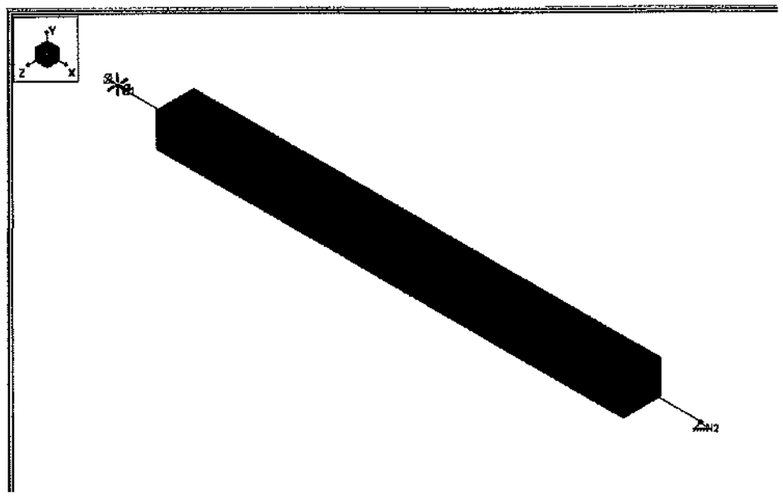
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
12 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

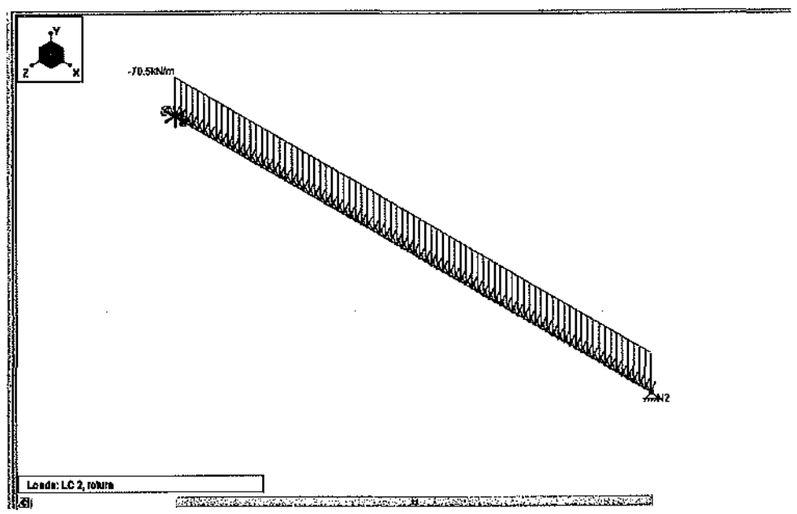
1353

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

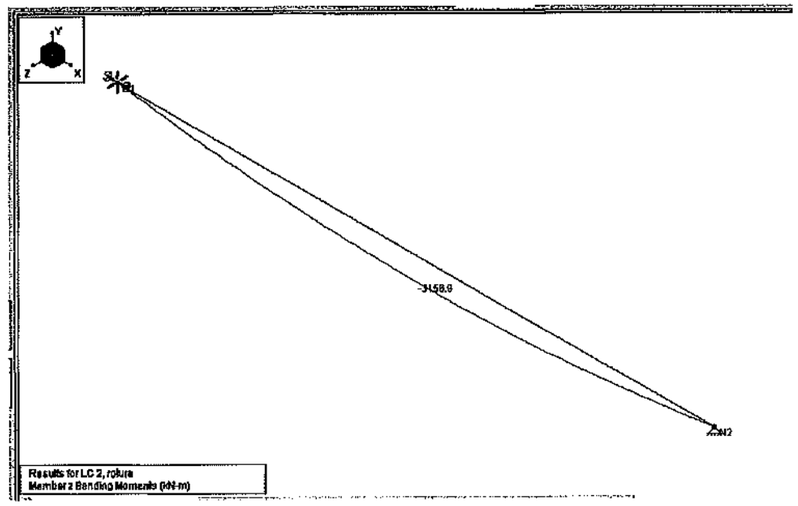
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



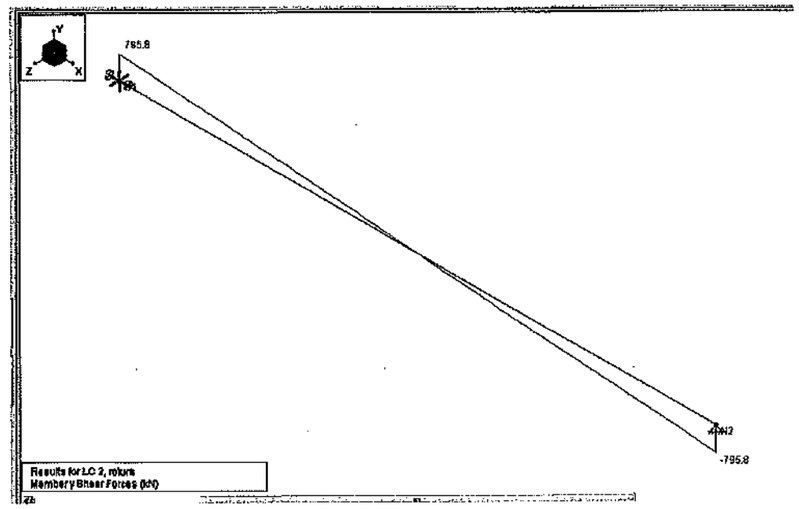
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 315,69Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 79,58T/m.

Para una luz libre de 15,87m y una carga de 10,08T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:
V* = 79,98 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:
V* = 70 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

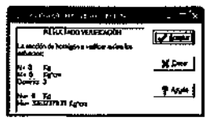
Momento positivo transversal: 315,69Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 250Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:





Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 25 cada 20cm en una de longitud de 10m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 326Tm/m.



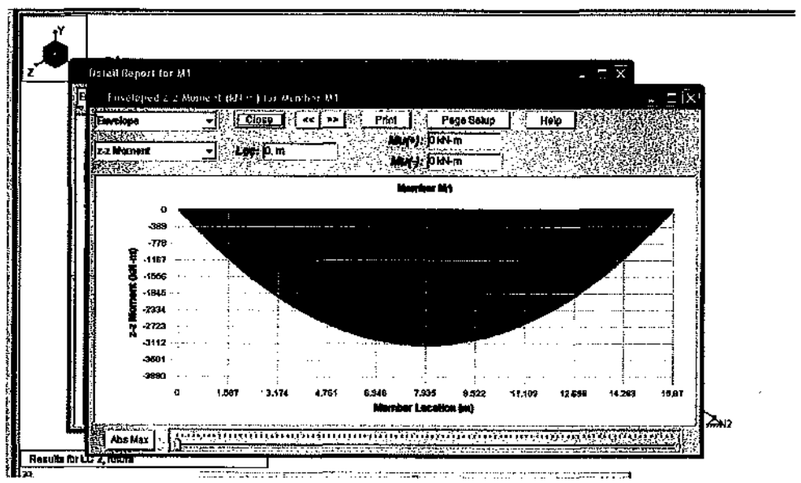


Para determinar la longitud del refuerzo del 25 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 270Tm/m, según se muestra a continuación:





Este momento de 275Tm/m se da a 4,76m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 90cm y 100cm se obtiene una longitud de 10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 70 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12xi\ (100\ ro\ fck)^{1/3}\ bd = 0,12 \times 1,52 \times (100 \times 0,0021 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 74$

Vc = 25T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 20,83T/m

Vs = 0,9 x (74 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 =50,1Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 71T/m > 70T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 3,45m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 3,05m a cada extremo del eje. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 46T/m

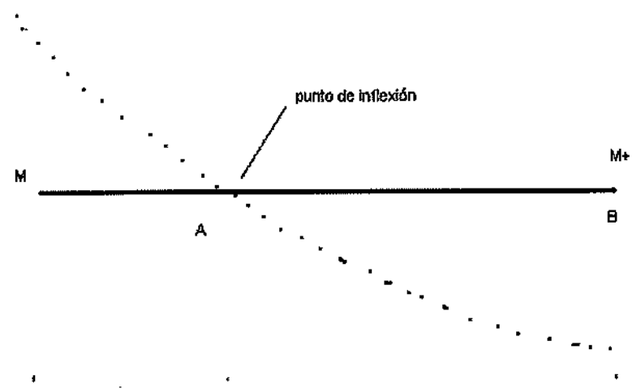
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,5 x (100 x 0,009 x 30) x 100 x 86 = 46T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

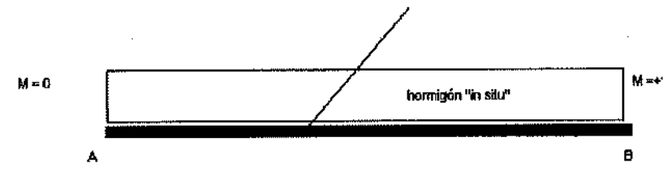
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

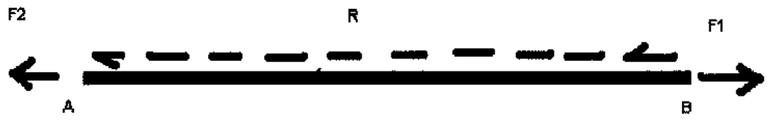


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 315Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 15,86/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 21cm2 x fpu = 390,6Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 390,6Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,3

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 40 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 480 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 739
= 591 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 480 + 591 = 1071Ton

Resistencia = 1071 Ton >> 391 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 423 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones en la fibra inferior de valor menor a la resistencia a tracción del hormigón H50 y, por tanto, no se fisura.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 15,87m la distancia entre ganchos es de 4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1,1Tm/m. Este momento es inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 8,24cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277,06Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 277060 / (15 x 100) - 6x277060x0,74/(100x225)= 184,7kg /cm2 – 44,8kg /cm2

σ_p =140kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 229,5kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 11 de Julio del 2006

Barcelona, 12 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 17,40m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

Módulo 22a1
Zona 3

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 250x15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 75cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensado. A continuación se detallan el análisis y dimensionado realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 105cm 262Skg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 1,20m) de 1,3m de tierras. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1.45m x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 10144kg/m2

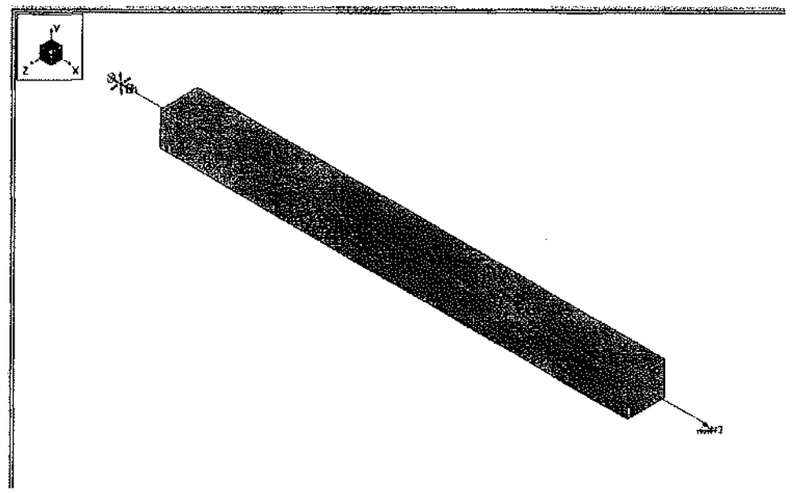
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 17,4m de luz de cálculo y 16,70m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 277,06Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

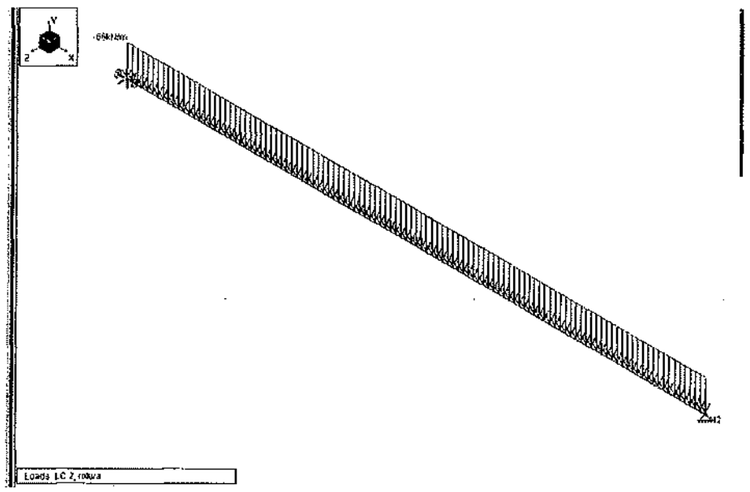
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
13 JUL. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref:.....

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

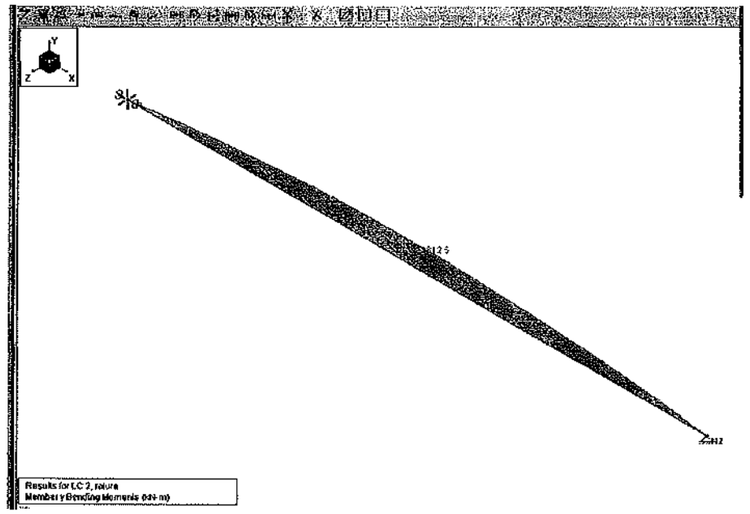
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



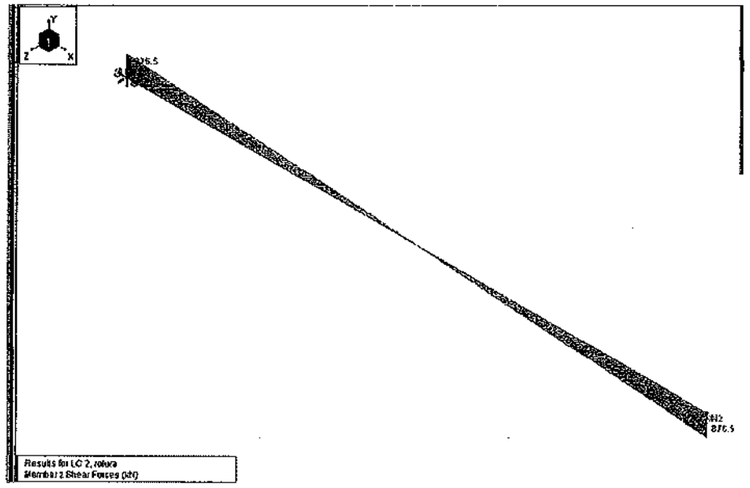
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 381Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 87,6T/m.

Para una luz libre de 16,70m y una carga de 10,1T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 84 Ton/m

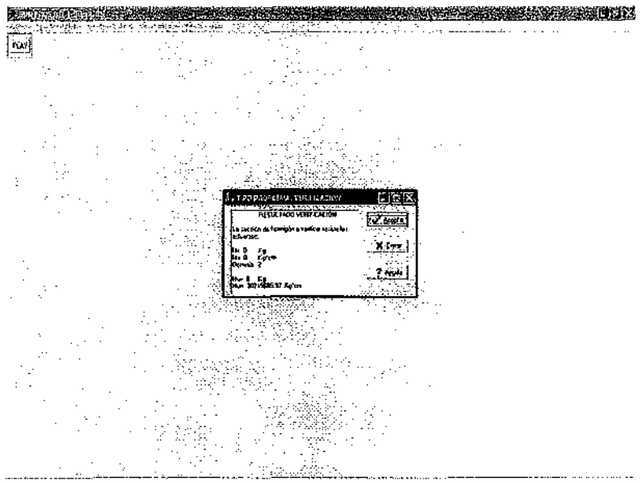
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 74 T/m

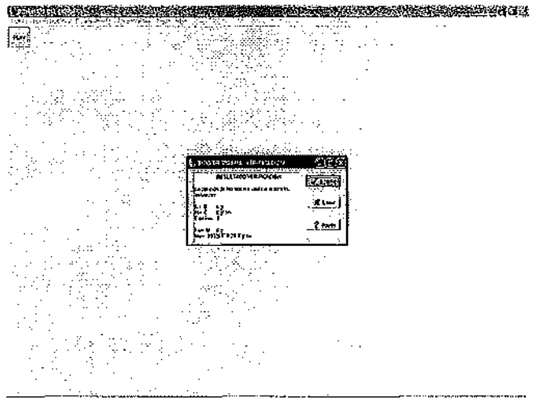
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

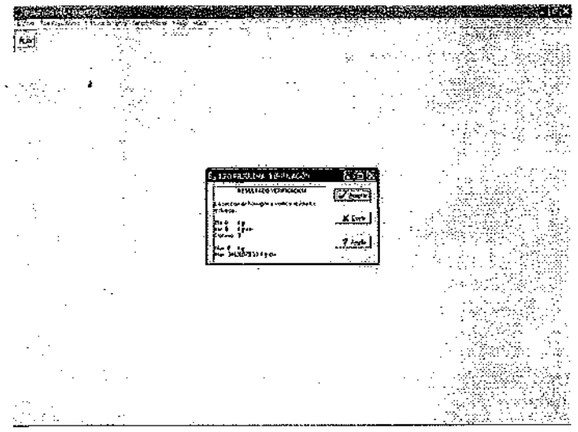
Momento positivo transversal: 381Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 302Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



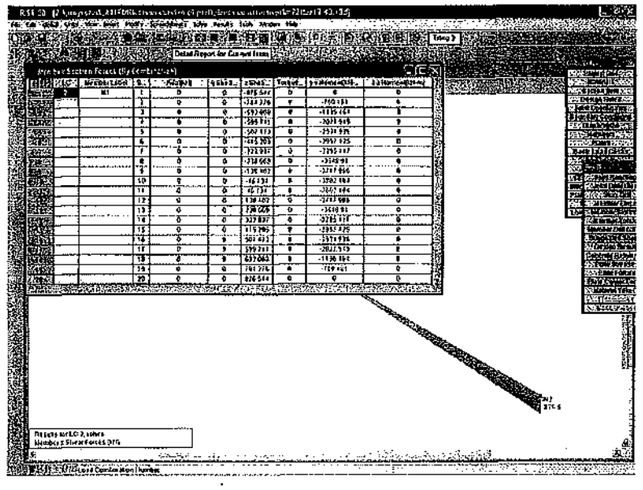
Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 20 cada 20cm en una de longitud de 8m. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 390Tm/m.



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin el, la cual es de 346Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 346Tm/m se da en la sección 7 de 20, tal como se muestra a continuación. Por tanto desde el eje se da a 6,1m y la longitud del refuerzo necesaria es de 5,2m. Prolongando un canto a cada extremo más la longitud de anclaje se obtiene una longitud de refuerzo de 850cm.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 74 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12xi\ (100\ ro\ fck)^{1/3}\ bd = 0,12 \times 1,47 \times (100 \times 0,0018 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 89$

Vc = 27T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 23T/m

Vs = 0,9 x (89 / 25) x 3,33 x 1,13 x 4000 =48,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 25)

Por lo que la resistencia total es Vu = 71T/m > 70T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaria" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 25cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 4,05m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 3,55m a cada extremo de la cara. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 48T/m

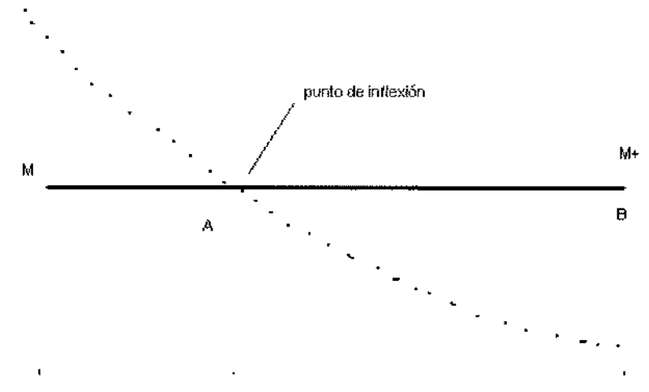
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,44 x (100 x 0,0083 x 30) x 100 x 98,24 = 50T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

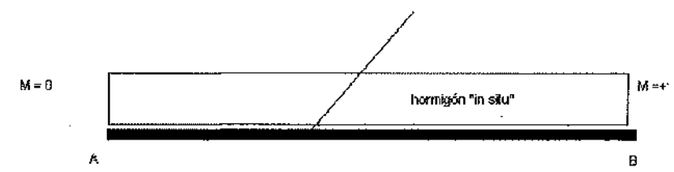
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

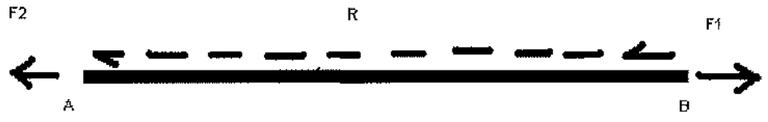


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 381Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 17,4/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 417Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,3

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 44 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 484 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 870
= 696 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 484 + 696 = 1180Ton

Resistencia = 1180 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 464 Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 50cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones en la fibra inferior cercanas a la resistencia a tracción del hormigón H50 y de valor 42,2Kg/cm2. Bajo cargas permanentes y en las fibras inferior y superior de la prelosa se obtienen valores de 10 y -29kg/cm2, respectivamente. La fibra de tensión cero se obtiene, para la hipótesis de peso propio más permanentes en diferidos, a 3,8cm de la fibra inferior. Por tanto, dado que las armaduras de pretensado están a 6,76cm no están en zona de tracción bajo cargas fijas y en diferidos.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 15,87m la distancia entre ganchos es de 4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1,1Tm/m. Este momento es inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 8,24cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277,06Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 277060 / (15 x 100) - 6x277060x0,74/(100x225)= 184,7kg /cm2 – 44,8kg /cm2

σ_p =140kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 229,5kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 12 de Julio del 2006

Barcelona, 28 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,50m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

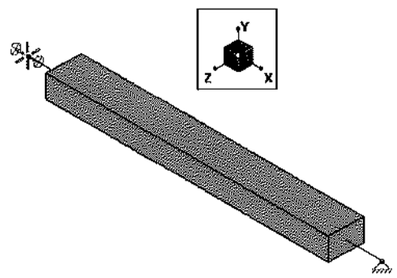
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q^* = 8794kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,50m de luz de cálculo y 11,00m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

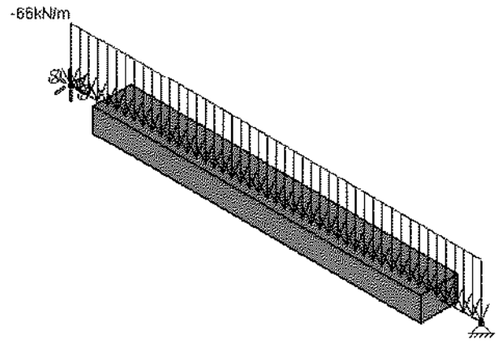
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

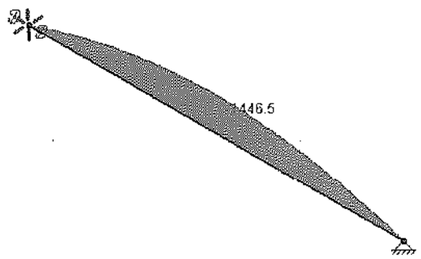
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 144,6Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,6T/m.

Para una luz libre de 11,00m y una carga de 8,794T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,4 Ton/m

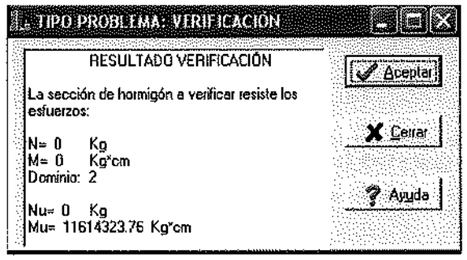
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 42,6 T/m

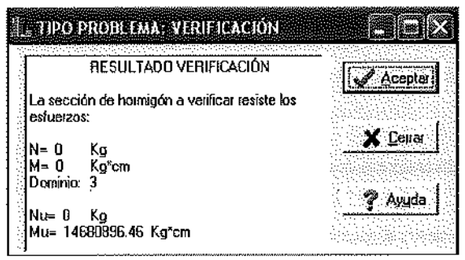
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

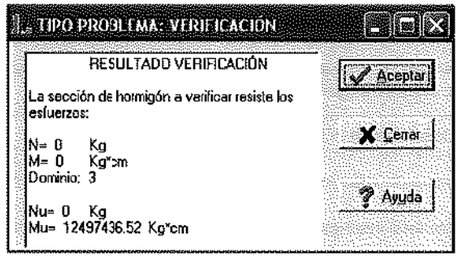
Momento positivo transversal: 144,6Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



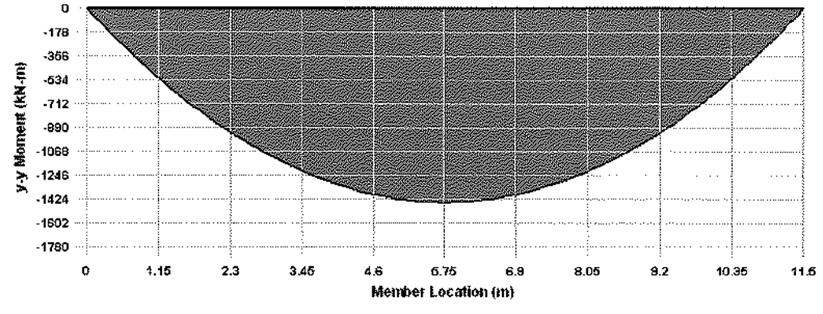
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,70m. Así, el momento último resistido es de 147Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 124Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 117Tm/m se da a 3,60m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,70m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 42,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 44 T/m > 42,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,00m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,8 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60{,}5 = 34{,}1\text{T/m}$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

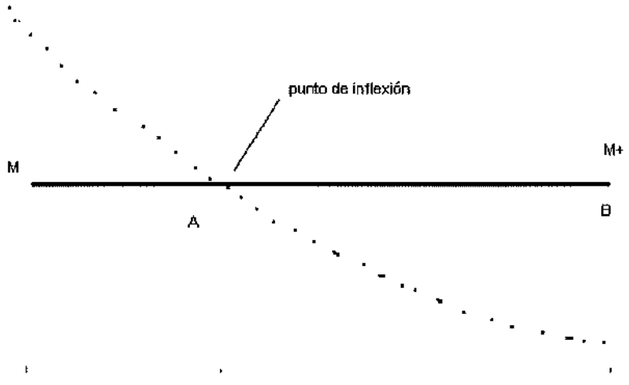
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,8 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 34,1T/m =49,5 T/m > 42,6 T/m

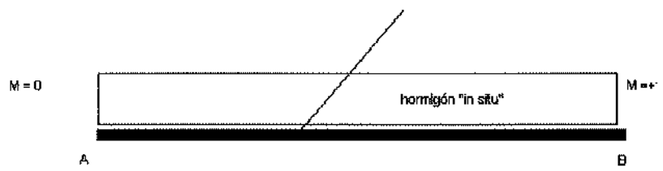
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

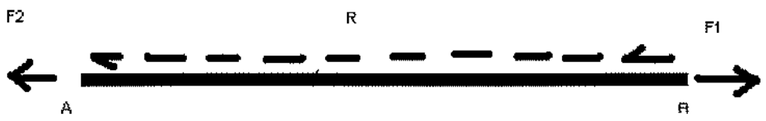


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 145Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,5/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = $14{,}0cm^2$ x fpu = 260,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,85

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 28 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 266 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 266 + 392 = 649Ton

Resistencia = 658 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1{,}5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton ≈ 260Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 35cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 20mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (31,36kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 5,24kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 25,05kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,50m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 35cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x3/(100x225)= 121,52kg /cm2 – 145,82kg /cm^2

σ_p =24,30kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 267,34kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 270kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H45).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 28 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28 11 2006 | N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

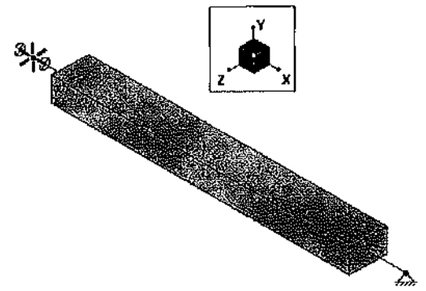
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

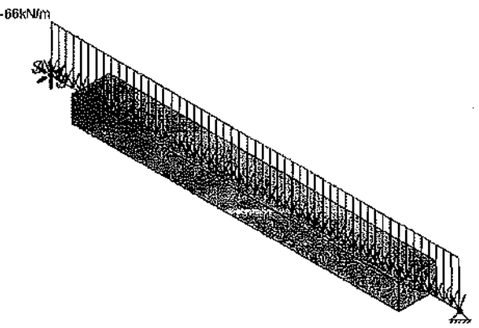
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

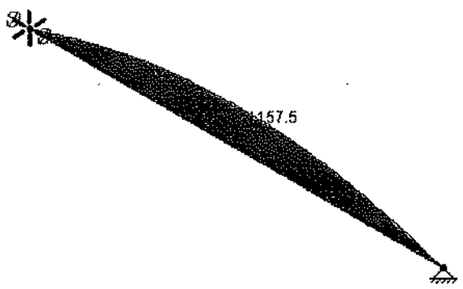
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



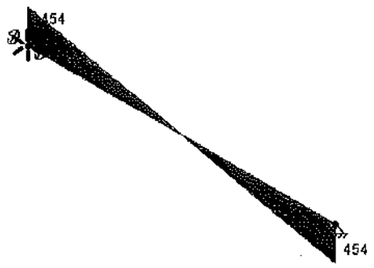
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

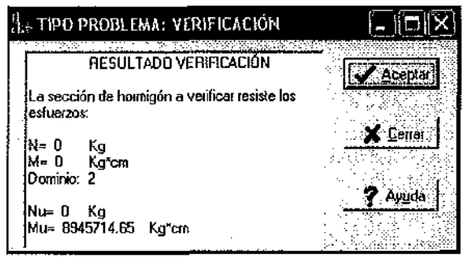
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

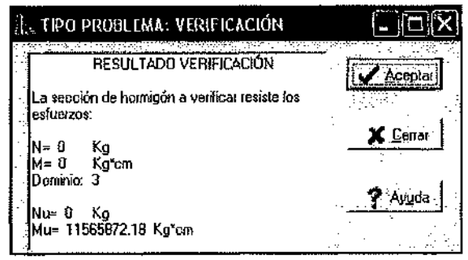
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

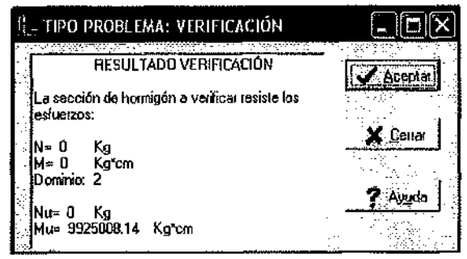
Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



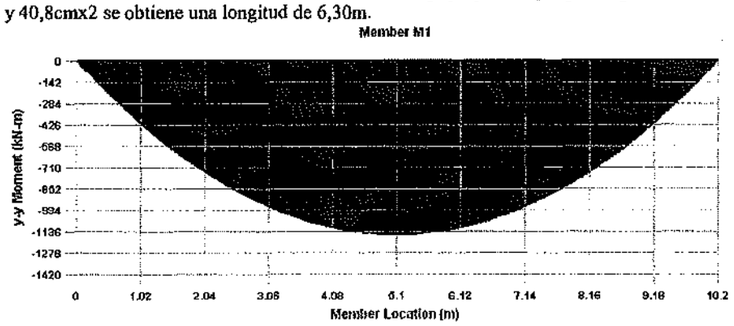
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,00678 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

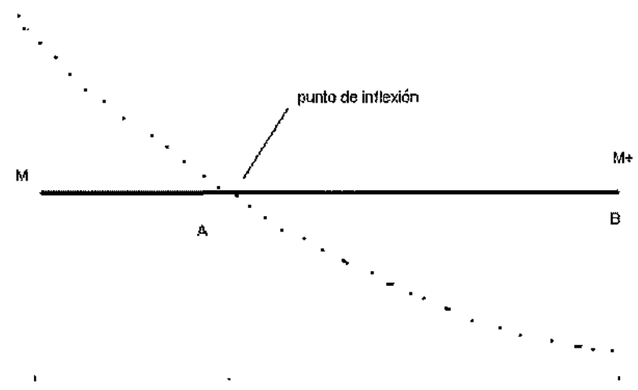
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

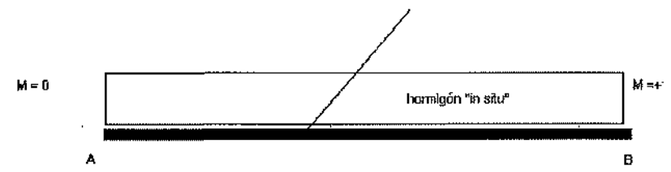
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

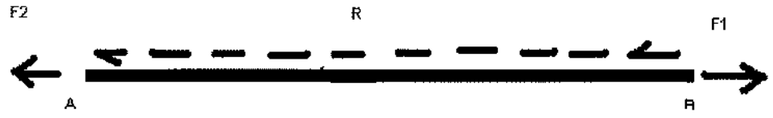


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q

```
*****************************************************************************
                                    *
***************************************************************************** *
                                  * *
                      * *           * *
                                  * *
                      * *           * *
CONCRETE                * *       * *                 CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED
                                  * *                                   BY
                      * *         * *                   MAMDOUH M. EL-BADRY
                                  * *
                      * *         * *                 THE UNIVERSITY OF CALGARY
                      * *         * *                   JANUARY, 1985.
                      * *         * *
                      * *         * *
                      * *         * *
```

M20-UC3-UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

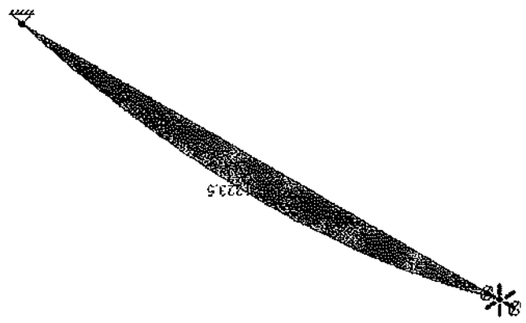
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

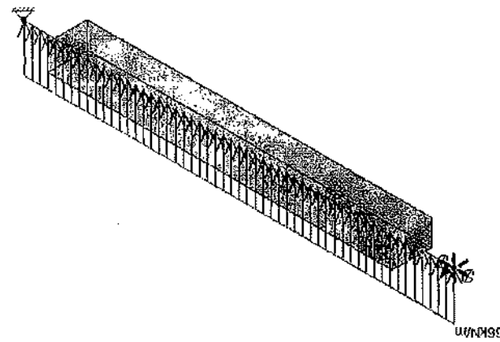
Intecsa Ingeniería de Industria, Sistemas
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref.: E-2011

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06 | N.º REGISTRO 975

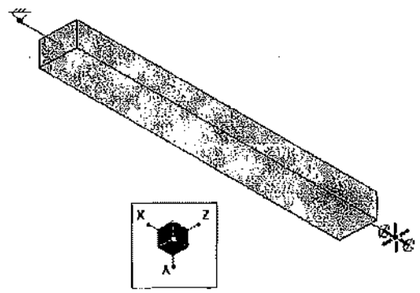
Mu = 132,3Tm/m



Hipótesis 1:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

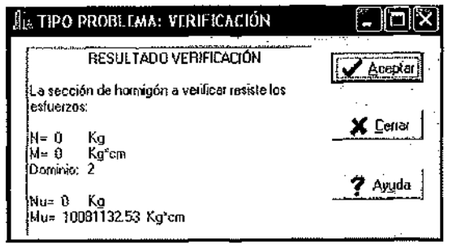
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 41,6 T/m

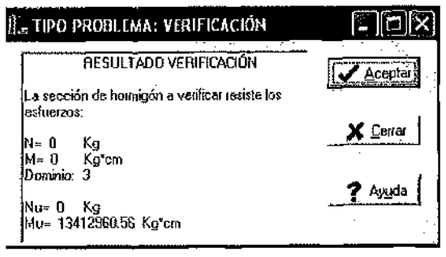
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

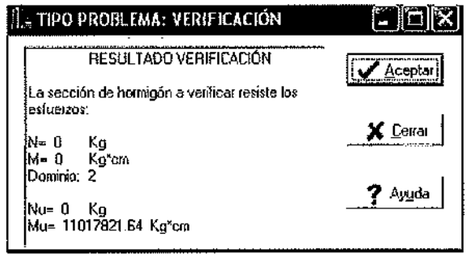
Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



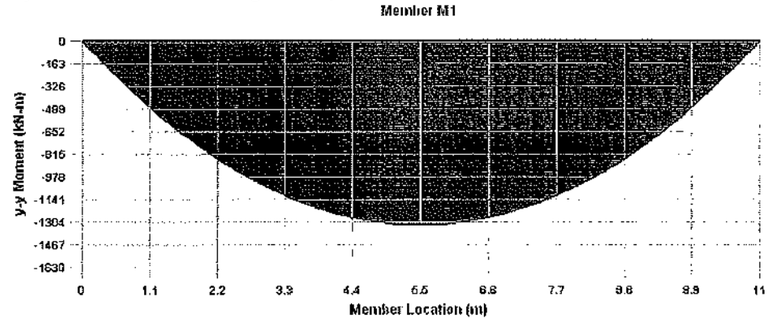
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

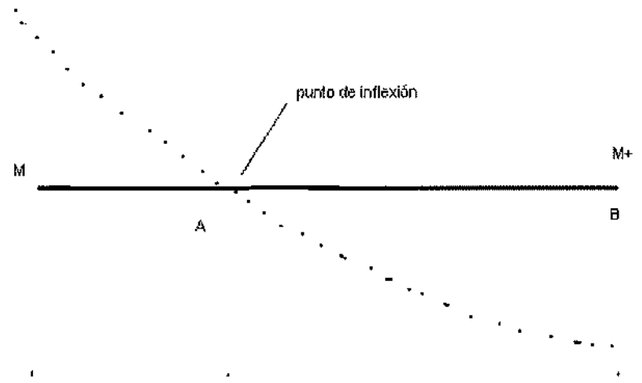
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

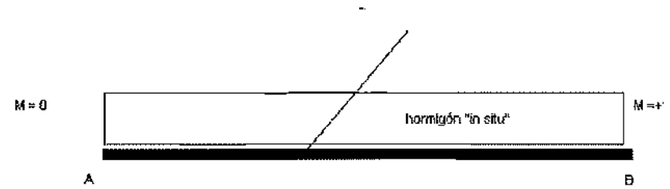
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

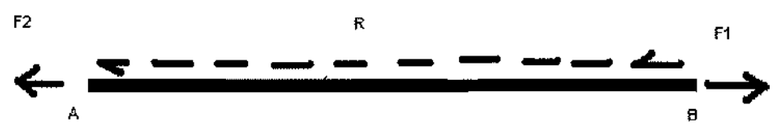


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,96cm^2 x fpu = 222,5Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Módulo 23b

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,35m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

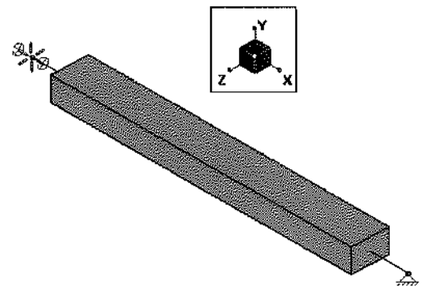
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,35m de luz de cálculo y 10,85m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

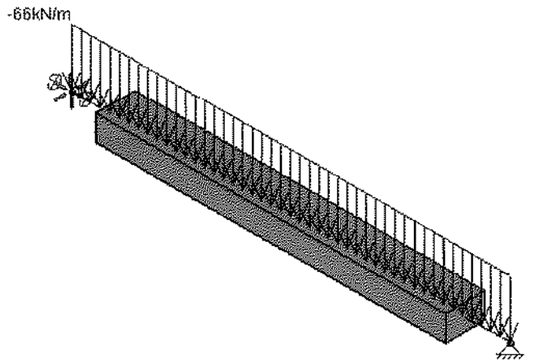
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

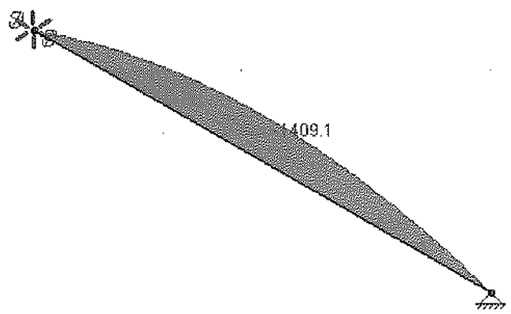
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 140,9Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,7T/m.

Para una luz libre de 10,85m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,5 Ton/m

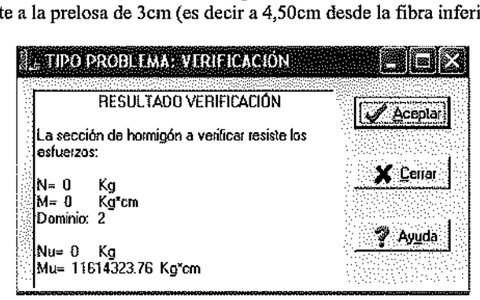
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 42,7 T/m

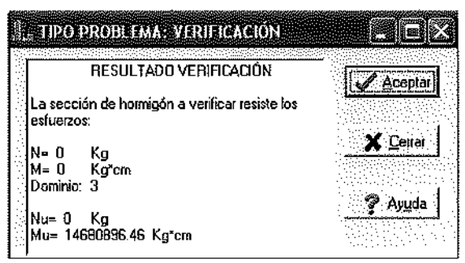
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

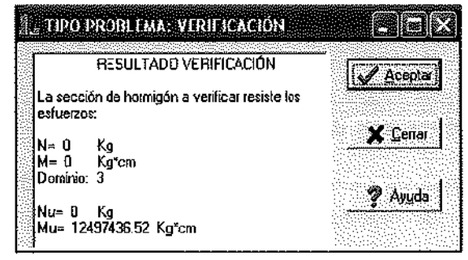
Momento positivo transversal: 140,9Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



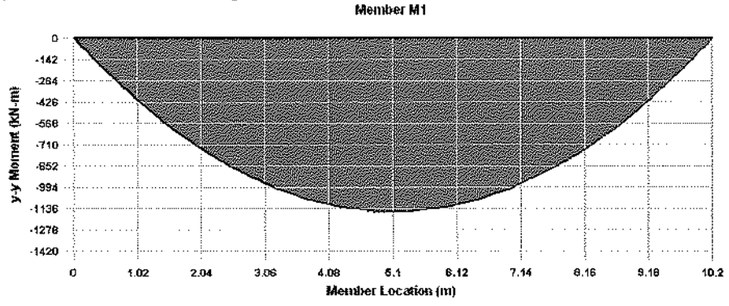
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,45m. Así, el momento último resistido es de 147Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 124Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 124Tm/m se da a 3,60m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,45m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 42,7 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,9 T/m > 42,7 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,6 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 34,0 T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

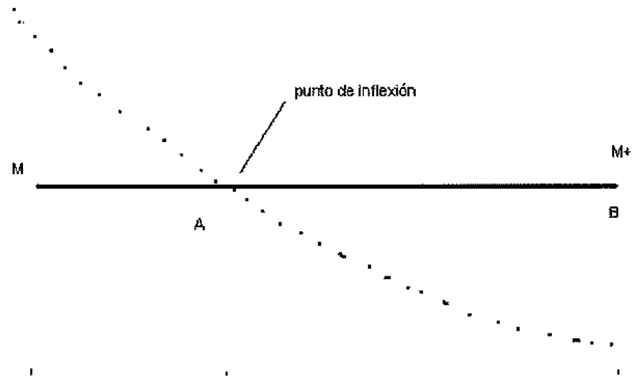
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,9 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 40,9 T/m

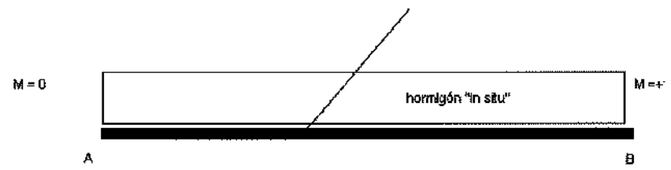
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

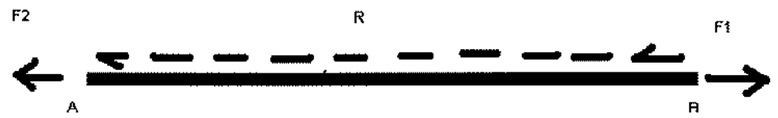


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,35/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 14,0cm^2 x fpu = 260,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,85

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 257 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 257 + 392 = 649Ton

Resistencia = 649 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton ≈ 260Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 35cm y con la capacidad de transmitir sólo el 99% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27,88kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 7,77kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 25,97kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,35m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 35cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x3/(100x225)= 121,52kg /cm2 – 145,82kg /cm^2

σ_p =24,30kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 267,34kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 270kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H45).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luís Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28-11-2006
N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

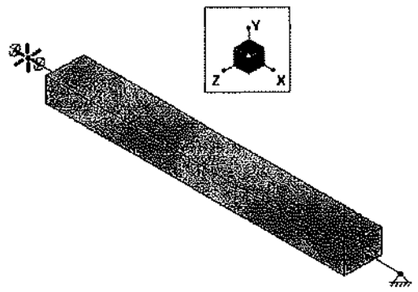
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

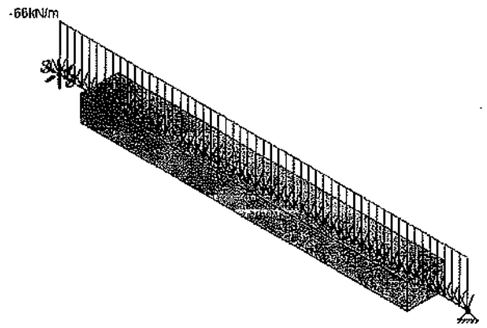
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

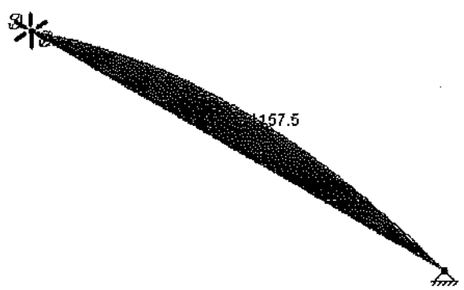
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



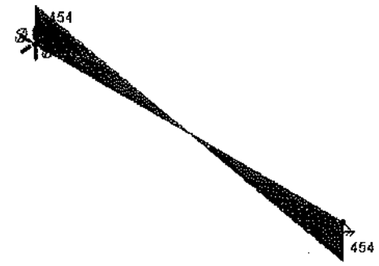
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

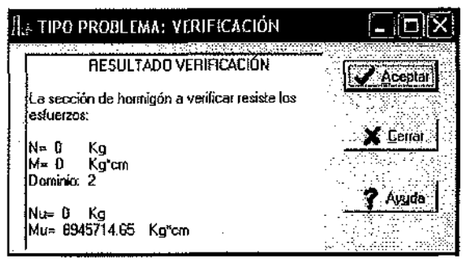
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

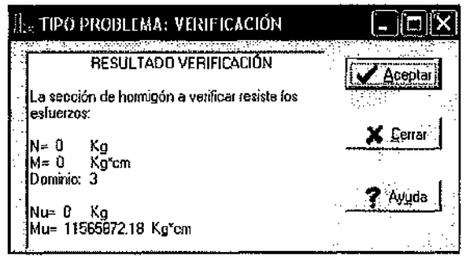
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

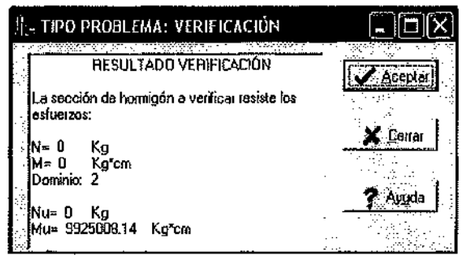
Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



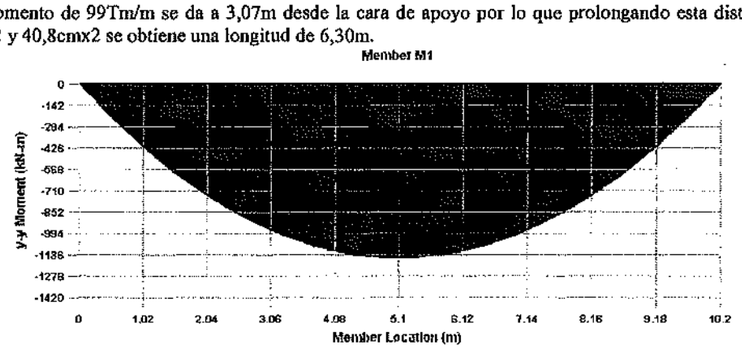
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

<u>ELU CORTANTE:</u>

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008x\ 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaria" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,00678x\ 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

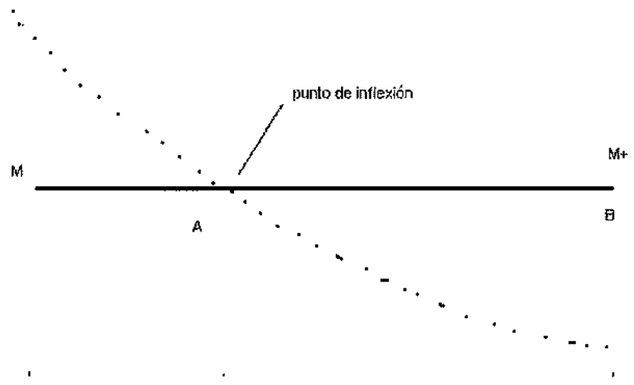
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

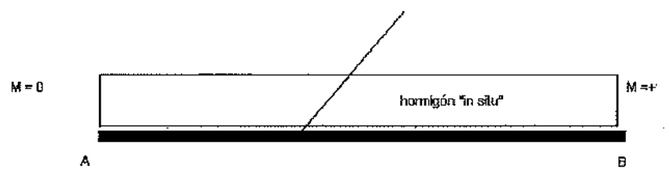
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

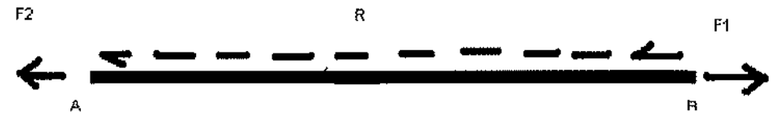


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q

```
**************************************************************************
                                *
**************************************************************************  *
                                * *
                              * *
                                * *                CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED
CONCRETE                      * *
                                * *                          BY
                              * *
                                * *                  MAMDOUH M. EL-BADRY
                              * *
                              * *                  THE UNIVERSITY OF CALGARY
                              * *
                              * *                      JANUARY, 1985.
                              * *
                              * *
                              * *                  ******   ******    ********
                              * *                 **      *  **    *   **
                              * *                 **         **    *   **
                              * *                 **         ******    *******
                              * *                 **         **        **
                              * *                 **         **        **
                              * *                 **      *  **        **
                              * *                  ******    **        **
                              * *
                              * *
                              * *
                              * *
USERS' MANUAL                 * *
                              * *                REFERENCE - ELBADRY, M. AND GHALI, A.,
RESEARCH                    * *                           AND COMPUTER PROGRAM "CPF",
CIVIL ENGG.                 * *                           REPORT NO. CE85-2, DEPT. OF
```


M20-UC3-UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de $q^* =$ 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

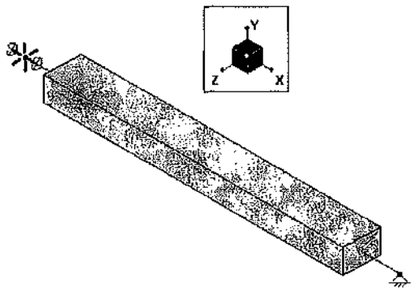
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intrasa Ingeniería de Estructuras
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: E-2011

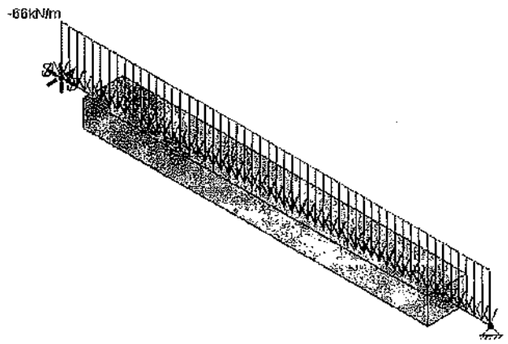
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06
Nº REGISTRO 975

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

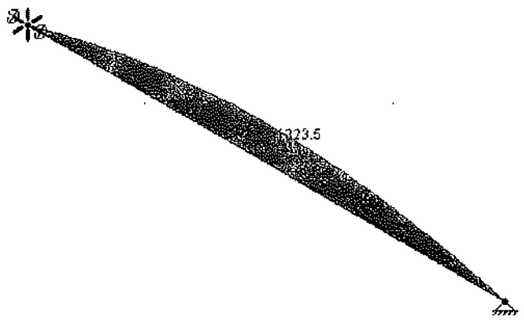
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 132,3Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

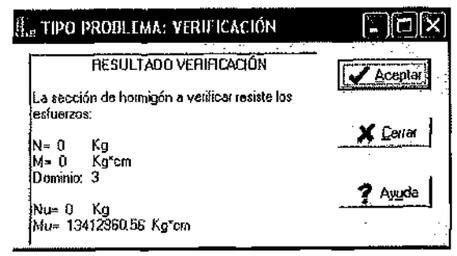
V* = 41,6 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

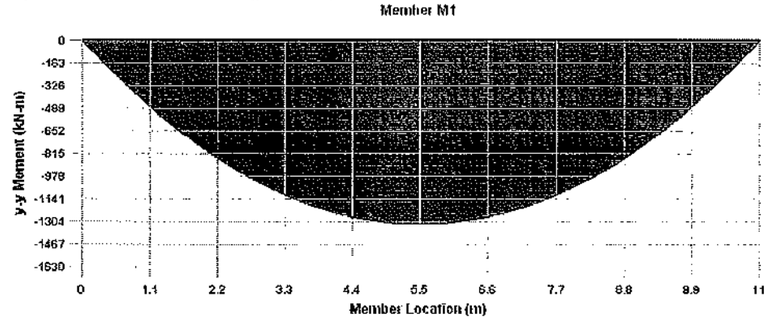
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

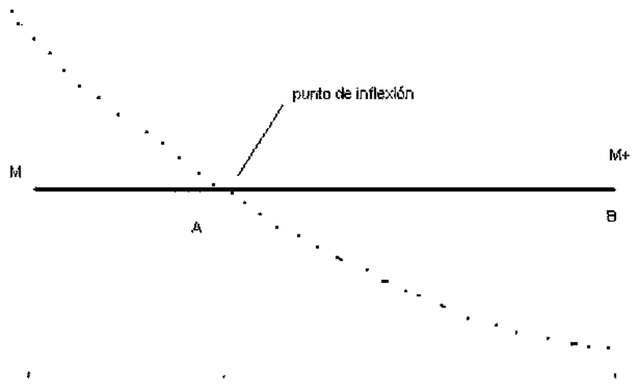
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

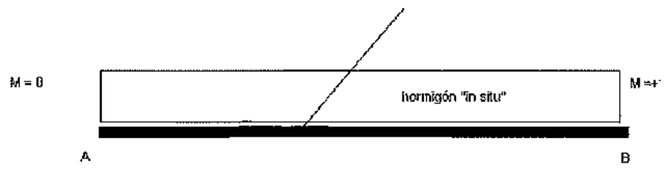
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

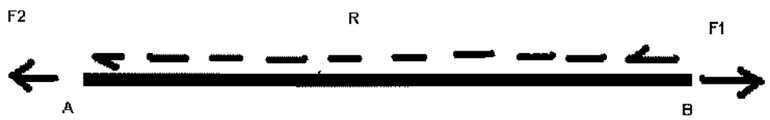


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,96cm^2 x fpu = 222,5Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,35m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

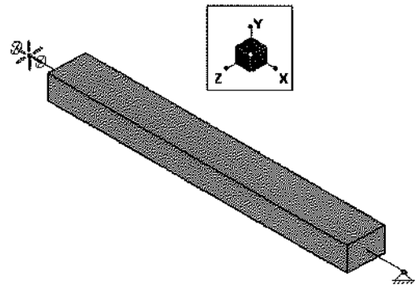
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,35m de luz de cálculo y 10,85m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

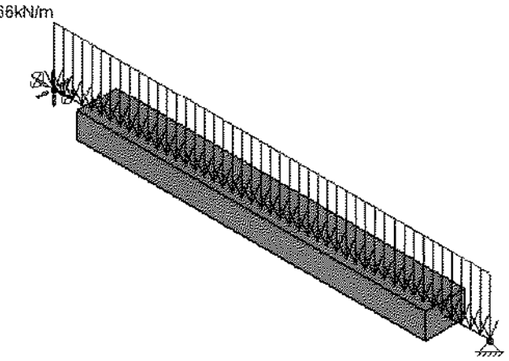
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

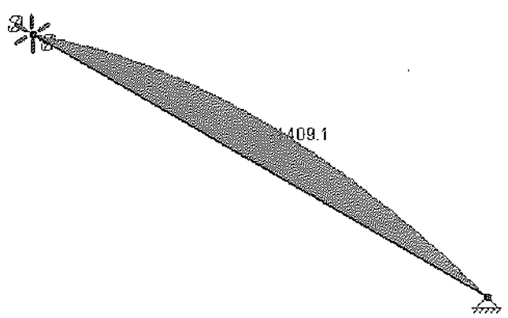
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 140,9Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,7T/m.

Para una luz libre de 10,85m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,5 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 42,7 T/m

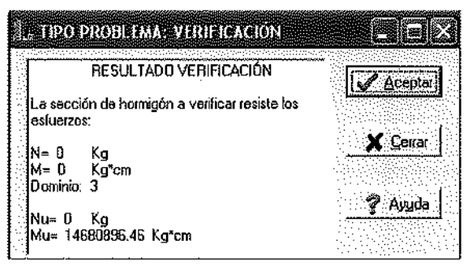
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

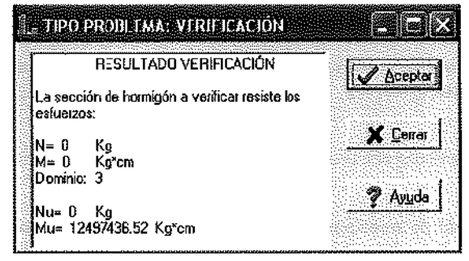
Momento positivo transversal: 140,9Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



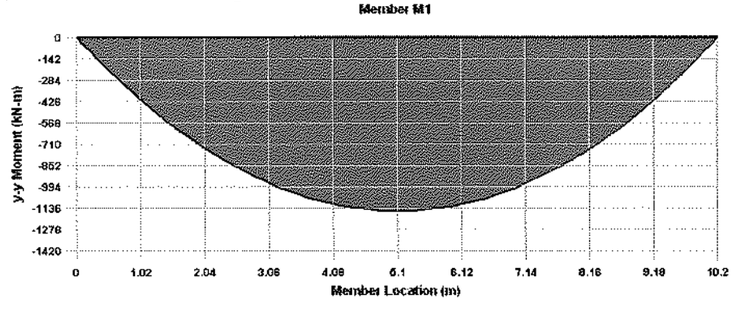
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,45m. Así, el momento último resistido es de 147Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 124Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 124Tm/m se da a 3,60m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,45m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 42,7 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,9 T/m > 42,7 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,6 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 34,0 T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

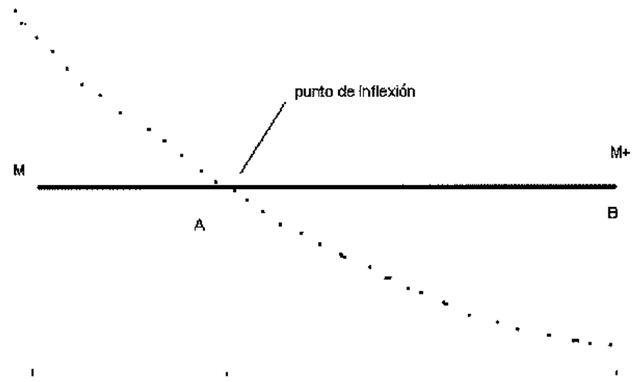
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,9 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 40,9 T/m

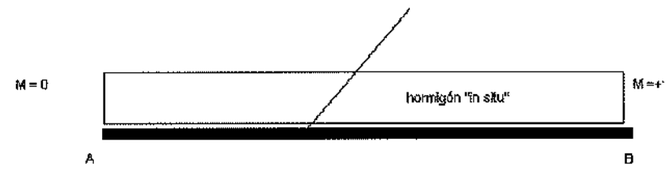
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

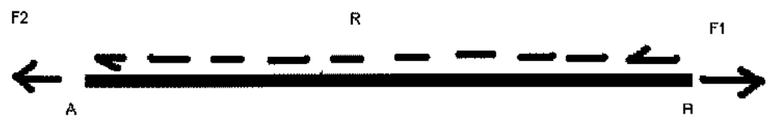


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,35/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 14,0cm^2 x fpu = 260,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,85

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 257 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 257 + 392 = 649Ton

Resistencia = 649 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton ≈ 260Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 35cm y con la capacidad de transmitir sólo el 99% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27,88kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 7,77kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 25,97kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,35m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 35cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x3/(100x225)= 121,52kg /cm2 – 145,82kg /cm^2

σ_p =24,30kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 267,34kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 270kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H45).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28-11-2006
N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

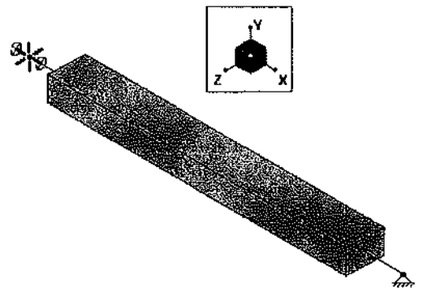
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

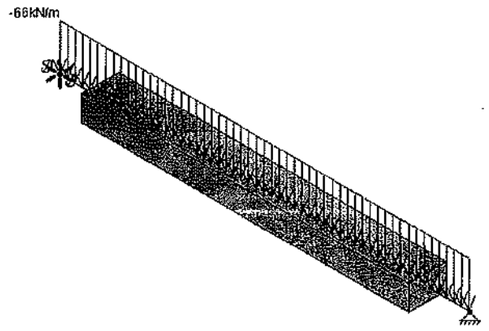
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

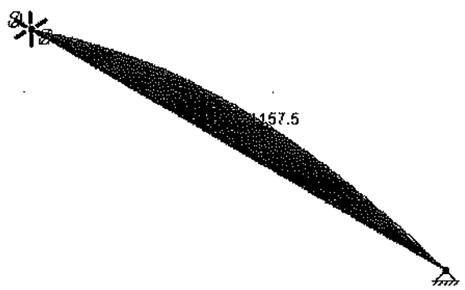
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



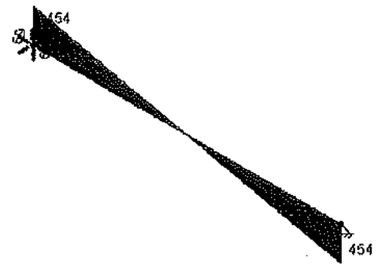
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

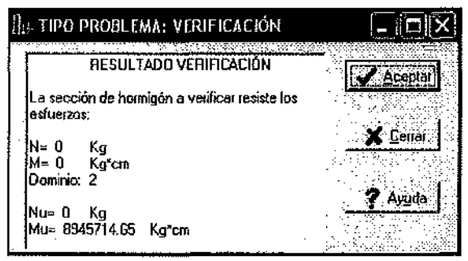
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

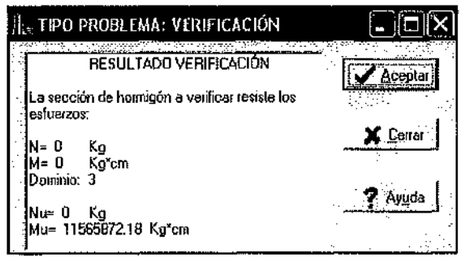
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

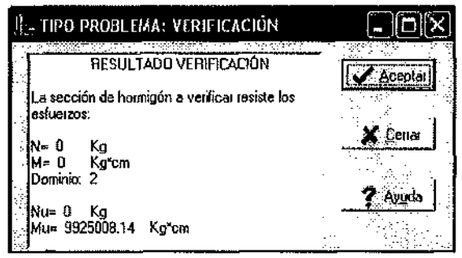
Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



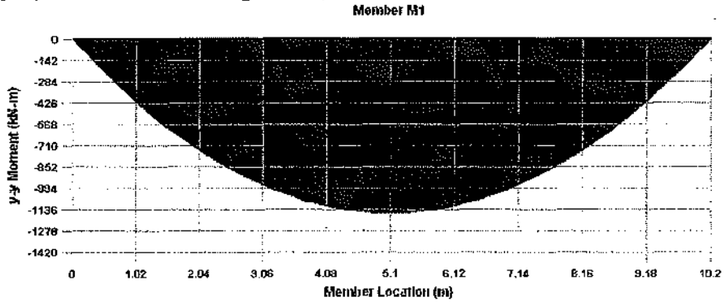
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008x\ 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,00678x\ 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

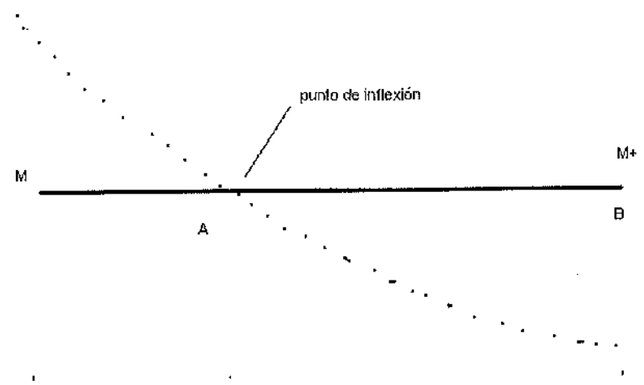
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

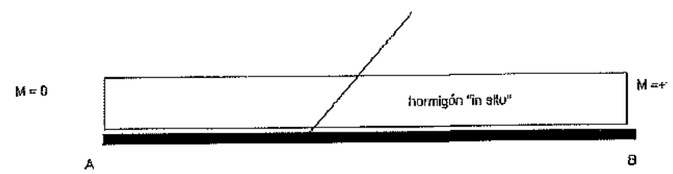
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

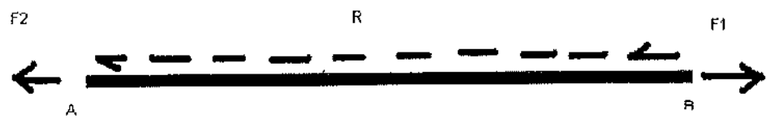


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$ = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

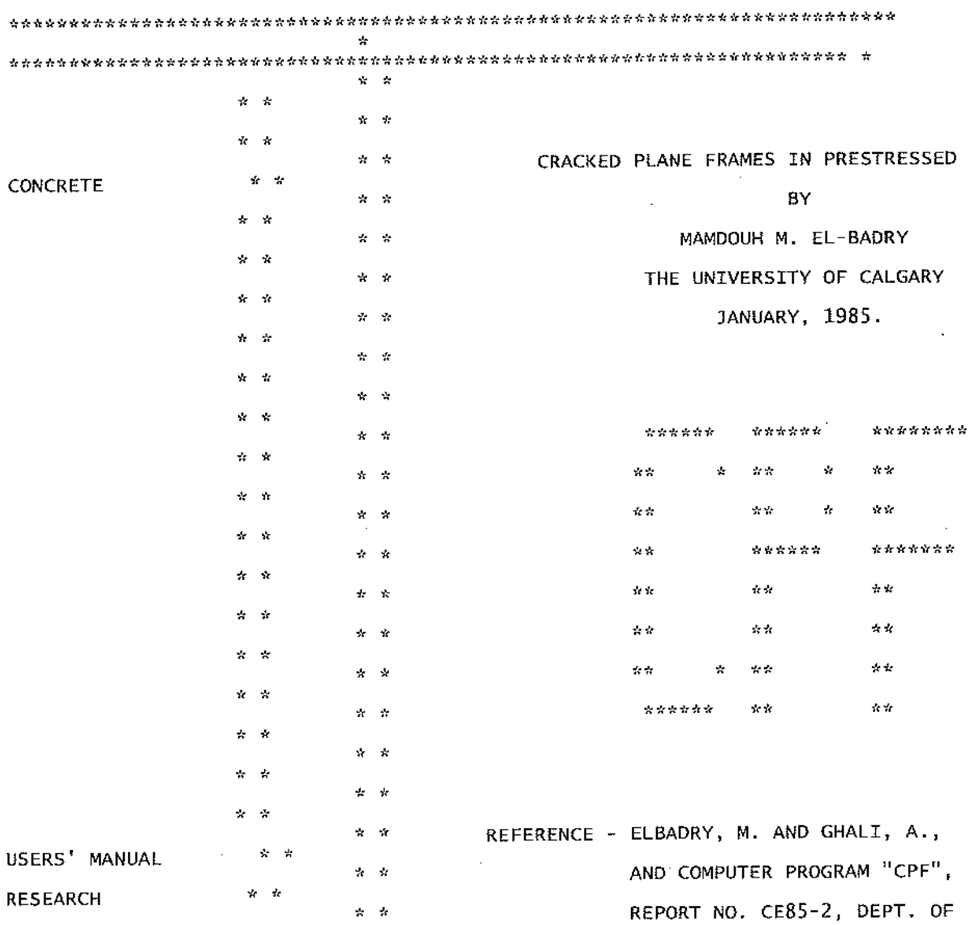
Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q



CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED CONCRETE

BY

MAMDOUH M. EL-BADRY

THE UNIVERSITY OF CALGARY

JANUARY, 1985.

USERS' MANUAL

RESEARCH

CIVIL ENGG.

REFERENCE - ELBADRY, M. AND GHALI, A., AND COMPUTER PROGRAM "CPF", REPORT NO. CE85-2, DEPT. OF

M20.UC3.UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipologia, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

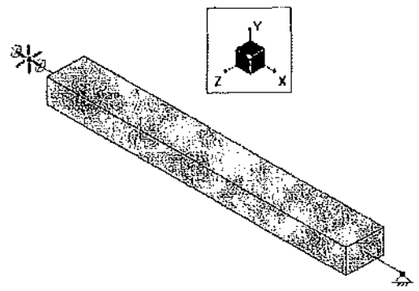
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Ingeniería de Ferrocarriles Estructuras
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: E-2011

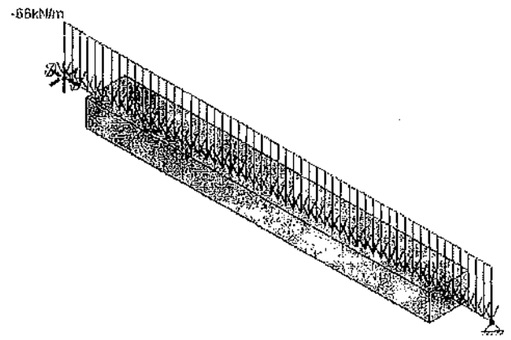
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06
N.º REGISTRO 975

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

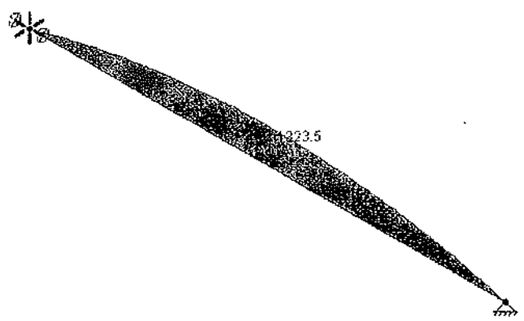
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 132,3Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

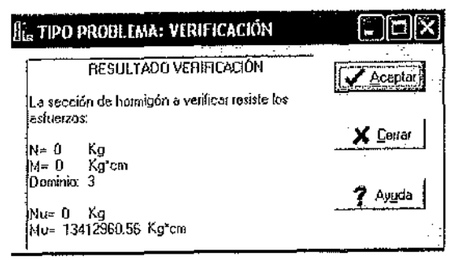
V* = 41,6 T/m

3. Dimensionamiento

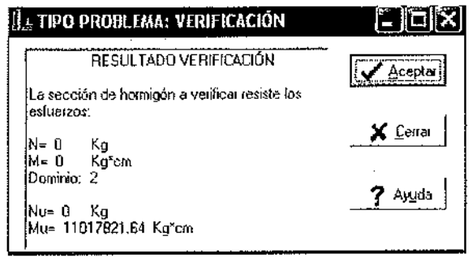
ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

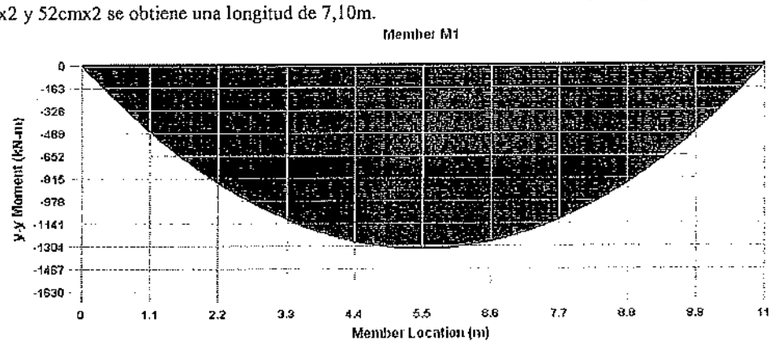
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_f f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

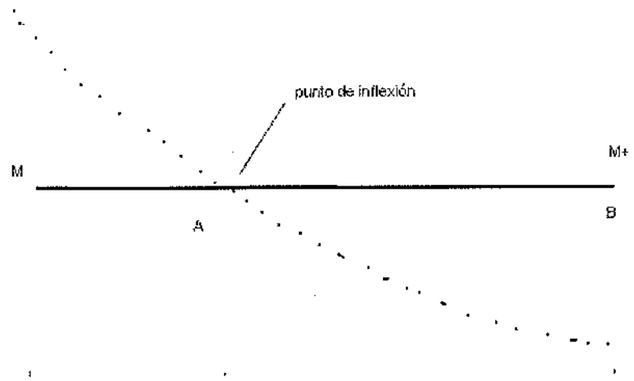
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

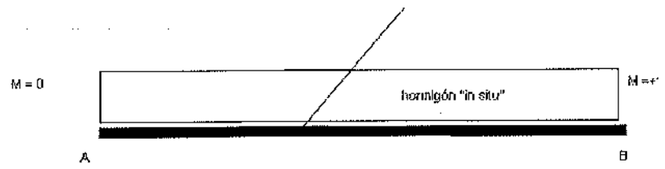
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

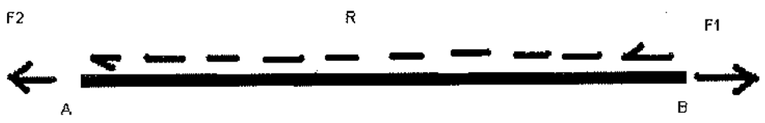


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 11,96cm^2 x fpu = 222,5Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Módulo 25b

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,35m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

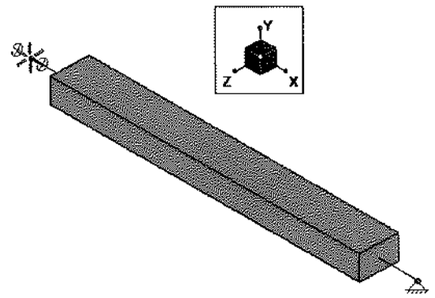
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,35m de luz de cálculo y 10,85m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

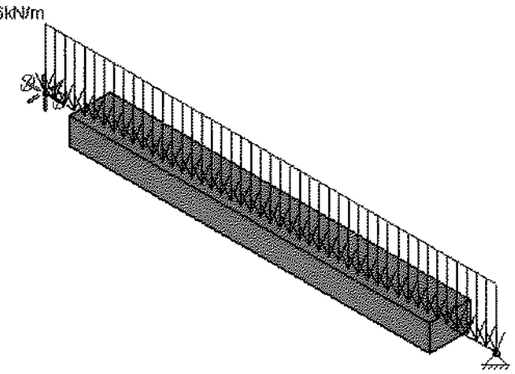
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

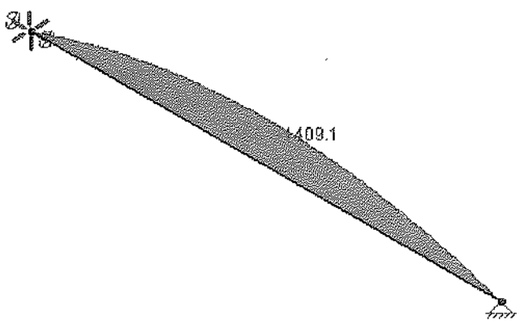
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 140,9Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,7T/m.

Para una luz libre de 10,85m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,5 Ton/m

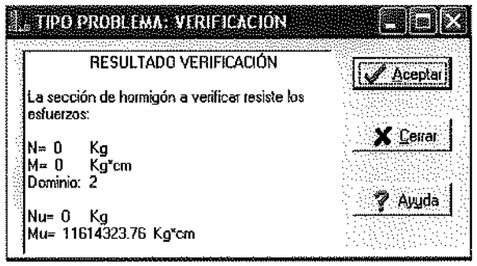
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 42,7 T/m

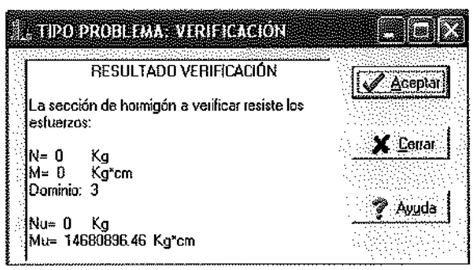
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 140,9Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



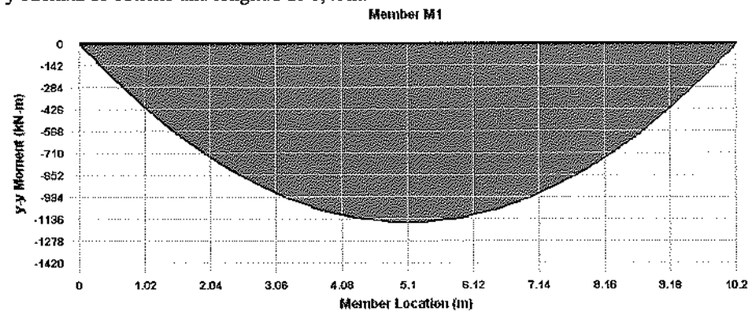
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,45m. Así, el momento último resistido es de 147Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 124Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 124Tm/m se da a 3,60m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,45m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 42,7 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,9 T/m > 42,7 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,6 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 34,0 T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

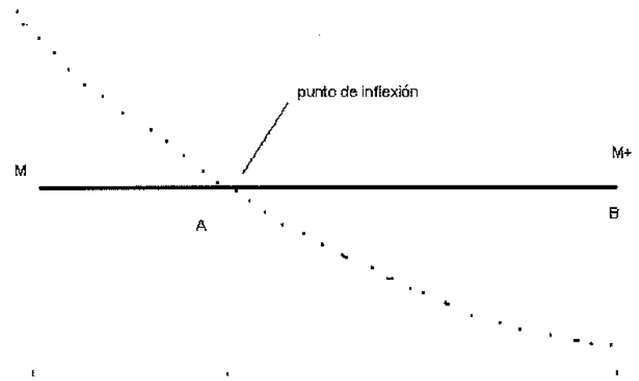
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,9 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 40,9 T/m

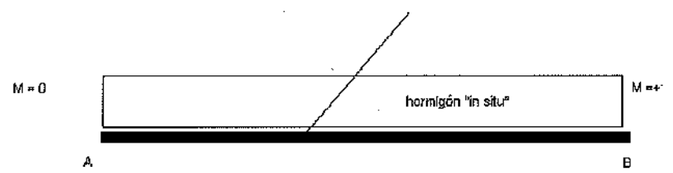
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

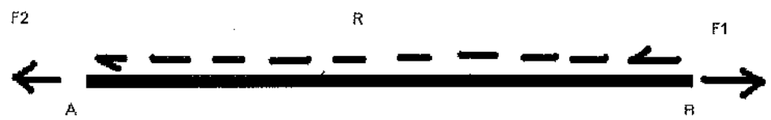


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,35/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 14,0cm^2 x fpu = 260,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,85

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_accro = 257 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 257 + 392 = 649Ton

Resistencia = 649 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton ≈ 260Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 35cm y con la capacidad de transmitir sólo el 99% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27,88kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 7,77kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 25,97kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,35m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 35cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x3/(100x225)= 121,52kg /cm2 – 145,82kg /cm^2

σ_p =24,30kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 267,34kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 270kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H45).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28-11-2006
N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

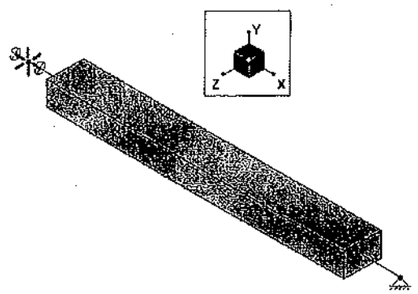
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

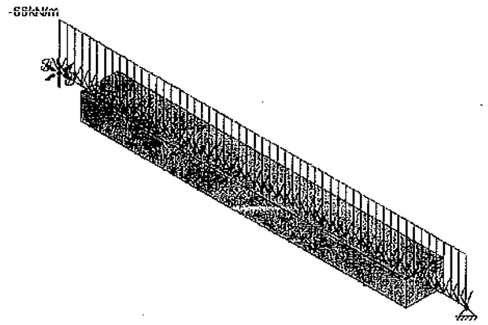
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

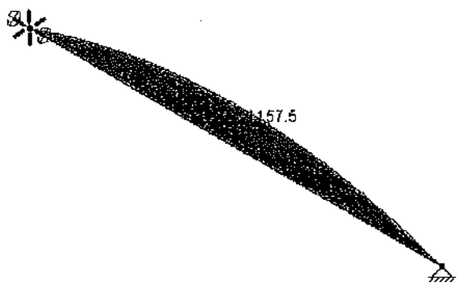
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



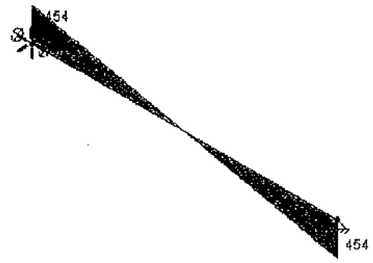
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

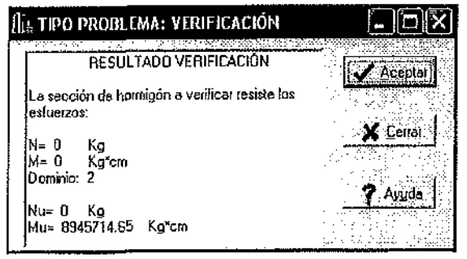
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

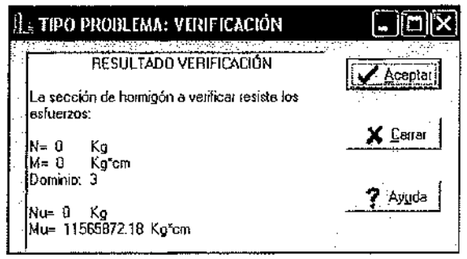
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

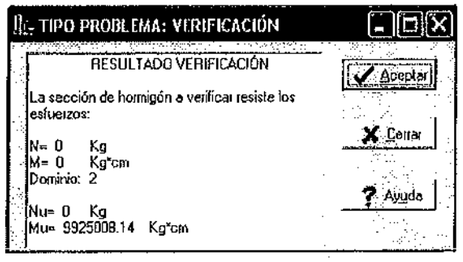
Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



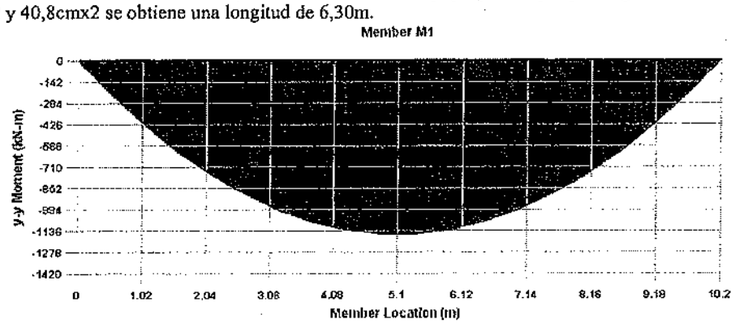
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}00678 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60{,}5 = 31{,}6\text{T/m}$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

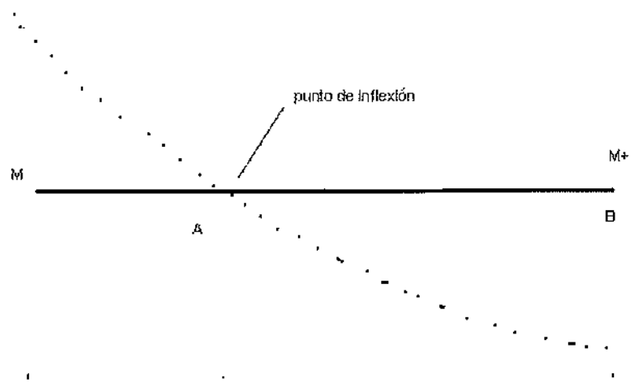
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

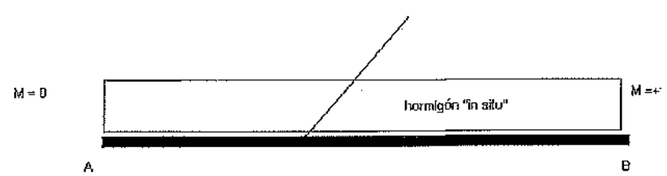
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

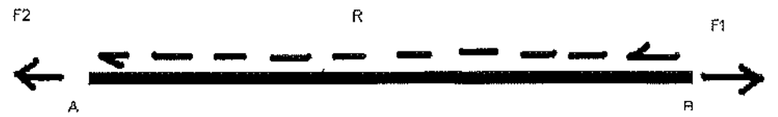


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q

```
**************************************************************************
                        *
************************************************************************ *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
CONCRETE              * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
                      * *
                          * *
USERS' MANUAL           * *
                          * *
RESEARCH              * *
                          * *
CIVIL ENGG.           * *
```

CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED

BY

MAMDOUH M. EL-BADRY

THE UNIVERSITY OF CALGARY

JANUARY, 1985.

```
******    ******    ********
**    *   **    *   **
**        **    *   **
**        ******    ********
**        **        **
**        **        **
**    *   **        **
******    **        **
```

REFERENCE - ELBADRY, M. AND GHALI, A.,
AND COMPUTER PROGRAM "CPF",
REPORT NO. CE85-2, DEPT. OF

M20.UC3.UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de $q^* = 8943kg/m2$

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

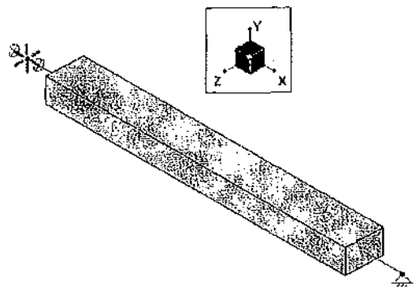
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Ingeniería de Terrenos Estructuras
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref.: I - 2011

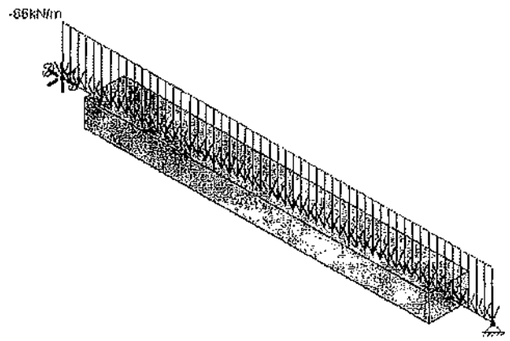
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06
N.º REGISTRO 975

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

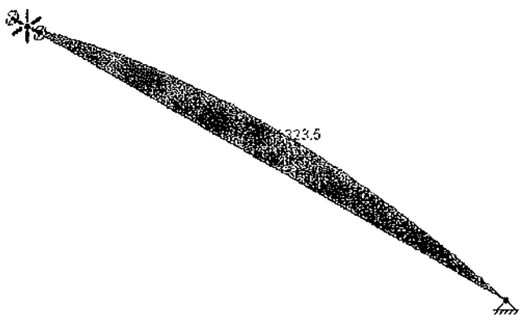
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 132,3Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^3 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

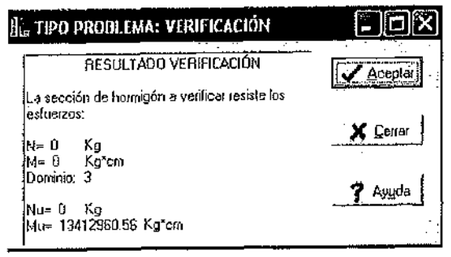
V* = 41,6 T/m

3. Dimensionamiento

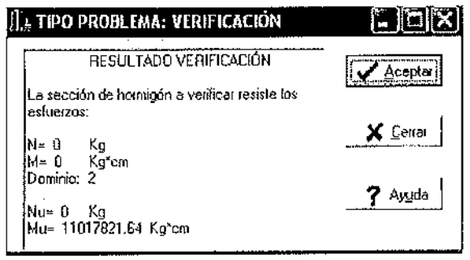
ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

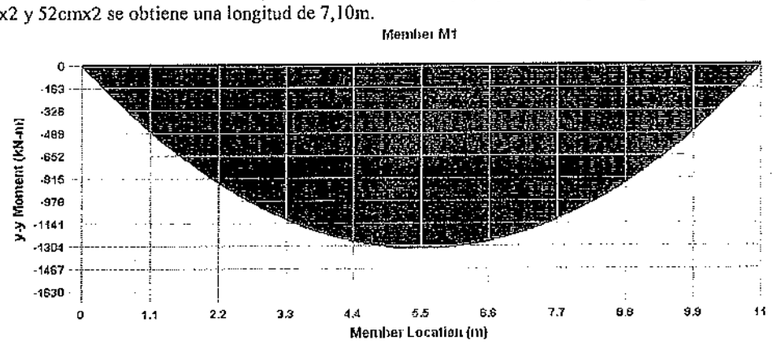
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60{,}5 = 31{,}6\text{T/m}$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

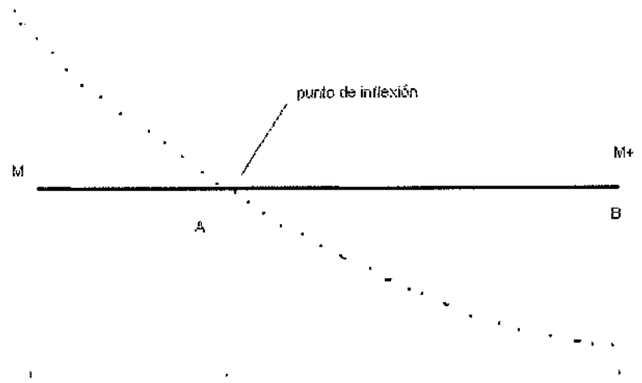
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

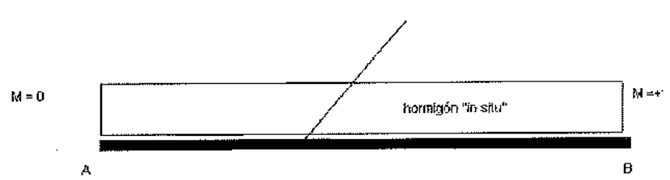
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

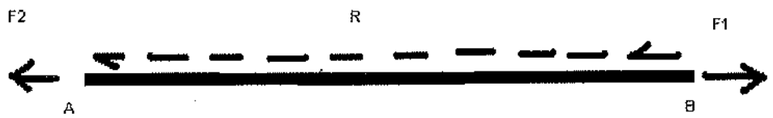


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

$F1 = 11{,}96cm^2 \times fpu = 222{,}5Ton/m$

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "fisicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rud} x AREA

Resistencia_hormigón = $\beta \times f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1{,}5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,35m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

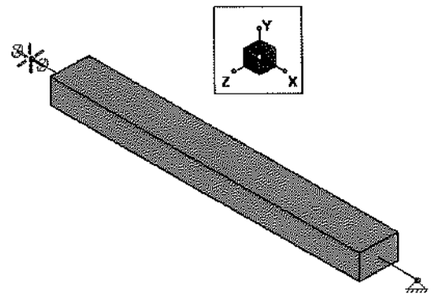
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,35m de luz de cálculo y 10,85m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 182,28Ton/m.

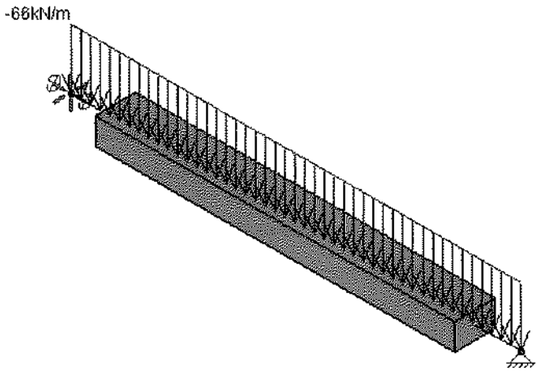
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

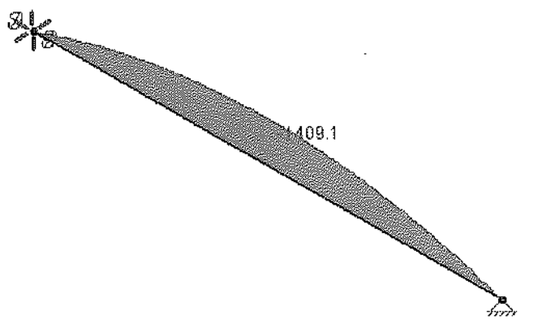
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 140,9Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 50,7T/m.

Para una luz libre de 10,85m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,5 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

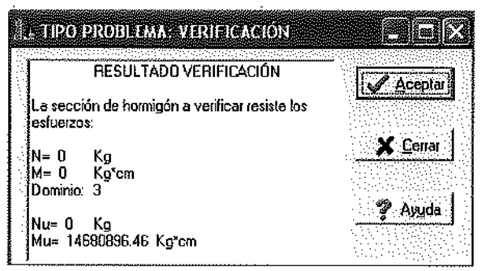
V* = 42,7 T/m

3. Dimensionamiento

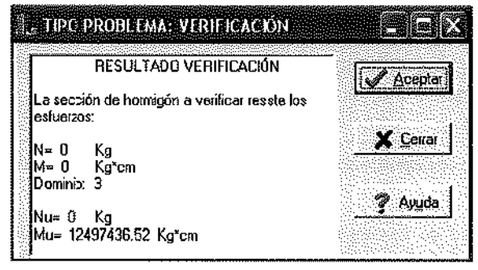
ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 140,9Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 14cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 116 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

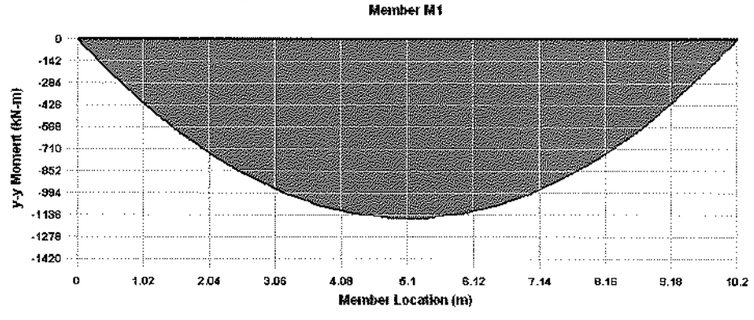
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 6,45m. Así, el momento último resistido es de 147Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 124Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 124Tm/m se da a 3,60m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6,45m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 42,7 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,9 T/m > 42,7 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,6 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 34,0 T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

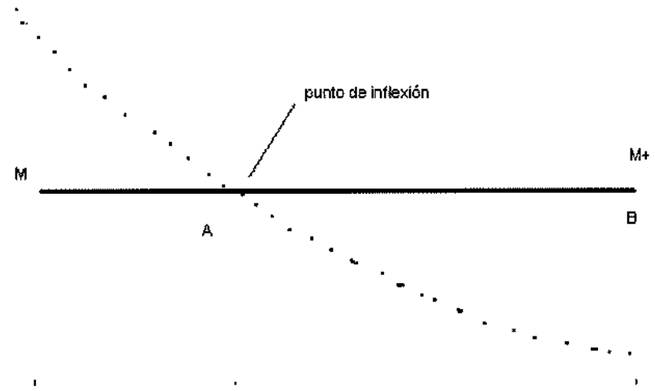
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,9 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 40,9 T/m

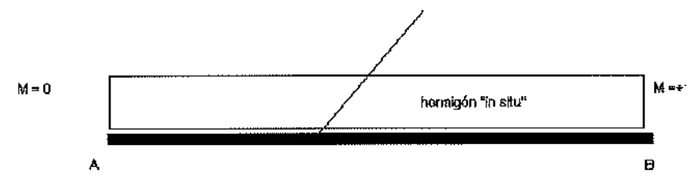
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

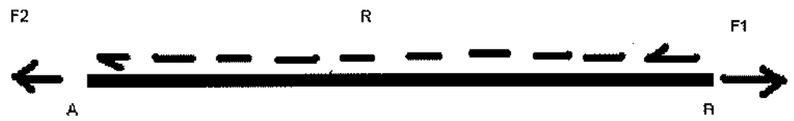


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,35/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,9 T/m > 42,7 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,6 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}0088 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60{,}5 = 34{,}0 T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

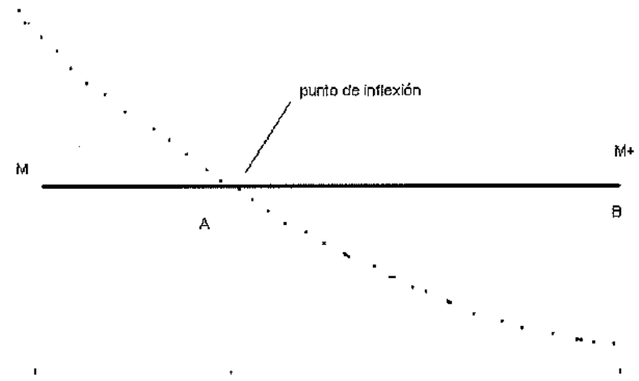
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 40,9 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ":
15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 40,9 T/m

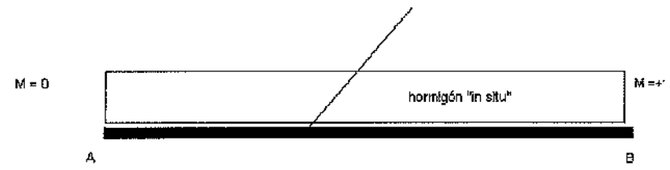
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

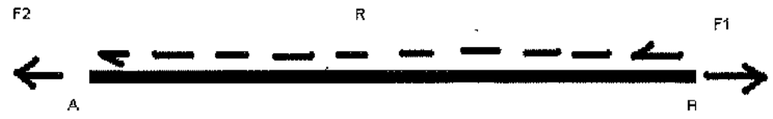


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11,35/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 14,0cm^2 x fpu = 260,4Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,85

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 257 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 257 + 392 = 649Ton

Resistencia = 649 Ton >> 260 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton ≈ 260Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 35cm y con la capacidad de transmitir sólo el 99% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 19mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (27,88kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 7,77kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 25,97kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11,35m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 14cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 182,28Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H45. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 35cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 182,28Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 182280 / (15 x 100) - 6x182280x3/(100x225)= 121,52kg /cm2 – 145,82kg /cm^2

σ_p =24,30kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 267,34kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 270kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H45).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 28.11.2006
N.º REGISTRO 1091

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,30m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8943kg/m2

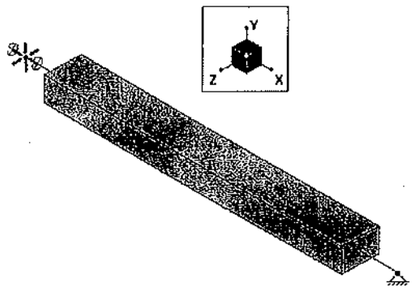
El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,30m de luz de cálculo y 9,80m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 136,71Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

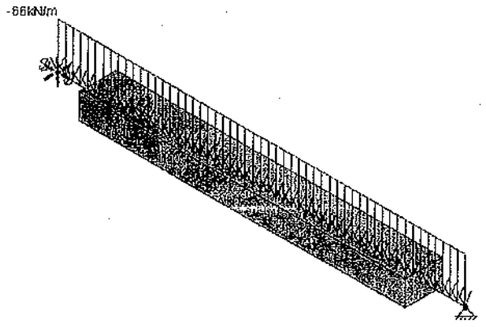
Intraesa tec4
Ingeniería de Trazados y Estructuras
28 NOV. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: 2153

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

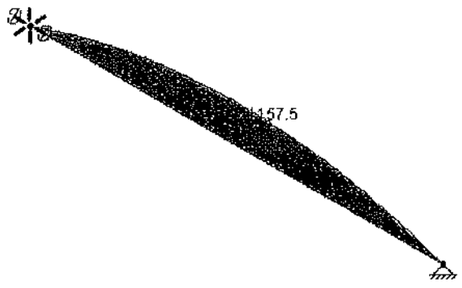
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



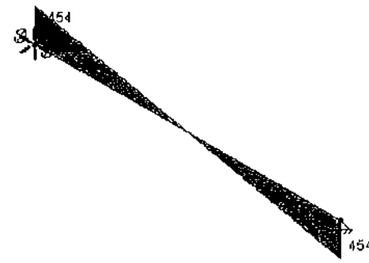
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 115,7Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 45,6T/m.

Para una luz libre de 9,80m y una carga de 8,943T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 43,8 Ton/m

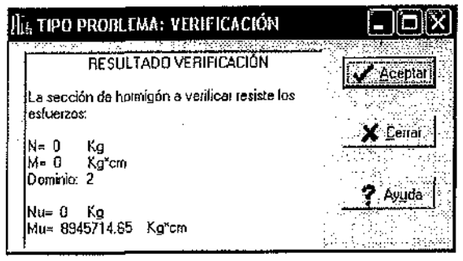
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38 T/m

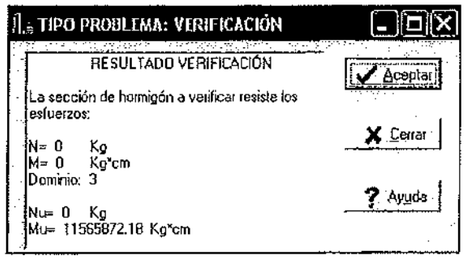
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

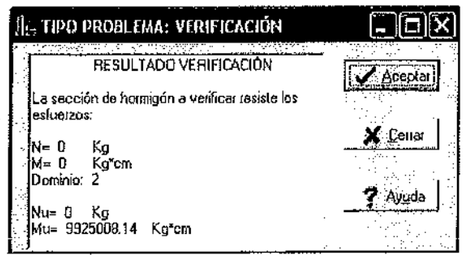
Momento positivo transversal: 115,5Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 10,50cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 90Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



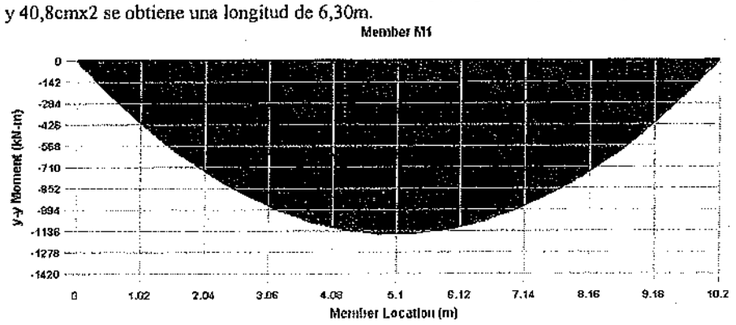
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo del 16 cada 20 de longitud 6,3m. Así, el momento último resistido es de 116Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 12 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 99Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 99Tm/m se da a 3,07m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 40,8cmx2 se obtiene una longitud de 6,30m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 38 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 4 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,50m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 27,8T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,00678 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

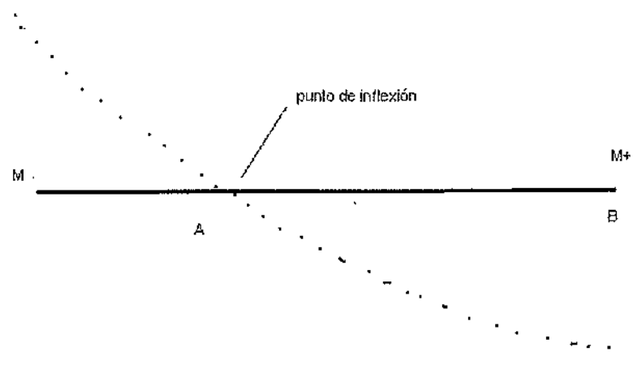
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 36T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 36 T/m

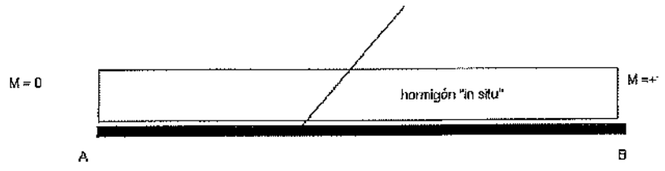
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

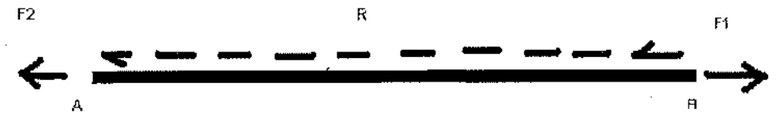


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 115Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,20/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 10,50cm^2 x fpu = 195,3Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 195Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 24 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 200 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 200 + 392 = 552Ton

Resistencia = 592 Ton >> 195 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton > 195 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir sólo el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (29,15kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 0,4kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 18,6 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,20m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 10,50m2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 136,71Ton/m y la resistencia minima del hormigón antes de la transferencia será H40. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 136,71Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 136710 / (15 x 100) - 6x136710x3/(100x225)= 91,14kg /cm2 – 109,37kg /cm^2

σ_p =18,22kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H40 y sin contar el pp)

Fibra inferior:

σ_p = 200,5kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 240kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H40).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 27 de Noviembre del 2006

Q



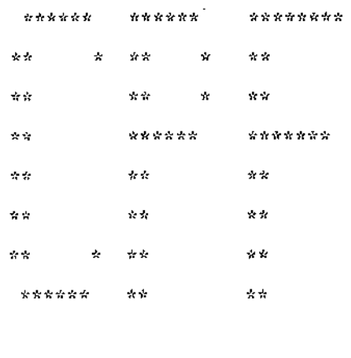
CRACKED PLANE FRAMES IN PRESTRESSED CONCRETE

BY

MAMDOUH M. EL-BADRY

THE UNIVERSITY OF CALGARY

JANUARY, 1985.



USERS' MANUAL

RESEARCH

CIVIL ENGG.

REFERENCE - ELBADRY, M. AND GHALI, A., AND COMPUTER PROGRAM "CPF", REPORT NO. CE85-2, DEPT. OF

M20-UC3-UC2

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11,00m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 2900kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 15cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,45 x 2T/m2 = 2,9T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de $q^* =$ 8943kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11,00m de luz de cálculo y 10,60m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 155,72Ton/m.

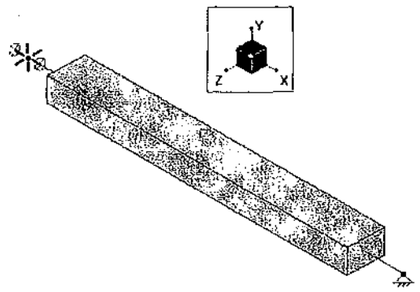
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intrasa Ingeniería de Incendios Estructuras
31 OCT. 2006
UTE AVE EL PRAT
Entrada nº Ref: E-2011

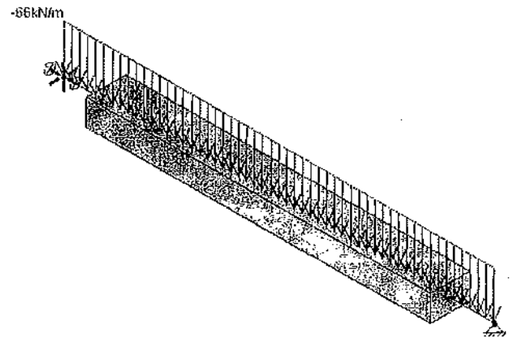
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 31/10/06
Nº REGISTRO 975

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

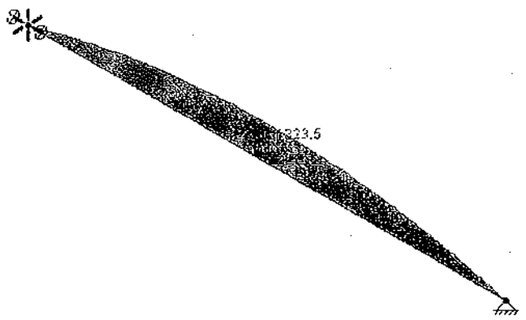
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 132,3Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 49,2T/m.

Para una luz libre de 10,60m y una carga de 8,943T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 47,4 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

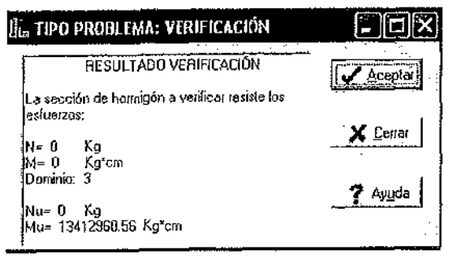
V* = 41,6 T/m

3. Dimensionamiento

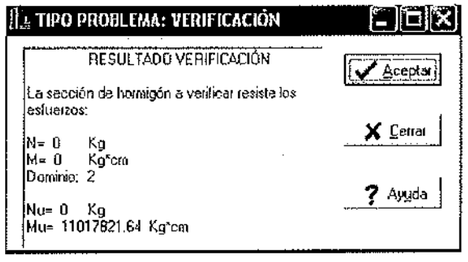
ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 132,3Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 11,96cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 101Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 3cm (es decir a 4,50cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:

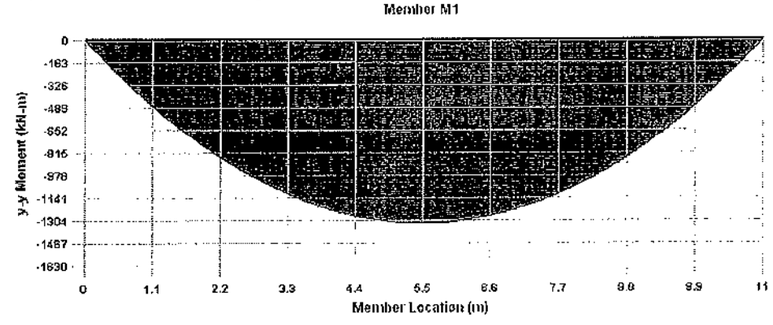
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 20 cada 20 de longitud 7,10m. Así, el momento último resistido es de 134Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 20 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 110Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 110Tm/m se da a 3,10m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 7,10m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 41,6 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 12,9T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10,75Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 43,95 T/m > 41,6 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 6 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 210cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,80m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 31,3T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,0070 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 60,5 = 31,6T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

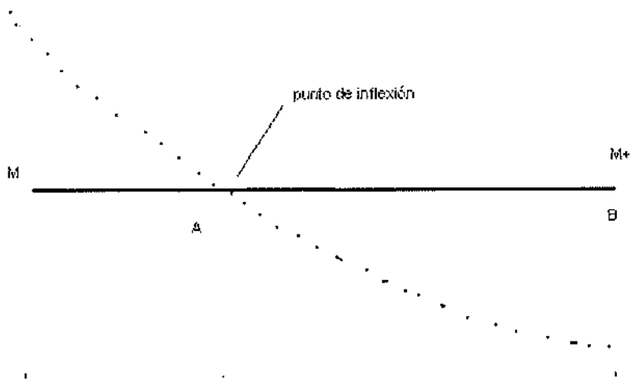
El cambio de ramas se da a 65cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41,6T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 31,6T/m =47 T/m > 41,6T/m

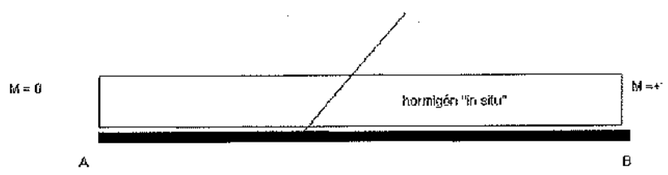
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

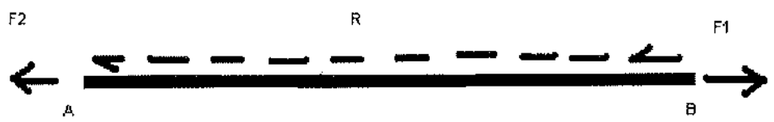


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 132Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

$F1 = 11{,}96cm^2 \times fpu = 222{,}5Ton/m$

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 222,5Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "fisicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 225 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rnd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 490
= 392 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 225 + 392 = 617Ton

Resistencia = 617 Ton >> 222,5 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rnd} x AREA

Resistencia_hormigón = $\beta \times f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1{,}5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 261 Ton<221,9Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 100% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 13mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (33,09kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la sección más desfavorable (compresión de 2,7kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 20,7 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). A nivel de la fibra del pretensado, evidentemente tampoco se producen tracciones pues todas las fibras están comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,53Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 11,96cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,50cm lo que da una excentricidad de 3cm. La fuerza en pretensado en planta será de 155,72Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 23 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 155,72Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 3 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 155719 / (15 x 100) - 6x155719x3/(100x225)= 103,81kg /cm2 – 124,57kg /cm^2

σ_p =20,76kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4)

Fibra inferior:

σ_p = 228,4kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Octubre del 2006

Barcelona, 3 de Agosto del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 8,2m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo M28 161-163

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 40cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 55cm 1375kg/m2
- Permanentes: 8700kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 4,1m de tierras. Dada la reducción de 25cm de canto el peso propio de las tierras es de 4,35 x 2T/m2 = 8,7T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 15656kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 8,21m de luz de cálculo y 7,9m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 291,6Ton/m.

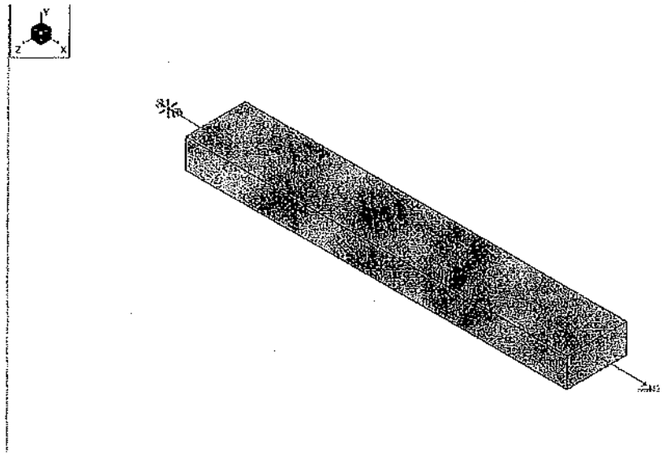
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

Intraesa tec
Ingeniería de Trazados y Estructuras
04 AGO. 2006
UTE AVE EL PRAT
Salida nº Ref: E-1557

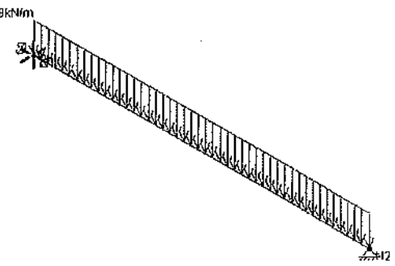
A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 24/08/2006
N.º REGISTRO 598

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

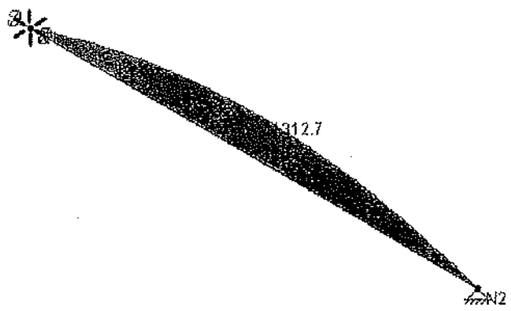
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



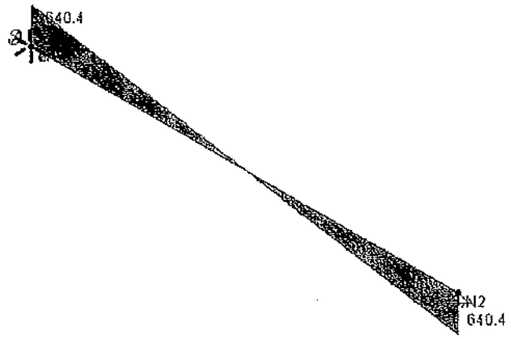
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 131,2Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 64T/m.

Para una luz libre de 7,9m y una carga de 15,66T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 62 Ton/m

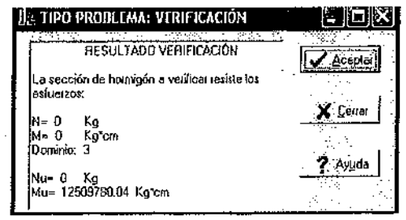
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 54 T/m

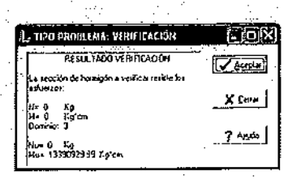
3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 131Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 125Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior a eje del cable) y hormigón H30:



Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 20 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud. Con este refuerzo corrugado la resistencia total de la sección es de 134Tm/m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 10 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 54 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\ b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}67 \times (100 \times 0{,}0036 \times 30) \times 100 \times 44$

Vc = 19,5T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 16,22Ton/m

Vs = 0,9 x (44 / 15) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 39,7Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 15)

Por lo que la resistencia total es Vu = 56T/m > 54T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 15cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo es de 2,15m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,92m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 32T/m

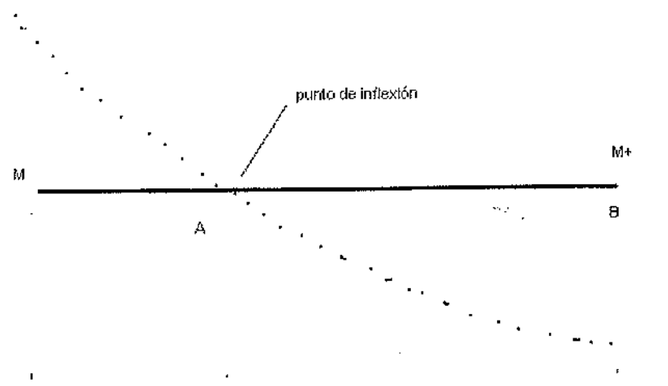
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado (sin la armadura "in situ") sería de:

Vc = 0,12 x 1,63 x (100 x 0,0108 x 30) x 100 x 51 = 32T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

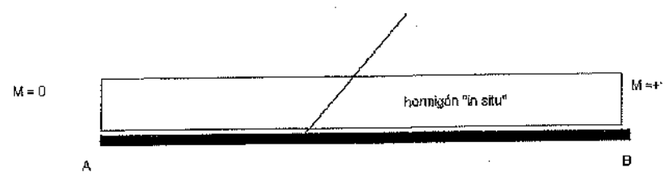
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

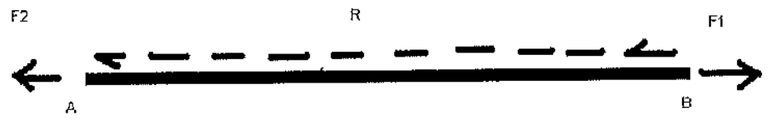


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 131Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 8,2/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 417Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 20 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 222 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 410
= 328 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 222 + 328 = 550Ton

Resistencia = 550 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 219 Ton

Por lo que es necesario disponer de una armadura de cosido y esta se dispone con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir el 53% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es inferior a 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (40,2kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de 31,8kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 42,5kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 6,4 cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 6,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 7cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 8,2m la distancia entre ganchos es de 2,1m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra superior de la prelosa será de 6,76cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 291,648Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro. El número total de cordones por prelosa de 1,2m será de 19.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 291,648Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 291648 / (15 x 100) - 6x291648x0,76/(100x225)= 194,4kg /cm2 – 59kg /cm2

σ_p =135,3kg /cm2 .

Fibra inferior :

σ_p = 253kg /cm2 compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254,4kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 03 de Agosto del 2006

Módulo 29b

1. ANTECEDENTES

Referencia: 623
Fecha: Agosto 2007
Nombre de la obra: Estación AVE Prat

La presente Memoria de Cálculo se refiere al proyecto de cálculo de la cubierta del modulo 29, mediante prelosa de hormigón armado pretensado y capa de hormigón superior .
En los cálculos se ha tenido en cuenta que la presencia del hueco de las escaleras no permite de realizar las condiciones de apoyo alrededor de dicho hueco, consideradas en los cálculos originales de la cubierta, por eso se ha subido el canto de la losa completa con una capa de hormigón superior de 1,35m, con un canto total de 1,50m. Debido a la realización de las obras se han tenido en cuenta posibles situaciones en el hueco, una es la de tapar el hueco con una losa de 0.2 m de canto y considerar las cargas pertinentes de tierras y tráfico, y la otra el acceso a las rampas mediante un cerramiento.

2. DESCRIPCIÓN

La cubierta del modulo 29 está formada por una prelosa pretensada de 0,15m de canto y una capa superior de hormigón de 1,35m de canto.

3. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón..... HA-30/B/20/IIa (fck=30 N/mm²)

Hormigón pretensado..... HA-50/B/20/IIa (fck=50 N/mm²)

Acero corrugado:

Acero en forjados..... B 500 S (fyk= 500 N/mm²)

Acero cordones:

Acero en prelosa..... Y1860S7(fpmax= 1860 N/mm²)

4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

4.1 Coeficientes de seguridad para materiales

Hormigón Armado:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_s= 1.15
Coeficiente de seguridad del hormigón.....γ_c= 1.50

4.2 Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.60
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes....1.50
Coeficiente de seguridad para peso propio.....1.35

5. ACCIONES

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra y sobrecargas.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 1.50m de canto
Q1 = 26 kN/m² (carga permanente producida por 1.30m de tierra)
F1 = 15kN/m² (sobrecarga de trafico)
Q2 = 7 kN/m (peso propio cerramiento bloque de 20 cm (1.4kN/m²)).(Perímetro zuncho)
F2 = 1.7 kN/m (sobrecarga nieve (0.4kN/m²) + mantenimiento en cerramiento (1.5kN/m²)).
Q3 = 8 kN/m² (carga permanente producida por 0.40m de tierra)
F3 = 15kN/m² (sobrecarga de trafico)
PP3 = peso propio losa maciza de 0.2 m de canto (cierre hueco escalera).

Combinaciones:

ELU
CPQF = LOAD1·1.35 + Q1·1.50 + F1·1.60
CPQF2 = LOAD1·1.35 + Q1·1.50 + F1·1.60 + Q2·1.50 + F2·1.60
CPQF3 = LOAD1·1.35 + Q1·1.50 + F1·1.60 + Q3·1.50 + F3·1.60 + PP3·1.35

ELE

APQF = LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·1.0
APQF2 = LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·1.0 + Q2·1.0 + F2·1.0
APQF3 = LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·1.0 + Q3·1.0 + F3·1.0 + PP3·1.0

APQF_CP= LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·0.2
APQF1_CP= LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·0.2 + Q2·1.0 + F2·0.2
APQF1_CP= LOAD1·1.0 + Q1·1.0 + F1·0.2 + Q3·1.0 + F3·0.2 + PP3·1.0

6.- ANÁLISIS

El análisis se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAFE en su versión 7.2 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

La cubierta ha sido modelizado con elementos shell, los elementos shell han sidos considerados con las mismas características de la sección rectangular de 1.50m de canto.

Se han estudiado las deformaciones instantáneas y a tiempo indefinido, con sección fisurada. Se han determinado, por tanto, las deformaciones instantáneas y las diferidas.

7. RESULTADOS

Se ha considerado una luz de la cubierta del modulo 29 de 11m.

Se muestran los diagramas y los valores de cálculos utilizados.



Figura 1: Distribucion de momento x-x. SAFE.

amatria
ingenieria

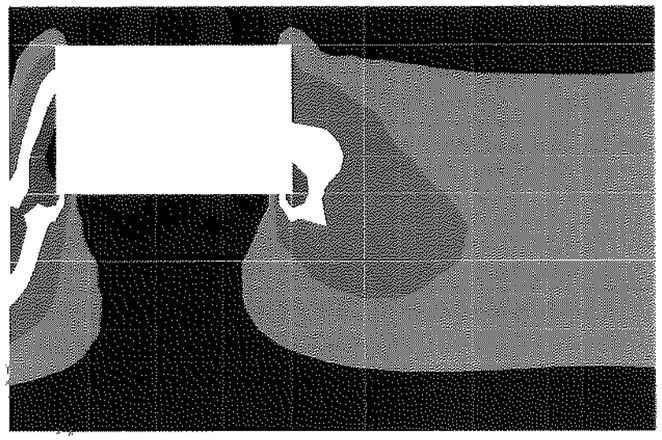


Figura 2: Distribucion de momento y-y. SAFE.

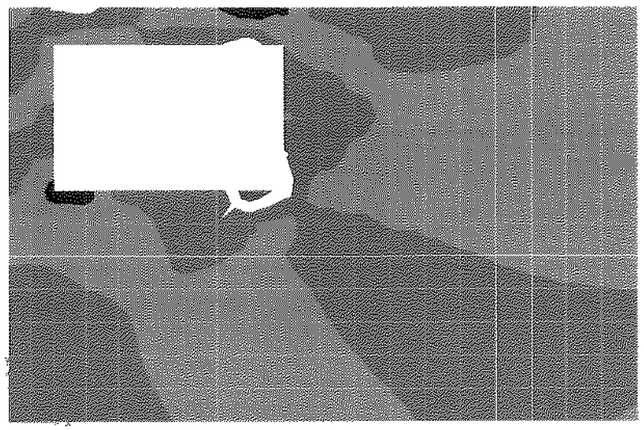


Figura 3: Diagrama de cortantes x-x. SAFE.



Figura 4: Diagrama de cortantes y-y. SAFE.

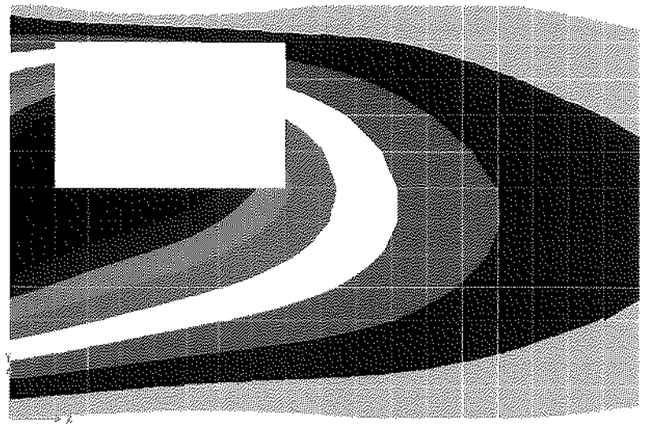


Figura 5: Diagrama de deformaciones diferidas. SAFE. δmax = 21mm

amatria
ingeniería

Esfuerzos de cálculo:

CUBIERTA

Losa zona 1:

ELU
Mxxmax = 1430kN·m
Mxxmin = -470kN·m
Vxxmax = 700kN

ELE
Mkkmax =923kNm
Mkkmin = -340kNm

ELU
Myymax = 3000kN·m

Vyymax = 1016kN

ELE
Mkk = 2130kNm
Mcp= 1650kNm

Losa zona 2:

ELU
Mxxmax = 440kN·m
Mxxmin = -570kN·m

Vxxmax = 300kN

ELE
Mkkmax =315kNm
Mkkmin = -356kNm

ELU
Myymax = 2200kN·m

Vyymax = 720kN

ELE
Mkk =1570kNm
Mcp= 1090kNm

Zuncho 1:

ELU
Myymax = 6130kN·m

Vyymax = 1590kN

ELE
Mkk =3450kNm
Mcp= 2760kNm

Zuncho 2:

ELU
Mxxmax = 2800kN·m
Mxxmin = -2300kN·m

Vxxmax = 1410kN

ELE
Mkkmax =1850kNm
Mkkmin = -1530Nm

Valor de cálculo para el rasante entre prelosa y capa de hormigón superior:

Vd =1350kN en sección 1 ancho 1.20m
Vd= 1100kN en sección 2 ancho 1.00m

8. CONCLUSIONES

Las estructuras se han dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de EHE-98 y del Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado.
Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armado y planos se adjuntan al informe.

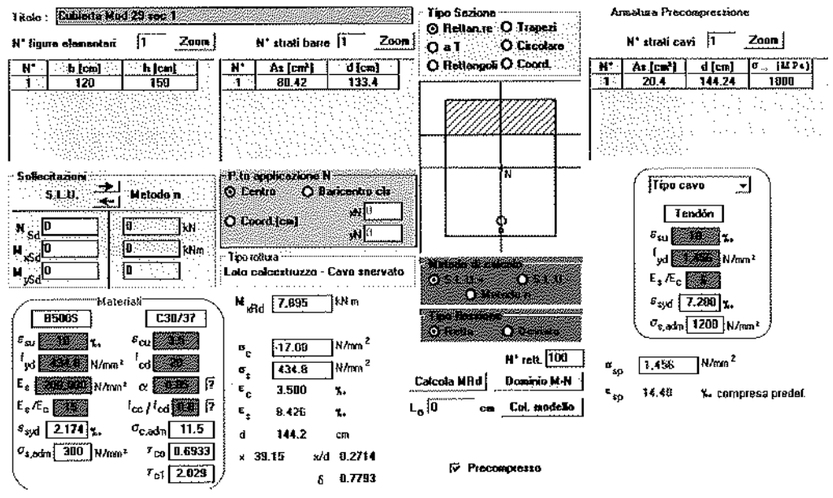
Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Enero de 2007

amatria
ingeniería

9. MOMENTOS RESISTENTES SECCIÓN CON PRETENSADO

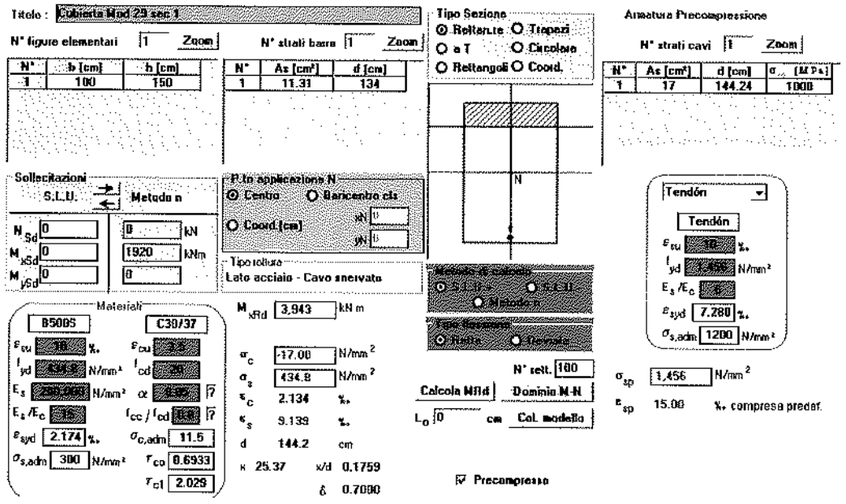
Zuncho 1



Momento resistente Mrd = 7895 kNm

Zona 1-2 dirección y-y

amatria
ingeniería



Momento resistente Mrd = 3943kNm

Barcelona, 16 de Enero del 2007

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 11m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 4280kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 2,14m sobre una cubierta de 0,65m, resultando en 2,14 x 2T/m2 = 4,28T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

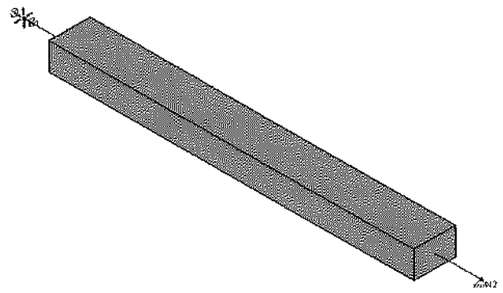
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de $q^* = 9364kg/m2$

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 11m de luz de cálculo y 10,47m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 221,34Ton/m.

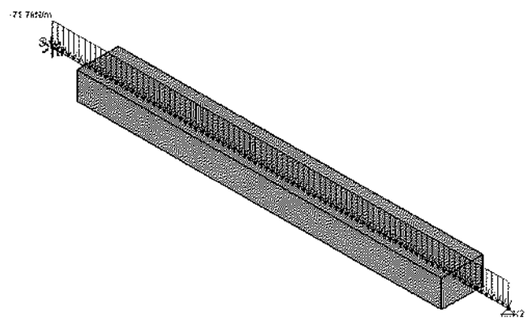
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 141Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 51,3T/m.

Para una luz libre de 10,45m y una carga de 9,364T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 48,9 Ton/m

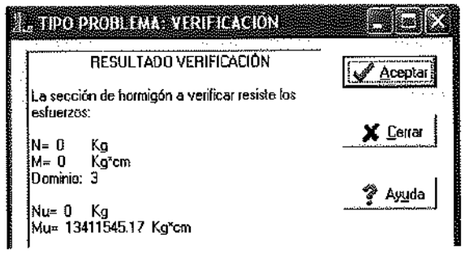
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 43,3 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 141Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 17cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 134 Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 1,74cm (es decir a 5,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud. Así, el momento último resistido es de 142Tm/m:



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 43,3 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}001 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 14T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 11,7Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 33,2Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 44,9 T/m > 43,3 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 5 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 5 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 230cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,0m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 30,3 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}57 \times (100 \times 0{,}01 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 59{,}76 = 34{,}9\text{T/m}$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

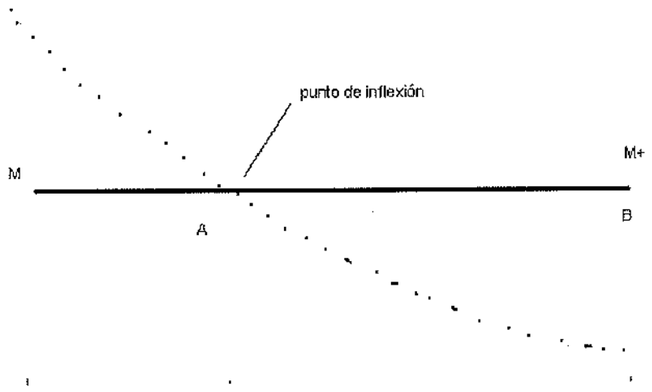
El cambio de ramas se da a 85cm de la cara de apoyo, en donde el cortante vale 41 T/m. Por otro lado, el cortante resistido por armadura del 10 cada 30 en dirección del pretensado y en dirección ortogonal es de:

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,78 x 4000 =15,4Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

En total, añadiendo a Vs la resistencia del hormigón considerando el pretensado y la armadura "in situ": 15,4T/m + 34,0T/m = 49,4 T/m > 41 T/m

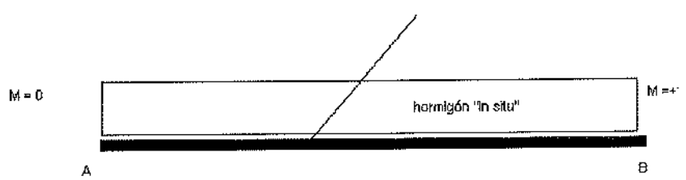
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

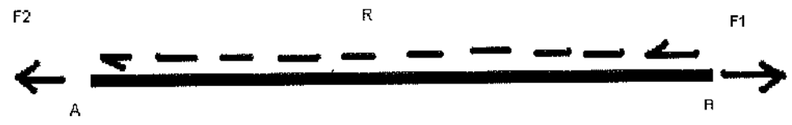


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 141Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 11/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 17,0cm^2 x fpu = 316,2Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 316Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 27 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 300 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 550
= 440 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 300 + 440 = 740Ton

Resistencia = 740 Ton >> 316 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{md} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 293 Ton < 316 Ton

Por lo que prácticamente no es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir sólo el 95% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 15mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (19,2kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la fibra del pretensado para la sección más desfavorable (tracción de 8,1kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión 24,1kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). La fibra neutra está a 3,8cm del extremo inferior y a nivel de la fibra del pretensado se tienen compresiones de 4,2kg/cm2.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 50mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 11m la distancia entre ganchos es de 2,8m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 17cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 5,76cm lo que da una excentricidad de 1,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 221,34Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 221,34Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 1,74 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 221340 / (15 x 100) - 6x221340x1,74/(100x225)= 147,6kg /cm2 – 102,7kg /cm^2

σ_p = 44,9kg /cm^2 tracción inferior a fct,k en el momento de tesado (se tensará con resistencia superior o igual a H45 y sin contar con el pp).

Fibra inferior:

σ_p = 250 kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 16 de Enero del 2007

Barcelona, 17 de Enero del 2007

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 6,14m dentro del módulo 29b_UIC1_UIC4)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Esta justificación se refiere a la zona de luz máxima 6,14m dentro del módulo M29b_UIC1_UIC4. Como criterio se estableció armar de forma similar a las zonas de mayor luz, excepto en lo referente a los estribos "in situ" de refuerzo por corte. Por tanto la justificación general del módulo m29b_UIC1_UIC4 es válida para esta zona y en esta justificación solo se verificará el cortante, entendiendose que el diseño es conservador para todos los otros estados límite.

Cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 65cm 1625kg/m2
- Permanentes: 4280kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 2,14m sobre una cubierta de 0,65m, resultando en 2,14 x 2T/m2 = 4,28T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

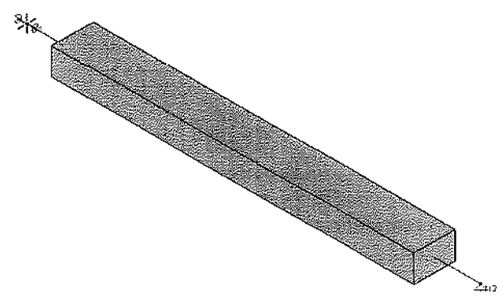
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 9364kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 6,14m de luz de cálculo y 5,64m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 221,34Ton/m.

A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Cortante en extremo de luz de cálculo de 29T/m.

Para una luz libre de 5,64m y una carga de 9,364T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 26 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 21 T/m

ELU CORTANTE:

Cortante: 21 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}63 \times (100 \times 0{,}001 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 14T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 11,7Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 30) x 3,33 x 0,785 x 4000 = 15Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 27T/m > 21 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 10 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 95cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 0,65m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 20 T/m

La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,57 \times (100 \times 0,01 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 59,76 = 34,9T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 17 de Enero del 2007

COMPROBACIÓN RASANTE EN JUNTA DE HORMIGONADO MOD29

Caracteristicas materiales

$fck := 30$ $\quad fct_k := 0.21 \cdot \sqrt[3]{fck^2}$ $\quad fcd := \frac{fck}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\quad fcd = 20 \frac{N}{mm^2}$

$fct_d := \frac{fct_k}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\quad fct_d = 1.352 \frac{N}{mm^2}$ $\quad f_{y\alpha_d} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sección 1

Geometria sección

$bo := 1.2m$ ancho superficie de contacto

$p := bo$ superficie de contacto por unidad de longitud

$s := 20cm$ separación de las barras de cosido

$Hs := 1.5m$ canto total sección

$ha := Hs - 16cm$ canto util

$zm := 0.9 \cdot ha$ $\quad zm = 1.206\ m$ brazo mecánico

Cargas

$Vd := 1300kN$ Cortante de cálculo

$\tau md := \frac{Vd}{p \cdot zm}$ $\quad \tau md = 0.898 \frac{N}{mm^2}$ valor medio de la tensión rasante sollecitante

$\beta := 0.4$ $\quad \mu := 0.9$ rugosidad alta

$\phi st := 6mm$ $\quad nb := 8$ numero ramas celosía por sección

$Ast := nb \cdot \frac{\phi st^2}{4} \cdot \pi$ $\quad Ast = 2.262\,cm^2$ area acero por sección

$\sigma cd := 0 \frac{N}{mm^2}$

$\tau dmax := 0.25 \cdot fcd$ $\quad \tau dmax = 5 \frac{N}{mm^2}$ $\quad \tau dmin := \beta \cdot fct_d$ $\quad \tau dmin = 0.541 \frac{N}{mm^2}$

$\tau d := \beta \cdot fct_d + \frac{Ast}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha_d} \cdot \mu + \mu \cdot \sigma cd$ $\quad \tau d = 0.9 \frac{N}{mm^2}$ $> \tau md$

Sección 2

Geometría sección

$bo := 1m$ ancho superficie de contacto

$p := bo$ superficie de contacto por unidad de longitud

$s := 20cm$ separación de las barras de cosido

$Hs := 1.5m$ canto total sección

$ha := Hs - 16cm$ canto util

$zm := 0.9 \cdot ha$ $zm = 1.206\ m$ brazo mecánico

Cargas

$Vd := 1080kN$ Cortante de cálculo

$\tau md := \frac{Vd}{p \cdot zm}$ $\tau md = 0.896 \frac{N}{mm^2}$ valor medio de la tensión rasante sollecitante

$\beta := 0.4$ $\mu := 0.9$ rugosidad alta

$\phi st := 6mm$ $nb := 7$ numero ramas celosía por sección

$Ast := nb \cdot \frac{\phi st^2}{4} \cdot \pi$ $Ast = 1.979\,cm^2$ area acero por sección

$\sigma cd := 0$

$\tau dmax := 0.25 \cdot fcd$ $\tau dmax = 5 \frac{N}{mm^2}$ $\tau dmin := \beta \cdot fct_d$ $\tau dmin = 0.541 \frac{N}{mm^2}$

$\tau d := \beta \cdot fct_d + \frac{Ast}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha_d} \cdot \mu + \mu \cdot \sigma cd$ $\tau d = 0.897 \frac{N}{mm^2}$ $> \tau md$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 09/08/2007
Hora: 14:46:00

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

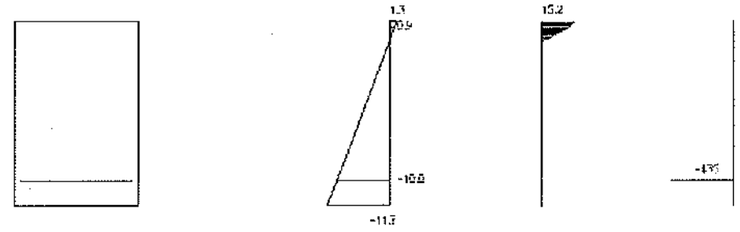
Sección : LOSA_XX
b [m] = 1.00
h [m] = 1.50
ri [m] = 0.200
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 31.4
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 1699.5



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.154

1/r [1/m]·1.E-3 = 8.7

εs ·1.E-3 = 1.3

εi ·1.E-3 = -11.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.9	0.0
1.300	31.4	-10.0	434.8

COMPROBACIÓN ARMADURA DE CORTANTE CUBIERTA MOD 29

ZONA 1-2

Características materiales

$f_{yd} := 400\frac{N}{mm^2}$ armadura pasiva

$\sigma_{sd} := f_{yd}$ $f_{ck} := 30\frac{N}{mm^2}$ $fcd := \frac{f_{ck}}{1.5}$

$f_{yp} := 1455\frac{N}{mm^2}$ armadura activa

Cargas

$Vd1 := 700kN$

Características geométricas en los apoyos

$h := 150cm$ $bo := 100cm$ $Ac := h \cdot bo$ area hormigón

$c_{min} := 160mm$ recubrimiento

$\phi_{s1} := 11mm$ $nb1 := 0$

$\phi_{s2} := 12mm$ $nb2 := 10$ $As := nb1 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{s1}^2}{4} + nb2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{s2}^2}{4}$ armadura longitudinal traccionada sec de apoyo

$As = 11.31\,cm^2$

$d := h - (c_{min})$ $d = 1340\,mm$ $d1 := \frac{d}{mm}$

$z := 0.9 \cdot d$ $z = 120.6\,cm$ brazo mecánico $\beta := 1$

$N_d := 0kN$ Esfuerzo axil de calculo

$\xi := 1 + \sqrt{\frac{200}{d1}}$ $\xi = 1.39$

$\rho_1 := \frac{As}{bo \cdot d}$ $\rho_1 = 0.001$ Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada

$\alpha := \frac{\pi}{2}$ $\theta := \frac{\pi}{4}$

Sección 1

$n_\alpha = 25$ numero ramas por ml

$\phi_\alpha := 10mm$ $A_\alpha := \pi \cdot \frac{\phi_\alpha^2}{4}$ #1rϕ10/0.20

$A_v := n_\alpha \cdot A_\alpha$ $A_v = 19.63\,cm^2$ armadura transversal de cortante por ml

Cálculo resistencia a cortante con armadura de cortante sección apoyo

$$V_{cux} := \left[0.1 \cdot \xi \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck1}\right)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b2 \cdot d2 \cdot \beta$$

$V_{cu} := \frac{V_{cux}}{1000} \cdot kN$ $V_{cu} = 253.2\,kN$

$V_{su} := z1 \cdot \sin(\alpha) \cdot \left(\tan(\alpha)^{-1} + \tan(\theta)^{-1}\right) \cdot A_v \cdot f_{yd}$ $V_{su} = 947.19\,kN$

$V_u := V_{su} + V_{cu}$ $V_u = 1200.389\,kN$ Resistencia a cortante

Características geométricas en en la sección sin armadura de cortante

$h := 150cm$ $c_{min} := 5.76cm$

$Asb := As$ armadura pasiva longitudinal traccionada sec2

$Asa := 17cm^2$ armadura activa longitudinal traccionada sec2

$d := h - (c_{min})$ $d = 1442.4\,mm$

$z := 0.9 \cdot d$ $z = 129.82\,cm$ brazo mecánico $\beta := 1$

$$\rho_1 := \frac{Asa \cdot \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{bo \cdot d}$$ $\rho_1 = 0.004$ Cuantía geométrica de la armadura total longitudinal traccionada

Cálculo resistencia a cortante sin armadura de cortante - sección con tendones

$$V_{cux} := \left[0.12 \cdot \xi \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck1}\right)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b2 \cdot d2 \cdot \beta$$

$V_{cu} := \frac{V_{cux}}{1000} \cdot kN$ $V_{cu} = 562.21\,kN$

Comprobación sección cubierta M29 - ELS -

ZONA 1-2

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 50$ $fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ckh} := 30$ $fctmh := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckh}^2}$

$n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.1$

$f_{ctm} = 4.07 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctmh} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$

Geometría della sección

Sección total:

$H := 150 \cdot cm$ $B := 100 \cdot cm$

$c := 5.76 \cdot cm$ recubrimiento

$t1 := 0$ $t2 := 10$ $t3 := 0$ nº barras a distancia "d" desde borde comprimido

$\phi 1 := 0 \cdot mm$ $\phi 2 := 12 \cdot mm$ ϕ3:=cables diametro armadura longitudinal

$d_1 := 5.1 \cdot cm$ $d_2 := 133.4 \cdot cm$ $d_3 := 144.24cm$ distancia armaduras desde borde

$Aa_1 = 0\,cm^2$ armadura capa 1 $Aa_2 = 11.31\,cm^2$ armadura capa 2

$Aa_3 = 17\,cm^2$ armadura activa

$$San(x) = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i)\right]$$ $$Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot Bn(y)\,dy$$

$$Ja = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i)^2\right]$$ $$Jc = \int_0^H (x - y) \cdot y \cdot B\,dy \quad if \quad x > H$$

Sección bruta

$$Ab := \int_0^H B\,dy$$ $Ab = 1.5\,m^2$ area bruta hormigón

$Jb := 2 \cdot Jc\left(\frac{H}{2}\right)$ $Jb = 0.28\,m^4$ inercia bruta

$Wb_i := \frac{Jb}{\frac{H}{2}}$ $Wb_i = 0.38\,m^3$ modulo de resistencia de la sección bruta

$Wb_a := \frac{Jb}{d_3 - \frac{H}{2}}$ $Wb_a = 0.41\,m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

Sección homogeneizada

$A_{id} := Ab + n \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 1.52\,m^2$ area homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[Ab \cdot \frac{H}{2} + n \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$ $h_{id} = 75.86\,cm$ distancia entre el baricentro della sec. ideal y el canto superior

$Jid := \int_0^H \left(h_{id} - y \right)^2 \cdot B\,dy + Ja\left(h_{id} \right)$ $Jid = 0.29\ m^4$ inercia homogeneizada

$Wid_s := \frac{Jid}{h_{id}}$ $Wid_s = 0.38\,m^3$ modulo resistencia borde superior

$Wid_i := \frac{Jid}{H - h_{id}}$ $Wid_i = 0.39\,m^3$ modulo resistencia borde inferior

$Wid_a := \frac{Jid}{d_3 - h_{id}}$ $Wid_a = 0.42\,m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 1590.77\,kN \cdot m$ momento de fisuración del borde inferior

Acciones de cálculo

Cálculo de las perdidas de pretensado

$Fp := 2213.4 \frac{kN}{m}$ fuerza de pretensado inicial por ml

$Fp_i := Fp \cdot B$ $Fp_i = 2213.4\,kN$ fuerza de pretensado inicial en la viga

$q_a := \frac{Aa_3}{Ab}$ $q_a = 0.0011$ cuantía geométrica armadura activa

$r_a := \sqrt{\frac{Jb}{Ab}}$ $e_a := d_3 - \frac{H}{2}$ $e_a = 0.69\ m$ $\frac{e_a}{r_a} = 1.6$

Con estos valores y utilizando las tablas de la Guía de aplicación de la "Instrucción de Hormigón Estructural" apartado 2.13.4.3 , para la aplicación del procedimiento simplificado, se cálculan las perdidas hasta la transferencia y las totales de la armadura activa:

$\eta_{tot} := 25 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado total en % de la inicial

$\eta_t := 45 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado hasta la transferiencia como fracción de la perdida total

$\eta_{tr} := \eta_t \cdot \eta_{tot}$ $\eta_{tr} = 11.25\,\%$

$\Delta P_{tr} := 100\% - \eta_{tr}$ $\Delta P_{tr} = 88.75\,\%$ % de fuerza inicial al transferir

$\Delta P_{tot} := 75 \cdot \%$ % de fuerza inicial luego las perdidas finales

$Fp_t := \Delta P_{tr} \cdot Fp_i$ $Fp_t = 1964.39\,kN$ fuerza pretensado al transferir

$Fp_f := \Delta P_{tot} \cdot Fp_i$ $Fp_f = 1660.05\,kN$ fuerza final de pretensado

Acción debida a la fluencia entre losa y viga:

Dimensiones capa de hormigón superior

$H_l := H - 15cm$ $B_l := B$ $A_l := H_l \cdot B_l$

$Luz := 10.8m$

$E_{cl} := 18000 \frac{N}{mm^2}$ para tener en cuenta el comportamiento viscoso del sistema losa-capa

$\varepsilon_r := 10^{-4}$ ritiro differencial

$N_r := E_{cl} \cdot A_l \cdot \varepsilon_r$ acción de tracción en la losa

$M_r := N_r \cdot \left(h_{id} - \frac{H_l}{2} \right)$ $M_r = 203.12\,kN \cdot m$ momento debido a la fluencia diferencial a t infinito

tensiones debidas a la fluencia entre losa i viga

$\sigma re_i := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_i}$ $\sigma re_i = 1.08 \frac{N}{mm^2}$ borde inferior viga

$\sigma re_{sL} := \frac{N_r}{A_{id}} + \frac{M_r}{Wid_s} - \frac{N_r}{A_l}$ $\sigma re_{sL} = 0.33 \frac{N}{mm^2}$ borde superior losa

$\sigma re_a := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_a}$ $\sigma re_a = 1.12 \frac{N}{mm^2}$ zona armadura activa

ELS

Comprobación fisuras:

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 1590.77\,kN\cdot m$ momento de fisuración

$M_{kf} := 2130kN\cdot m$ momento debido a la combinación frecuente

$\gamma s1_p := 0.95$ coeficiente de seguridad para la acción del pretensado

$Mktot := \left|\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right] - M_{kf}\right|$ momento actuante total considerando el pretensado

$Mktot = 1051.59\,kN\cdot m$ < Mf (momento de fisuración) la sección no se fisura

$M_k := 1650kN\cdot m$ momento debido a la combinación cuasi permanente sin considerar el pretensado

Comprobacion tensiones de servicio

Se comprueba que a tiempo infinito con la combinación cuasi permanente la armadura activa se encuentra en la zona comprimida y la compresión máxima es inferior a la resistencia del hormigón:

- Comprobación fibra extrema en mínima compresión: $\gamma s1_p = 0.95$

$$\sigma te_i := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} - \frac{M_k}{Wid_i}\right] + \sigma re_i \qquad \sigma te_i = 0.78\frac{N}{mm^2}$$

Considerando una clase de exposición IIa :

$\sigma te_s < 0.6\cdot f_{ckh} = 18$ CUMPLE

- Comprobación fibra extrema en máxima compresión: $\gamma s2_p := 1.05$

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s}\right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = 2.83\frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_s < 0.6\cdot f_{ckh} = 18$ CUMPLE

- Comprobación fibra armadura activa:

$$\sigma te_a := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_a} - \frac{M_k}{Wid_a}\right] + \sigma re_a \qquad \sigma te_a = 0.93\frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_a > 0$ CUMPLE: la armadura activa se encuentra en la zona comprimida

Comprobación de la fibra superior en caso de momento mínimo

$M_k := 2kN\cdot m$ momento mínimo

- Comprobación fibra superior en la sección con momento mínimo: $\gamma s2_p := 1.05$

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s}\right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = -1.49\frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_i < f_{ctmh} = 2.9\frac{N}{mm^2}$ LA SECCIÓN NO SE FISURA

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 03/09/2007
Hora: 19:27:32

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_XX
b [m] = 1.00
h [m] = 1.50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20

capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	210.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 923

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

COMPROBACIÓN ARMADURA DE CORTANTE CUBIERTA MOD 29

ZONA 1-2

Características materiales

$f_{yd} := 400 \frac{N}{mm^2}$ armadura pasiva

$\sigma_{sd} := f_{yd}$ $f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $fcd := \frac{f_{ck}}{1.5}$

$f_{yp} := 1455 \frac{N}{mm^2}$ armadura activa

Cargas

$Vd1 := 700kN$

Caracteristicas geométricas en los apoyos

$h := 150cm$ $bo := 100cm$ $Ac := h \cdot bo$ area hormigón

$c_{min} := 160mm$ recubrimiento

$\phi_{s1} := 11mm$ $nb1 := 0$

$\phi_{s2} := 12mm$ $nb2 := 10$ $As := nb1 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{s1}^2}{4} + nb2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{s2}^2}{4}$ armadura longitudinal traccionada sec de apoyo

$As = 11.31\,cm^2$

$d := h - (c_{min})$ $d = 1340\,mm$ $d1 := \frac{d}{mm}$

$z := 0.9 \cdot d$ $z = 120.6\,cm$ brazo mecánico $\beta := 1$

$N_d := 0kN$ Esfuerzo axil de calculo

$\xi := 1 + \sqrt{\frac{200}{d1}}$ $\xi = 1.39$

$\rho_1 := \frac{As}{bo \cdot d}$ $\rho_1 = 0.001$ Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada

$\alpha := \frac{\pi}{2}$ $\theta := \frac{\pi}{4}$

Sección 1

$n_\alpha = 25$ numero ramas por ml

$\phi_\alpha := 10mm$ $A_\alpha := \pi \cdot \frac{\phi_\alpha^2}{4}$ #1rϕ10/0.20

$A_v := n_\alpha \cdot A_\alpha$ $A_v = 19.63\,cm^2$ armadura transversal de cortante por ml

Cálculo resistencia a cortante con armadura de cortante sección apoyo

$$V_{cux} := \left[0.1 \cdot \xi \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck1}\right)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b2 \cdot d2 \cdot \beta$$

$V_{cu} := \frac{V_{cux}}{1000} \cdot kN$ $V_{cu} = 253.2\,kN$

$V_{su} := z1 \cdot \sin(\alpha) \cdot \left(\tan(\alpha)^{-1} + \tan(\theta)^{-1}\right) \cdot A_v \cdot f_{yd}$ $V_{su} = 947.19\,kN$

$V_u := V_{su} + V_{cu}$ $V_u = 1200.389\,kN$ Resistencia a cortante

Características geométricas en en la sección sin armadura de cortante

$h := 150cm$ $c_{min} := 5.76cm$

$Asb := As$ armadura pasiva longitudinal traccionada sec2

$Asa := 17cm^2$ armadura activa longitudinal traccionada sec2

$d := h - (c_{min})$ $d = 1442.4\,mm$

$z := 0.9 \cdot d$ $z = 129.82\,cm$ brazo mecánico $\beta := 1$

$\rho_1 := \frac{Asa \cdot \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{bo \cdot d}$ $\rho_1 = 0.004$ Cuantía geométrica de la armadura total longitudinal traccionada

Cálculo resistencia a cortante sin armadura de cortante - sección con tendones

$$V_{cux} := \left[0.12 \cdot \xi \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck1}\right)^{\frac{1}{3}} - 0.15 \cdot \sigma'_{cd}\right] \cdot b2 \cdot d2 \cdot \beta$$

$V_{cu} := \frac{V_{cux}}{1000} \cdot kN$ $V_{cu} = 562.21\,kN$

Comprobación sección cubierta M29 - ELS -

ZONA 1-2

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 50$ $f_{ckh} := 30$

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ $fctmh := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckh}^2}$

$n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.1$

$f_{ctm} = 4.07 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctmh} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$

Geometría della sección

Sección total:

$H := 150 \cdot cm$ $B := 100 \cdot cm$

$c := 5.76 \cdot cm$ recubrimiento

$t1 := 0$ $t2 := 10$ $t3 := 0$ nº barras a distancia "d" desde borde comprimido

$\phi 1 := 0 \cdot mm$ $\phi 2 := 12 \cdot mm$ $\phi 3$:=cables diametro armadura longitudinal

$d_1 := 5.1 \cdot cm$ $d_2 := 133.4 \cdot cm$ $d_3 := 144.24 cm$ distancia armaduras desde borde

$Aa_1 = 0 cm^2$ armadura capa 1 $Aa_2 = 11.31 cm^2$ armadura capa 2

$Aa_3 = 17 cm^2$ armadura activa

$San(x) = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot Bn(y)\, dy$

$Ja = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i)^2 \right]$ $Jc = \int_0^H (x - y) \cdot y \cdot B\, dy$ if $x > H$

Sección bruta

$Ab := \int_0^H B\, dy$ $Ab = 1.5\ m^2$ area bruta hormigón

$Jb := 2 \cdot Jc\left(\frac{H}{2}\right)$ $Jb = 0.28\ m^4$ inercia bruta

$Wb_i := \frac{Jb}{\frac{H}{2}}$ $Wb_i = 0.38 m^3$ modulo de resistencia de la sección bruta

$Wb_a := \frac{Jb}{d_3 - \frac{H}{2}}$ $Wb_a = 0.41 m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

Sección homogeneizada

$A_{id} := Ab + n \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 1.52 m^2$ area homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[Ab \cdot \frac{H}{2} + n \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$ $h_{id} = 75.86 cm$ distancia entre el baricentro della sec. ideal y el canto superior

$Jid := \int_0^H \left(h_{id} - y \right)^2 \cdot B\, dy + Ja\left(h_{id} \right)$ $Jid = 0.29\ m^4$ inercia homogeneizada

$Wid_s := \frac{Jid}{h_{id}}$ $Wid_s = 0.38 m^3$ modulo resistencia borde superior

$Wid_i := \frac{Jid}{H - h_{id}}$ $Wid_i = 0.39 m^3$ modulo resistencia borde inferior

$Wid_a := \frac{Jid}{d_3 - h_{id}}$ $Wid_a = 0.42 m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 1590.77 kN \cdot m$ momento de fisuración del borde inferior

Acciones de cálculo

Cálculo de las perdidas de pretensado

$Fp := 2213.4 \frac{kN}{m}$ fuerza de pretensado inicial por ml

$Fp_i := Fp \cdot B$ $Fp_i = 2213.4 kN$ fuerza de pretensado inicial en la viga

$q_a := \frac{Aa_3}{Ab}$ $q_a = 0.0011$ cuantía geométrica armadura activa

$r_a := \sqrt{\frac{Jb}{Ab}}$ $e_a := d_3 - \frac{H}{2}$ $e_a = 0.69\ m$ $\frac{e_a}{r_a} = 1.6$

Con estos valores y utilizando las tablas de la Guía de aplicación de la "Instrucción de Hormigón Estructural" apartado 2.13.4.3 , para la aplicación del procedimiento simplificado, se cálculan las perdidas hasta la transferencia y las totales de la armadura activa:

$\eta_{tot} := 25 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado total en % de la inicial

$\eta_t := 45 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado hasta la transferiencia como fracción de la perdida total

$\eta_{tr} := \eta_t \cdot \eta_{tot}$ $\eta_{tr} = 11.25\,\%$

$\Delta P_{tr} := 100\% - \eta_{tr}$ $\Delta P_{tr} = 88.75\,\%$ % de fuerza inicial al transferir

$\Delta P_{tot} := 75 \cdot \%$ % de fuerza inicial luego las perdidas finales

$Fp_t := \Delta P_{tr} \cdot Fp_i$ $Fp_t = 1964.39\,kN$ fuerza pretensado al transferir

$Fp_f := \Delta P_{tot} \cdot Fp_i$ $Fp_f = 1660.05\,kN$ fuerza final de pretensado

Acción debida a la fluencia entre losa y viga:

Dimensiones capa de hormigón superior

$H_l := H - 15cm$ $B_l := B$ $A_l := H_l \cdot B_l$

$Luz := 10.8m$

$E_{cl} := 18000 \frac{N}{mm^2}$ para tener en cuenta el comportamiento viscoso del sistema losa-capa

$\varepsilon_r := 10^{-4}$ ritiro differencial

$N_r := E_{cl} \cdot A_l \cdot \varepsilon_r$ acción de tracción en la losa

$M_r := N_r \cdot \left(h_{id} - \frac{H_l}{2}\right)$ $M_r = 203.12\,kN \cdot m$ momento debido a la fluencia diferencial a t infinito

tensiones debidas a la fluencia entre losa i viga

$\sigma re_i := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_i}$ $\sigma re_i = 1.08 \frac{N}{mm^2}$ borde inferior viga

$\sigma re_{sL} := \frac{N_r}{A_{id}} + \frac{M_r}{Wid_s} - \frac{N_r}{A_l}$ $\sigma re_{sL} = 0.33 \frac{N}{mm^2}$ borde superior losa

$\sigma re_a := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_a}$ $\sigma re_a = 1.12 \frac{N}{mm^2}$ zona armadura activa

ELS

Comprobación fisuras:

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 1590.77\,kN \cdot m$ momento de fisuración

$M_{kf} := 2130kN \cdot m$ momento debido a la combinación frecuente

$\gamma s1_p := 0.95$ coeficiente de seguridad para la acción del pretensado

$Mktot := \left|\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right] - M_{kf}\right|$ momento actuante total considerando el pretensado

$Mktot = 1051.59\,kN \cdot m$ < Mf (momento de fisuración) la sección no se fisura

$M_k := 1650kN \cdot m$ momento debido a la combinación cuasi permanente sin considerar el pretensado

Comprobacion tensiones de servicio

Se comprueba que a tiempo infinito con la combinación cuasi permanente la armadura activa se encuentra en la zona comprimida y la compresión máxima es inferior a la resistencia del hormigón:

- Comprobación fibra extrema en mínima compresión: $\gamma s1_p = 0.95$

$$\sigma te_i := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} - \frac{M_k}{Wid_i}\right] + \sigma re_i \qquad \sigma te_i = 0.78 \frac{N}{mm^2}$$

Considerando una clase de exposición IIa :

$\sigma te_s < 0.6 \cdot f_{ckh} = 18$ CUMPLE

- Comprobación fibra extrema en máxima compresión: $\gamma s2_p := 1.05$

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s}\right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = 2.83 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_s < 0.6 \cdot f_{ckh} = 18$ CUMPLE

- Comprobación fibra armadura activa:

$$\sigma te_a := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_a} - \frac{M_k}{Wid_a}\right] + \sigma re_a \qquad \sigma te_a = 0.93 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_a > 0$ CUMPLE: la armadura activa se encuentra en la zona comprimida

Comprobación de la fibra superior en caso de momento mínimo

$M_k := 2kN \cdot m$ momento mínimo

- Comprobación fibra superior en la sección con momento mínimo:

$$\gamma s2_p := 1.05$$

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s}\right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = -1.49 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_i < f_{ctmh} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ LA SECCIÓN NO SE FISURA

Obra: ave
Fecha: 03/09/2007
Hora: 19:56:27

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero:    B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
```

- Ambiente

```
Clase general de exposición      : I
Clases específicas de exposición :
```

- Geometría de la sección

```
Sección : LOSA_2
b  [m] = 1.00
h  [m] = 1.50
```

- Armado de la sección

```
ϕ [mm] = 20
```

capa	nº barras	Separación [mm]
1	5	210.0

```
As    [cm²] =
Ac,ef [cm²] =
```

2 Resultados

Mk [kN·m] = 356

Separación media entre fisuras sm [mm] =

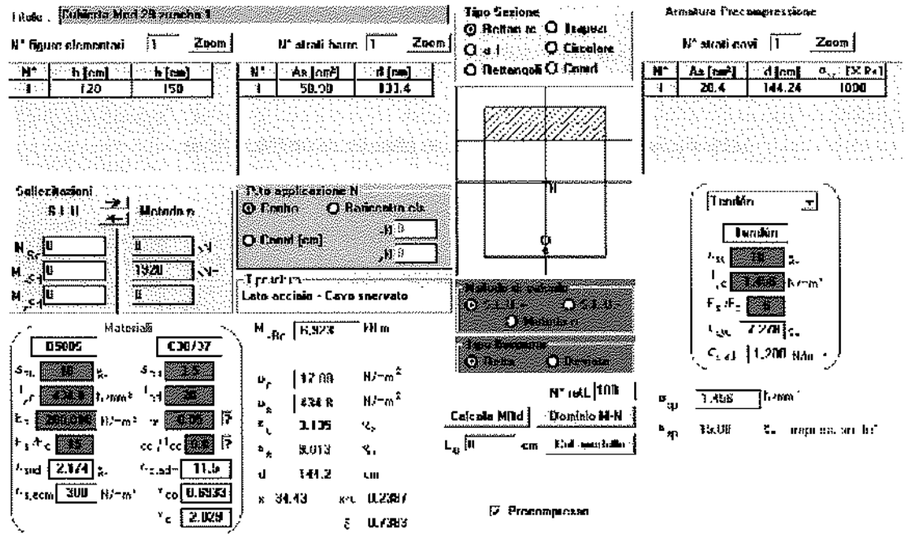
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 9:11:31

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

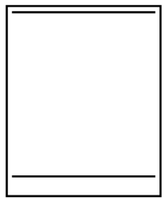
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA
b0  [m] = 1.20
h   [m] = 1.50
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.15
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 20.9
ρ [·1.E-3]        = 6

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]    = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 9648.0
Vu2 [kN]   = 1597.9
Vcu [kN]   = 584.2
Vsu [kN]   = 1013.7
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 1597.9
```

Comprobación sección cubierta M29 - ELS -

ZUNCHO 1

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 50$ $fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ckh} := 30$ $fctmh := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckh}^2}$

$n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.1$

Geometría del la sección $f_{ctm} = 4.07 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctmh} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$

Sección total:

$H := 150 \cdot cm$ $B := 120 \cdot cm$

$c := 5.76 \cdot cm$ recubrimiento

$t1 := 10$ $t2 := 12$ $t3 := 0$ nº barras a distancia "d" desde borde comprimido

$\phi 1 := 32 \cdot mm$ $\phi 2 := 32 \cdot mm$ $\phi 3$:cables diametro armadura longitudinal

$d_1 := 5.1 \cdot cm$ $d_2 := 133.4 \cdot cm$ $d_3 := 144.24 cm$ distancia armaduras desde borde

$Aa_1 = 80.42\,cm^2$ armadura capa 1 $Aa_2 = 96.51\,cm^2$ armadura capa 2

$Aa_3 = 20.4\,cm^2$ armadura activa

$San(x) = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot Bn(y)\, dy$

$Ja = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i)^2 \right]$ $Jc = \int_0^H (x - y) \cdot y \cdot B\, dy$ if $x > H$

Sección bruta

$Ab := \int_0^H B\, dy$ $Ab = 1.8\ m^2$ area bruta hormigón

$Jb := 2 \cdot Jc\left(\frac{H}{2}\right)$ $Jb = 0.34\ m^4$ inercia bruta

$Wb_i := \frac{Jb}{\frac{H}{2}}$ $Wb_i = 0.45\,m^3$ modulo de resistencia de la sección bruta

$Wb_a := \frac{Jb}{d_3 - \frac{H}{2}}$ $Wb_a = 0.49\,m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

Sección homogeneizada

$A_{id} := Ab + n \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 1.94\,m^2$ area homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[Ab \cdot \frac{H}{2} + n \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$ $h_{id} = 75.52\,cm$ distancia entre el baricentro della sec. ideal y el canto superior

$Jid := \int_0^H (h_{id} - y)^2 \cdot B\, dy + Ja(h_{id})$ $Jid = 0.4\ m^4$ inercia homogeneizada

$Wid_s := \frac{Jid}{h_{id}}$ $Wid_s = 0.52\,m^3$ modulo resistencia borde superior

$Wid_i := \frac{Jid}{H - h_{id}}$ $Wid_i = 0.53\,m^3$ modulo resistencia borde inferior

$Wid_a := \frac{Jid}{d_3 - h_{id}}$ $Wid_a = 0.58\,m^3$ modulo de resistencia a la cota de la armadura activa

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 2163.2\,kN \cdot m$ momento de fisuración del borde inferior

Acciones de cálculo

Cálculo de las perdidas de pretensado

$Fp := 2213.4 \frac{kN}{m}$ fuerza de pretensado inicial por ml

$Fp_i := Fp \cdot B$ $Fp_i = 2656.08\,kN$ fuerza de pretensado inicial en la viga

$q_a := \frac{Aa_3}{Ab}$ $q_a = 0.0011$ cuantía geométrica armadura activa

$\frac{e_a}{r_a} = 1.6$ $e_a := d_3 - \frac{H}{2}$ $e_a = 0.69\ m$ $r_a := \sqrt{\frac{Jb}{Ab}}$

Con estos valores y utilizando las tablas de la Guía de aplicación de la "Instrucción de Hormigón Estructural" apartado 2.13.4.3 , para la aplicación del procedimiento simplificado, se cálculan las perdidas hasta la transferencia y las totales de la armadura activa:

$\eta_{tot} := 25 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado total en % de la inicial

$\eta_t := 45 \cdot \%$ Perdida de fuerza de pretensado hasta la transferiencia como fracción de la perdida total

$\eta_{tr} := \eta_t \cdot \eta_{tot}$ $\eta_{tr} = 11.25\,\%$

$\Delta P_{tr} := 100\% - \eta_{tr}$ $\Delta P_{tr} = 88.75\,\%$ % de fuerza inicial al transferir

$\Delta P_{tot} := 75\cdot\%$ % de fuerza inicial luego las perdidas finales

$Fp_t := \Delta P_{tr} \cdot Fp_i$ $Fp_t = 2357.27\,kN$ fuerza pretensado al transferir

$Fp_f := \Delta P_{tot} \cdot Fp_i$ $Fp_f = 1992.06\,kN$ fuerza final de pretensado

Acción debida a la fluencia entre losa y viga:

Dimensiones capa de hormigón superior

$H_l := H - 15cm$ $B_l := B$ $A_l := H_l \cdot B_l$

$Luz := 10.8m$

$E_{cl} := 18000\frac{N}{mm^2}$ para tener en cuenta el comportamiento viscoso del sistema losa-capa

$\varepsilon_r := 10^{-4}$ ritiro differencial

$N_r := E_{cl} \cdot A_l \cdot \varepsilon_r$ acción de tracción en la losa

$M_r := N_r \cdot \left(h_{id} - \frac{H_l}{2}\right)$ $M_r = 233.93\,kN\cdot m$ momento debido a la fluencia diferencial a t infinito

tensiones debidas a la fluencia entre losa i viga

$\sigma re_i := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_i}$ $\sigma re_i = 1.06\frac{N}{mm^2}$ borde inferior viga

$\sigma re_{sL} := \frac{N_r}{A_{id}} + \frac{M_r}{Wid_s} - \frac{N_r}{A_l}$ $\sigma re_{sL} = 0.15\frac{N}{mm^2}$ borde superior losa

$\sigma re_a := \frac{N_r}{A_{id}} - \frac{M_r}{Wid_a}$ $\sigma re_a = 1.1\frac{N}{mm^2}$ zona armadura activa

ELS

Comprobación fisuras:

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 2163.2\,kN\cdot m$ momento de fisuración

$M_{kf} := 3450kN\cdot m$ momento debido a la combinación frecuente

$\gamma s1_p := 0.95$ coeficiente de seguridad para la acción del pretensado

$Mktot := \left|\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right] - M_{kf}\right|$ momento actuante total considerando el pretensado

$Mktot = 2149.55\,kN\cdot m$ < Mf (momento de fisuración) la sección no se fisura

$M_k := 2760kN\cdot m$ momento debido a la combinación cuasi permanente sin considerar el pretensado

Comprobacion tensiones de servicio

Se comprueba que a tiempo infinito con la combinación cuasi permanente la armadura activa se encuentra en la zona comprimida y la compresión máxima es inferior a la resistencia del hormigón:

$\gamma s1_p = 0.95$ $\gamma s2_p := 1.05$

- Comprobación fibra extrema en mínima compresión:

$$\sigma te_i := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} - \frac{M_k}{Wid_i}\right] + \sigma re_i \qquad \sigma te_i = -0.19\frac{N}{mm^2}$$

Considerando una clase de exposición IIa :

$\sigma te_i < f_{ctm} = 4.07\frac{N}{mm^2}$ LA SECCIÓN NO SE FISURA

- Comprobación fibra extrema en máxima compresión:

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id}\right)\right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s}\right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = 3.58\frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_s < 0.6 \cdot f_{ckh} = 18$ CUMPLE

- Comprobación fibra armadura activa:

$$\sigma te_a := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id} \right) \right]}{Wb_a} - \frac{M_k}{Wid_a} \right] + \sigma re_a \qquad \sigma te_a = 0.02 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_a > 0$ CUMPLE: la armadura activa se encuentra en la zona comprimida

Comprobación de la fibra superior en caso de momento mínimo

$M_k := 2kN \cdot m$ momento mínimo

- Comprobación fibra superior en la sección con momento mínimo:

$$\sigma te_s := \frac{\gamma s1_p \cdot Fp_f}{Ab} + \left[\frac{\gamma s1_p \cdot \left[-Fp_f \cdot \left(d_3 - h_{id} \right) \right]}{Wb_i} + \frac{M_k}{Wid_s} \right] + \sigma re_{sL} \qquad \sigma te_s = -1.69 \frac{N}{mm^2}$$

$\sigma te_i < f_{ctmh} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ LA SECCIÓN NO SE FISURA

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 9:54:19

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

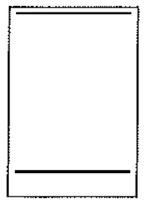
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_2
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 1.50
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.15
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 20.9
ρ [·1.E-3]        = 5

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]    = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

Vu1 [kN] = 7800.0

Vu2 [kN] = 1426.5

Vcu [kN] = 446.4

Vsu [kN] = 980.2

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1426.5

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 9:25:16

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 30.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

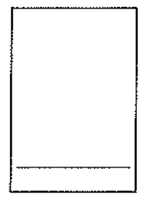
Sección : LOSA_2

b [m] = 1.00

h [m] = 1.50

ri [m] = 0.200

rs [m] = 0.050

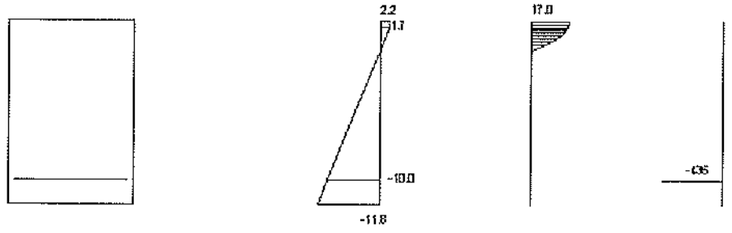


2 Comprobación

At [cm²] = 64.3

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 3382.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.236

1/r [1/m]·1.E-3 = 9.4

εs ·1.E-3 = 2.2

εi ·1.E-3 = -11.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	1.7	0.0
1.300	64.3	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 9:25:43

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

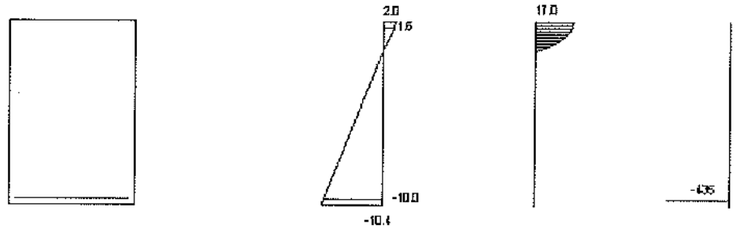
Sección : LOSA_2
b [m] = 1.00
h [m] = 1.50
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 64.3
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 3796.0



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.245

1/r [1/m]·1.E-3 = 8.3

εs ·1.E-3 = 2.0

εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	1.6	0.0
1.450	64.3	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 9:28:03

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 30.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

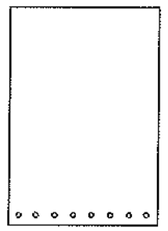
Sección : LOSA_2

b [m] = 1.00

h [m] = 1.50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	66.0

As [cm²] = 64.3

Ac,ef [cm²] = 3060.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 1530

Separación media entre fisuras sm [mm] = 202.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.62

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 140.1

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 179.0

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.21

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 04/09/2007
Hora: 12:50:12

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 30.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

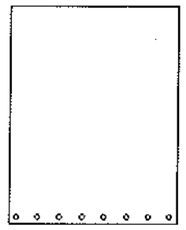
Sección : LOSA_2

b [m] = 1.00

h [m] = 1.30

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	41.0

As [cm²] = 64.3

Ac,ef [cm²] = 2810.0

2 Resultados

Mk [kN·m]	= 1850
Separación media entre fisuras sm [mm]	= 147.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3]	= 1.09
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa]	= 122.7
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa]	= 247.7
Abertura característica de fisura wk [mm]	= 0.27

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Barcelona, 15 de Enero de 2007

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 14,89m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 75cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 90cm 2250kg/m2
- Permanentes: 4200kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 2,15m sobre una cubierta de 0,85m. Dado el aumento de 5cm de canto el peso propio de las tierras es de 2,1 x 2T/m2 = 4,2T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

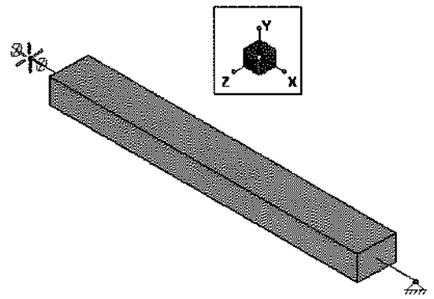
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 10.088kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 14,89m de luz de cálculo y 14,39m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 288,65Ton/m.

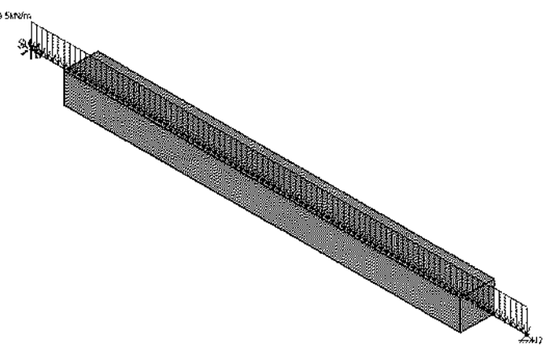
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

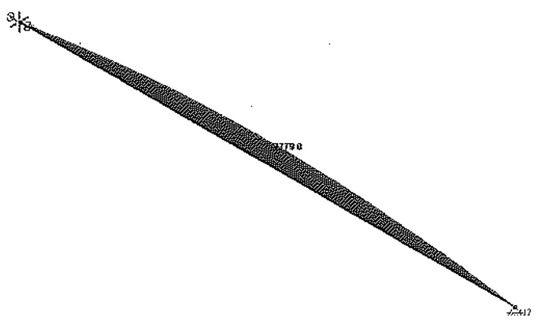
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 278Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 74,7T/m.

Para una luz libre de 14,39m y una carga de 10,088T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 72,6 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 64,2 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 278Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 22,17cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 248Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



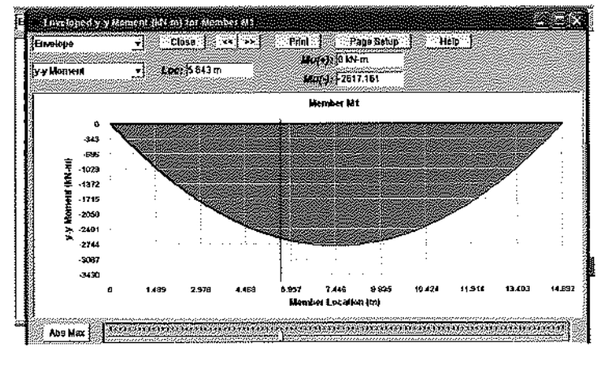
Por tanto se refuerza con un armado básico del 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud más un refuerzo de 16 cada 20 de longitud 6,0m. Así, el momento último resistido es de 284Tm/m:



Para determinar la longitud del refuerzo del 16 se calcula la resistencia sin él, la cual es de 261Tm/m, según se muestra a continuación:



Este momento de 261Tm/m se da a 5,64m desde la cara de apoyo por lo que prolongando esta distancia 65cmx2 y 52cmx2 se obtiene una longitud de 6m.



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 64,2 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}52 \times (100 \times 0{,}0008 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 74$

Vc = 18T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 15Ton/m

Vs = 0,9 x (74 / 20) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 50,17Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 20)

Por lo que la resistencia total es Vu = 65 T/m > 64 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto de 7 ramas del 12 cada 20cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal seguidas de 8 ramas del 10 cada 30 en ambas direcciones. La sección de cambio de estribado está a 1,25m de la cara de apoyo donde el cortante es

V* = 62T/m

En esta sección ya se ha pasado la transferencia por lo que la resistencia al corte total con estribos del 10 es de:

Vc = 38T/m

Vs = 26T/m

V = 64T/m > 62T/m

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 325cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,94m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 45T/m

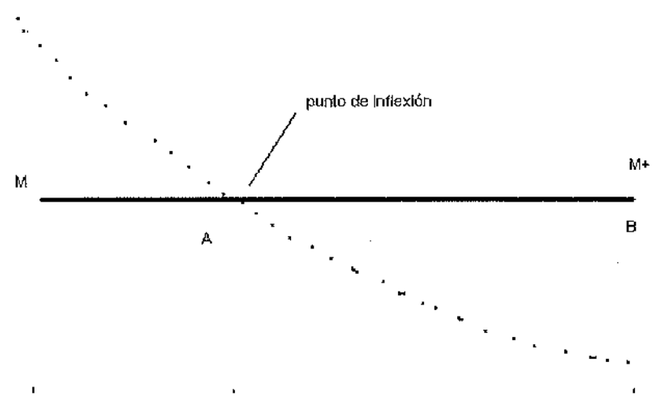
La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,5 \times (100 \times 0,0097 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 83 = 46T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

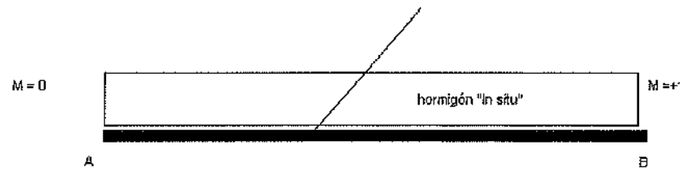
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

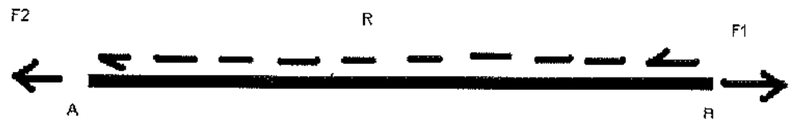


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 278Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 14,89/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 22,17cm^2 x fpu = 412Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 434Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 37 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 308 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 744
= 596 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 308 + 596 = 904Ton

Resistencia = 904 Ton >> 412 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 397 Ton<412Ton

Por lo que por muy poco es necesario disponer de armadura de cosido y esta se dispone con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 75% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 15mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (10kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la fibra del pretensado (compresión de 0,64kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión de 22 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). Todas las fibras de la prelosas estarían por tanto comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 14,9m la distancia entre ganchos es de 3,75m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,17cm2/m. La posición de este refuerzo a eje del mismo y con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 6,76cm, lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 288,65Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 288,65Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,74 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 288650 / (15 x 100) - 6x288650x0,74/(100x225)= 192,43kg /cm2 – 57kg /cm^2

σ_p =135,4kg /cm^2 compresión c inferior a 0,6fck en el momento de tesado.

Fibra inferior:

σ_p = 249kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 15 de Enero del 2007

Barcelona, 16 de Enero de 2007

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 3,82m)

Dr. I.C.C.P Luis M. Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 7cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 28cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 35cm 875kg/m2
- Permanentes: 4300kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 2,15m sobre la cubierta de 0,35m.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

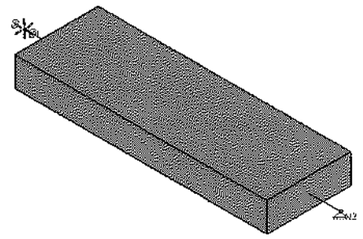
Así la carga mayorada por m^2 para la hipótesis 1 es de q* = 8.381kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 3,82m de luz de cálculo y 3,32m de luz libre. La prelosa es de 7cm con una fuerza de pretensado en planta de 51,1Ton/m.

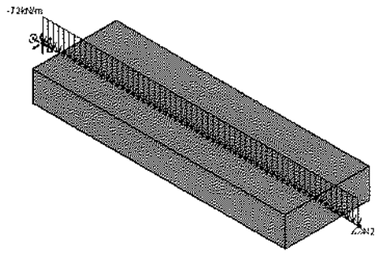
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 15,2Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 16T/m.

Para una luz libre de 3,32m y una carga de 8,38T/m^2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 13,9 Ton/m

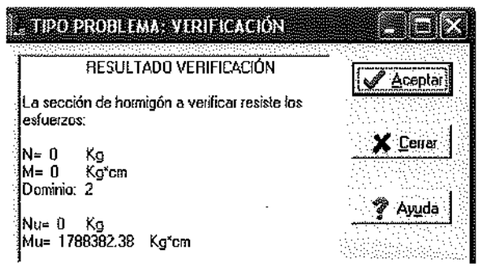
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 11,4T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 15,2Tm/m. El área de pretensado de esta prelosa es de 3,925cm^2/m, y esta transmite un momento último de hasta 17,9Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,25cm (es decir a 3,25cm desde la fibra inferior a ejes) y hormigón H30:



Adicionalmente y para sujeción de estribos y por recubrimiento mínimo por carga de fuego RF120 se dispone de una armadura longitudinal adicional de 1 diámetro 10 cada 30 por encima de las prelosas.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 10 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 11,4 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0{,}12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0{,}12 \times 1{,}86 \times (100 \times 0{,}00097 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 27$

Vc = 8,6T/m, por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 7,2Ton/m

Vs = 0,9 x (27 / 30) x 3,33 x 0,785 x 4000 = 8,57Ton/m (3,33 ramas del 10 cada 30)

Por lo que la resistencia total es Vu = 15,7 T/m > 11,4 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 5mm es de aproximadamente 64cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 64cm – 20cm – 10cm = 34.

En ambos extremos se dispone por tanto de 4 ramas del 10 cada 30cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal. La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 95cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 0,78m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 14,7 T/m

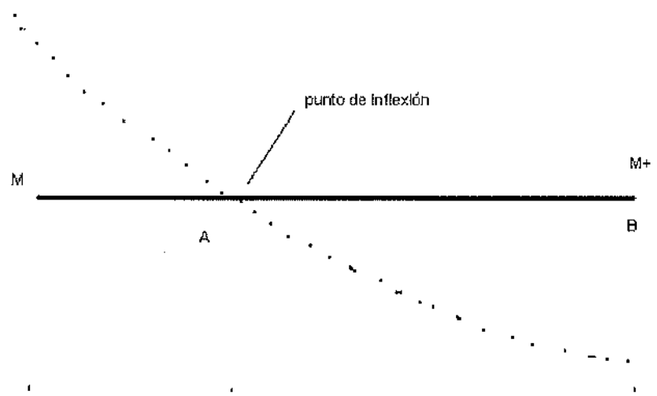
La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y sin la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0{,}12 \times 1{,}79 \times (100 \times 0{,}0045 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 32 =$ 16T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

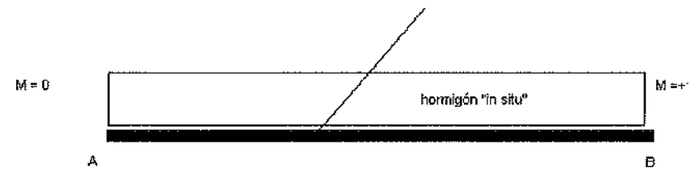
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

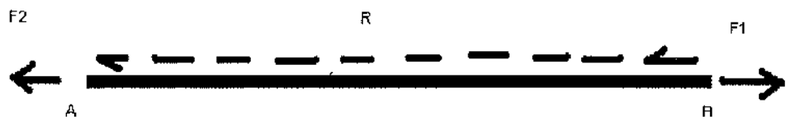


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 15,2Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 3,82/2 m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 3,925cm^2 x fpu = 73Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 73Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,1256 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cosido entre A y B

n = 10 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 49 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 191
= 153 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 49 + 153 = 202Ton

Resistencia = 202 Ton >> 73 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es:

Resistencia_hormigón = τ_{rd} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{ct,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{ct,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 102 Ton > 73Ton

Por lo que no es necesario disponer de armadura de cosido y pero esta se dispone con celosías del diámetro 4mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir el 67% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es inferior a 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (3,5kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

En la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos no llega a producirse tracción en la fibra del pretensado (compresión de 1,3kg/cm^2 en la fibra inferior de la prelosa y compresión de 26 kg/cm^2 en la fibra superior de la misma). Todas las fibras de la prelosas estarían por tanto comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 7cm con recubrimiento de 30mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" del 10 cada 30cm tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 3,8cm por lo que cumple el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 3,82m la distancia entre ganchos es de menos de 1m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,35Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 7cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 3,925cm2/m. La posición de este refuerzo a eje del mismo y con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 3,25cm, lo que da una excentricidad de 0,25cm. La fuerza en pretensado en planta será de 51,1Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H35. Las celosías serán del diámetro 4mm de 25cm de canto y separadas cada 30cm.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 51,1Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,25 cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior:

σ_p = 51100 / (7 x 100) - 6x51100x0,25/(100x49)= 73kg /cm2 – 15,6kg /cm^2

σ_p = 57,4kg /cm^2 compresión e inferior a 0,6fck en el momento de tesado.

Fibra inferior:

σ_p = 88,6kg /cm^2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 210kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H35).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 16 de Enero del 2007

Barcelona, 29 de Agosto del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 12,01m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 20cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 60cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 80cm 2000kg/m2
- Permanentes: 7630kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 4,24m de tierras de relleno (densidad considerada 1,8T/m3). Así dado que se mantiene el canto el peso propio de las tierras es de 4,24 x 1,8T/m2 = 7,63T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

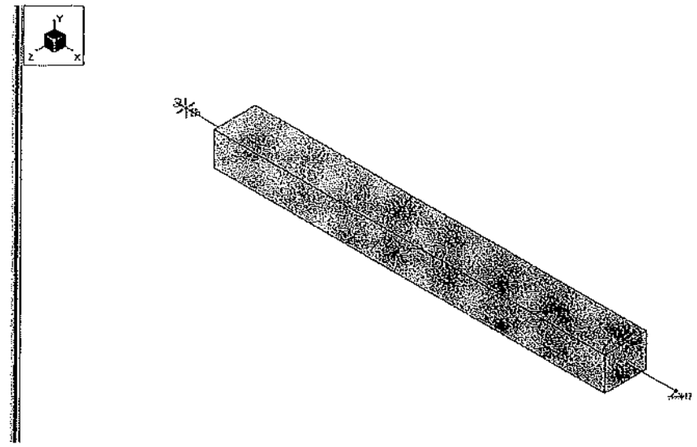
Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 14895kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 12,01m de luz de cálculo y 11,76m de luz libre. La prelosa es de 20cm con una fuerza de pretensado en planta de 291,65Ton/m.

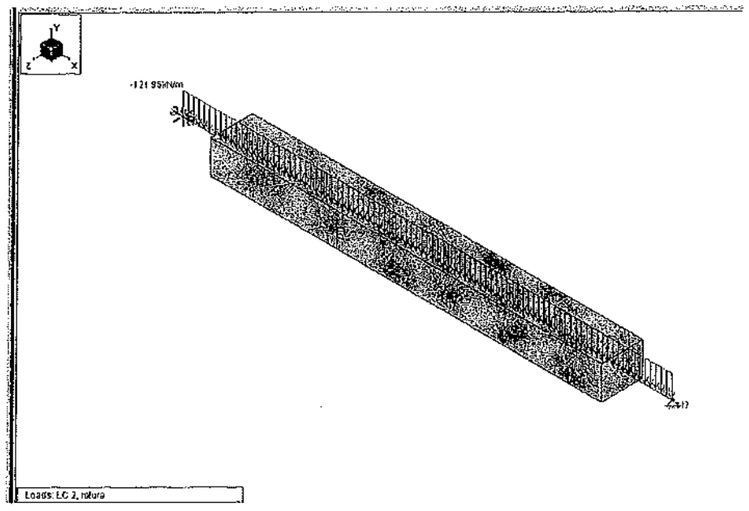
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



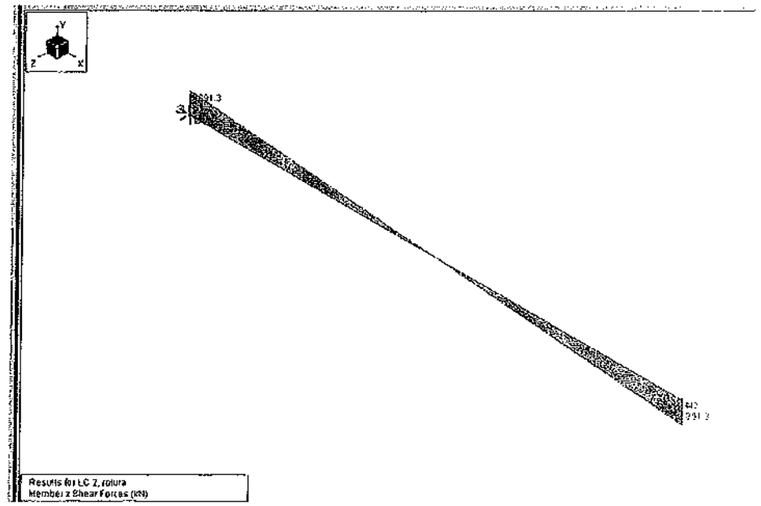
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 267,6Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 89,1T/m.

Para una luz libre de 11,8m y una carga de 14,9T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 87,9 Ton/m

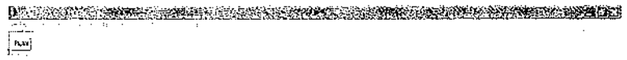
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

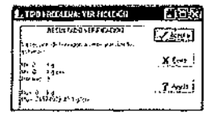
V* = 79 T/m

3. Dimensionamiento

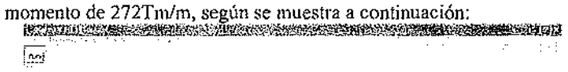
ELU FLEXION

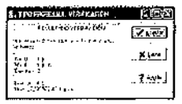
Momento positivo transversal: 267,6Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 216Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 2,74cm (es decir a 7,26cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



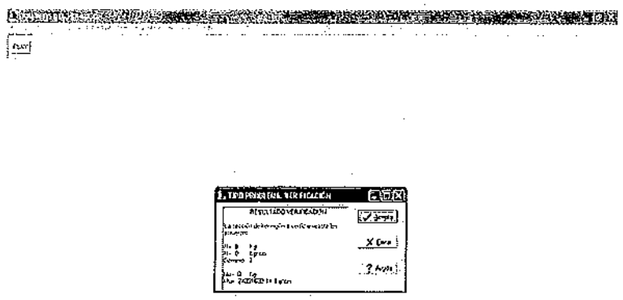


Por tanto se refuerza con un armado básico del 20 cada 20cm más un refuerzo del 25 cada 20cm, con lo cual se obtiene el momento de 272Tm/m, según se muestra a continuación:

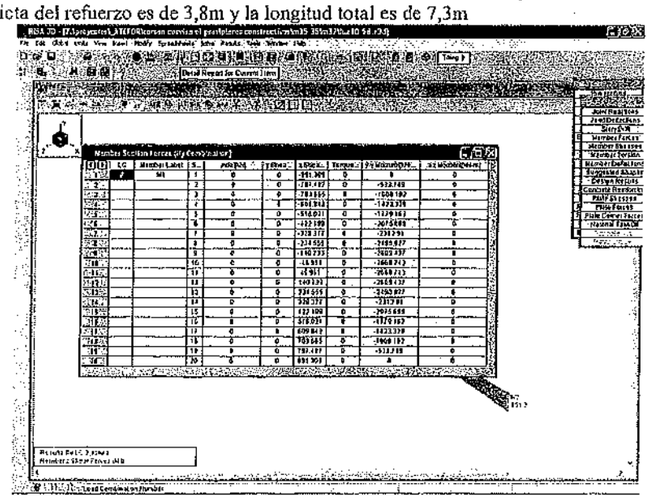




La sección sin el refuerzo del 25 transfiere un momento de hasta 240Tm/m, según se muestra a continuación:



Según se muestra a continuación este valor se da entre las secciones 7 y 8 de la barra. Por tanto la longitud estricta del refuerzo es de 3,8m y la longitud total es de 7,3m



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 79 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,58 x (100 x 0,00266 x 30) x 100 x 59

Vc = 22,4T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 18,6Ton/m

Vs = 0,9 x (59 / 12,5) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 63,94Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 12,5)

Por lo que la resistencia total es Vu = 82,5 T/m > 79 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 15,2mm es de aproximadamente 100cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 100cm – 20cm – 10cm = 70.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 12,5cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 3,75m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 3,39m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 39T/m

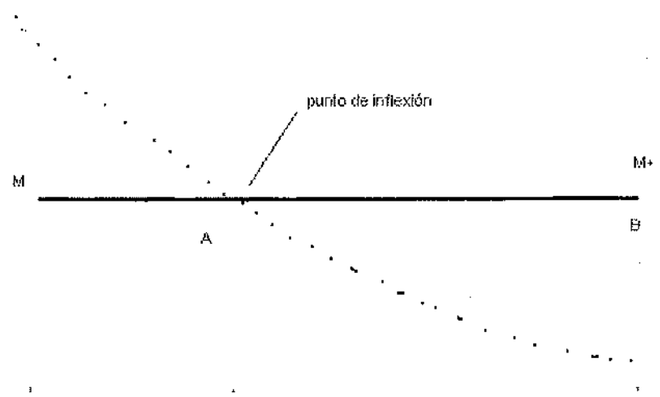
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,52 x (100 x 0,011 x 30) x 100 x 73 = 43T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

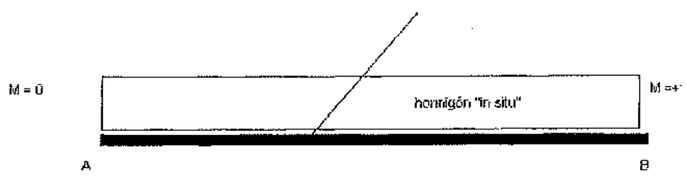
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

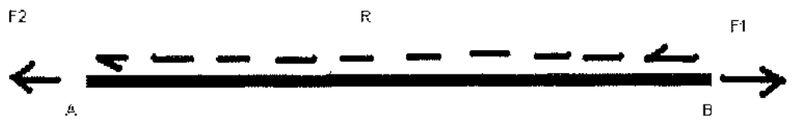


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 268Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 6m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 417Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 4

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 30 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 400 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 600
= 480 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 400 + 480 = 880Ton

Resistencia = 880 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 320 Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido y esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 25cm y con la capacidad de transmitir sólo el 96% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (20,3kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de 15,6kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 33,1kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 6,4cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 7,26cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 20cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 7cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 12m la distancia máxima entre ganchos es de 4m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1,5Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 20cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 7,26cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 291,648Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H44,2. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 25cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 291,648Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 2,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 291648 / (20 x 100) - 6x291648x2,74/(100x400)= 145,82kg /cm2 – 119,87kg /cm2

σ_p =26kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 265kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 265kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H44,2).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 29 de Agosto del 2006

Barcelona, 26 de Julio del 2006

APOYO FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Tramo 37)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

El modelo y cargas están reflejados en la memoria correspondiente. De esta se obtiene que el cortante máximo a eje de apoyo es de

Vu = 97Ton/m

Dado que disponemos de dos conectores de cortante con barras del 25 cada 25cm se obtiene una solicitación por conector de:

Vu,conector = 97 / (4x2) = 12,1Ton/conector

1. Verificación por cortante del conector:

La tensión máxima en el conector de 25mm es:

τ = 12125 / 4,9 = 2474kg/cm2 << 5100 / (1,73x1,15) = 2563kg/cm2 (la resistencia minorada del acero 5100/1,15 se divide por la resistencia a cortante del material).

2. Verificación por aplastamiento del hormigón en el muro

La tensión máxima de compresión en el hormigón (el taladro será de 30mm con longitud de 350mm) del muro es:

σ = 12125 /(35x3) = 115kg/cm2 = 0,38 fck (valor suficientemente bajo para considerarse correcto)

3. Zuncho de borde

La solicitación es nula dado que se disponen taladros muy próximos entre si (cada 20cm). De todas formas se dispone de un zuncho con estribos del 10 cada 20m y 4 barras del 12.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 29 de Agosto del 2006

Módulo 38ª

Barcelona, 30 de Agosto del 2006

m38 1B/ UC1

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,4m)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 20cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 70cm 1750kg/m2
- Permanentes: 7310kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 80cm) de 3,96m de tierras de relleno (densidad considerada 1,8T/m3). Así dado que el canto se reduce en 10cm, el peso propio de las tierras es de 4,06 x 1,8T/m2 = 7,31T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

La sobrecarga del MOPU en el área proyectada es de aproximadamente 1300kg/m2 por lo que se adoptó el valor general de proyecto con MOPU equivalente de 1500kg/m2.

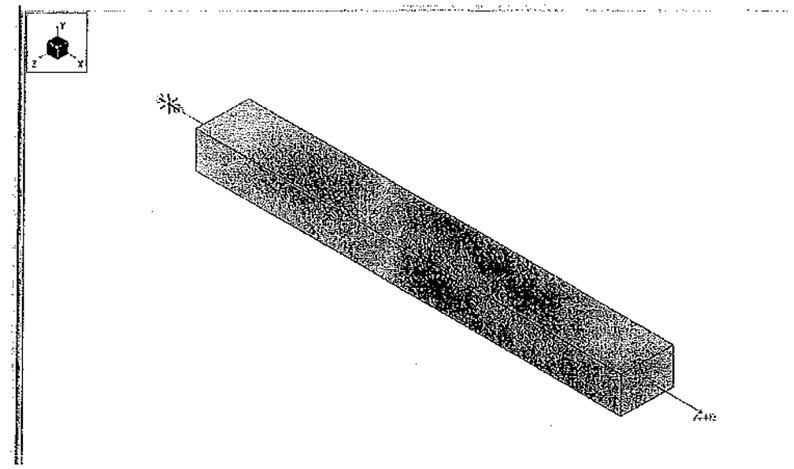
Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 15578kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,4m de luz de cálculo y 10,14m de luz libre. La prelosa es de 20cm con una fuerza de pretensado en planta de 291,6Ton/m.

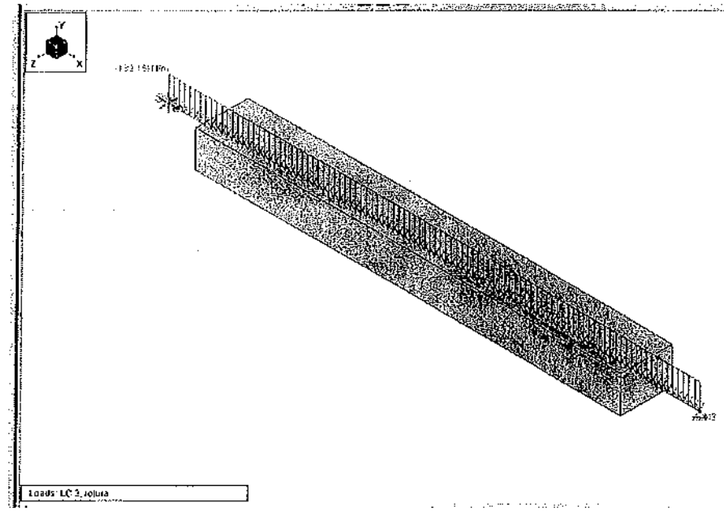
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

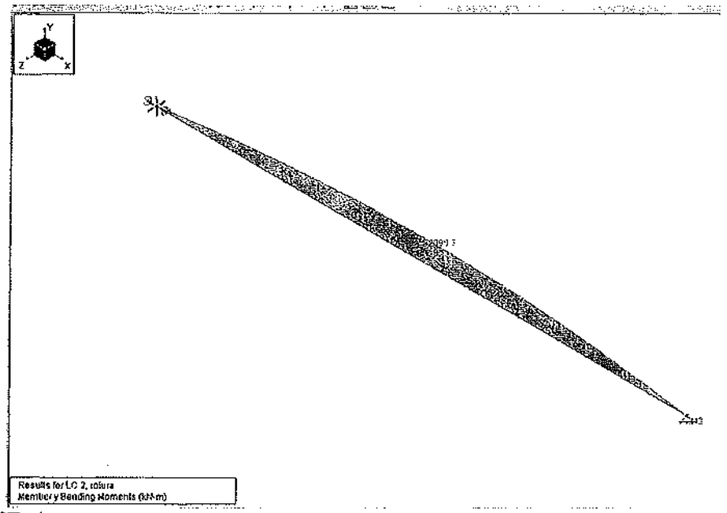
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



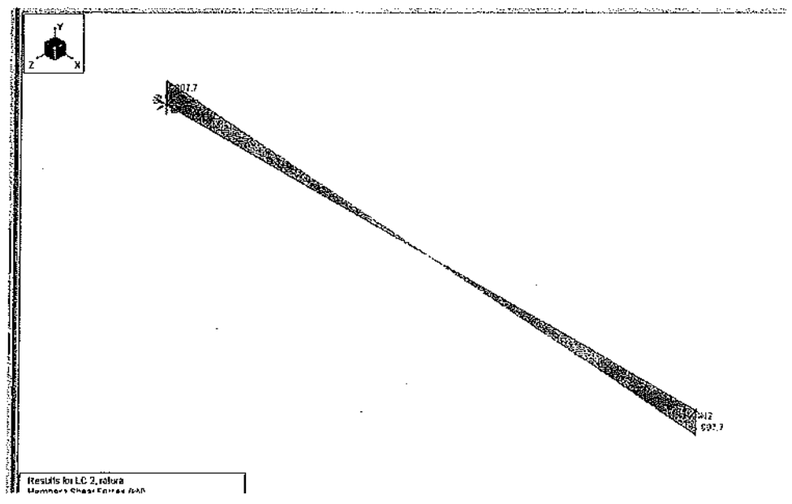
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 210Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 81T/m.

Para una luz libre de 10,14m y una carga de 15,6T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 79 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 70 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

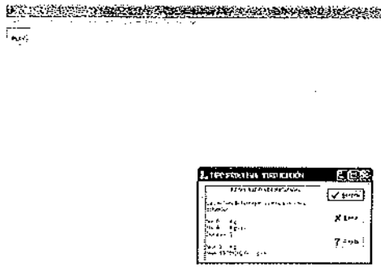
Momento positivo transversal: 210Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 180Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 2,74cm (es decir a 7,26cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



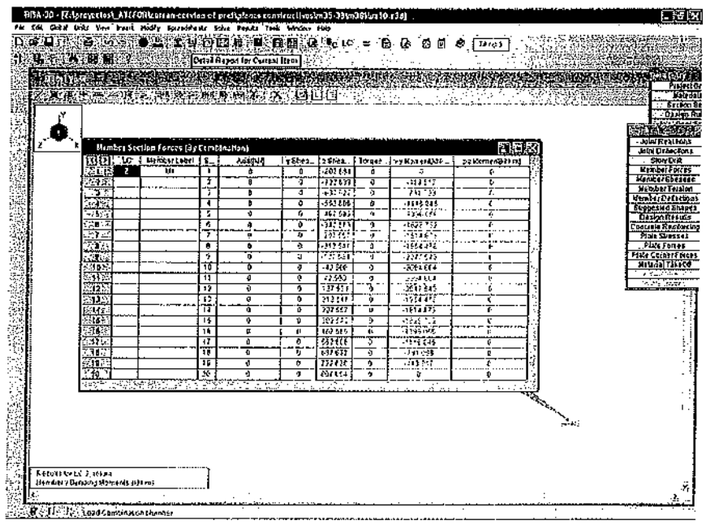
Por tanto se refuerza con un armado básico del 20 cada 20cm más un refuerzo del 25 cada 20cm, con lo cual se obtiene el momento de 211Tm/m, según se muestra a continuación:



La sección sin el refuerzo del 25 transfiere un momento de hasta 198Tm/m, según se muestra a continuación:



Según se muestra a continuación este valor se da entre las secciones 8 y 9 de la barra. Por tanto la longitud estricta del refuerzo es de 2,8m y la longitud total es de 6m



El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 70 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,64 x (100 x 0,0032 x 30) x 100 x 49

Vc = 20,5T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 17Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 12,5) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 53Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 12,5)

Por lo que la resistencia total es Vu = 70,1 T/m > 70 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 15,2mm es de aproximadamente 100cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 100cm – 20cm – 10cm = 70.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 12,5cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 2,8m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 2,49m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 40T/m

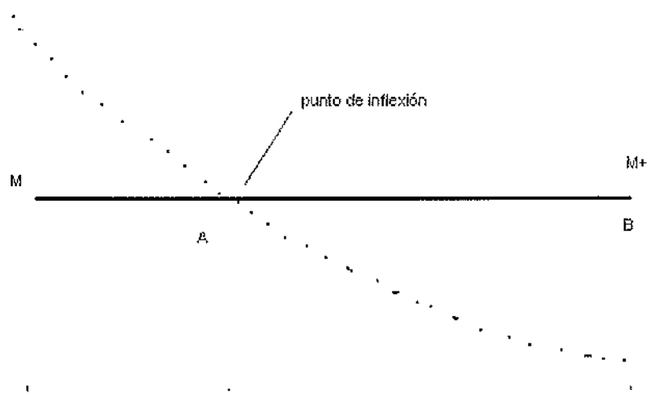
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,56 x (100 x 0,013 x 30) x 100 x 63 = 40T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

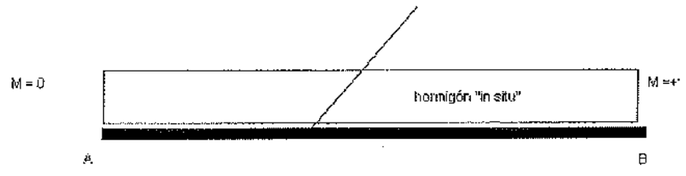
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

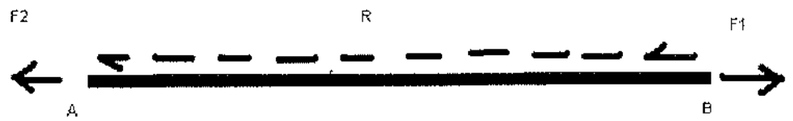


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 210Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 5,2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 417Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 4

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 26 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 347 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 500
= 400 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 347 + 400 = 747Ton

Resistencia = 747 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 270 Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido y esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 25cm y con la capacidad de transmitir el 83% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (20kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de 6,5kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 49kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 2,34cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 7,26cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 20cm con recubrimiento de 60mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 7cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10m la distancia máxima entre ganchos es de 3m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 1Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 20cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 7,26cm lo que da una excentricidad de 2,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 291,65Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H44,2. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 25cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 291,648Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 2,74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 291648 / (20 x 100) - 6x291648x2,74/(100x400)= 145,82kg /cm2 – 119,87kg /cm2

σ_p =26kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 265kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 265kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H44,2).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Agosto del 2006

Barcelona, 30 de Agosto del 2006

APOYO FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Tramo 38)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

El modelo y cargas están reflejados en la memoria correspondiente. De esta se obtiene que el cortante máximo a eje de apoyo es de

Vu = 87,8Ton/m

Dado que disponemos de dos conectores de cortante con barras del 25 cada 25cm se obtiene una solicitación por conector de:

Vu,conector = 87,8 / (4x2) = 11Ton/conector

1. Verificación por cortante del conector:

La tensión máxima en el conector de 25mm es:

τ = 11000 / 4,9 = 2240kg/cm2 << 5100 / (1,73x1,15) = 2563kg/cm2 (la resistencia minorada del acero 5100/1,15 se divide por la resistencia a cortante del material).

2. Verificación por aplastamiento del hormigón en el muro

La tensión máxima de compresión en el hormigón (el taladro será de 30mm con longitud de 350mm) del muro es:

σ = 11000 /(35x3) = 105kg/cm2 = 0,35 fck (valor suficientemente bajo para considerarse correcto)

3. Zuncho de borde

La solicitación es nula dado que se disponen taladros muy próximos entre si (cada 20cm). De todas formas se dispone de un zuncho con estribos del 10 cada 20m y 4 barras del 12.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 30 de Agosto del 2006

Barcelona, 13 de Julio del 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,58m)

M.89

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corvian empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 15cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 55cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 70cm 1750kg/m2
- Permanentes: 6120kg/m2
- S/C: 500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron por la información facilitada indicando un espesor de tierras (con el canto original de proyecto de 83cm) de 2,93m de tierras. Dada la reducción de 13cm de canto el peso propio de las tierras es de 3,06 x 2T/m2 = 6,12T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

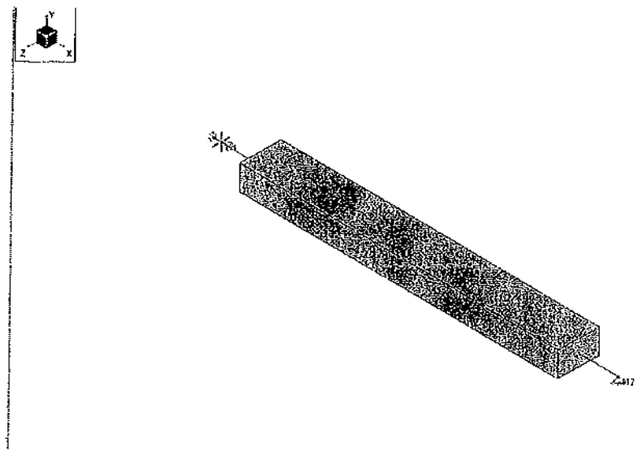
Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 12293kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,58m de luz de cálculo y 10,08m de luz libre. La prelosa es de 15cm con una fuerza de pretensado en planta de 277,06Ton/m.

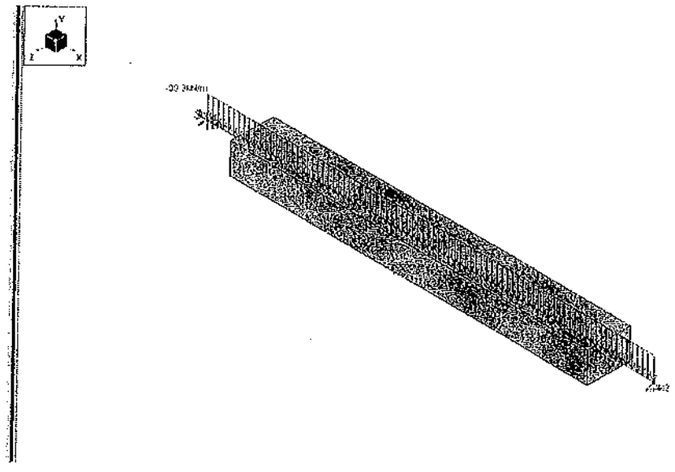
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

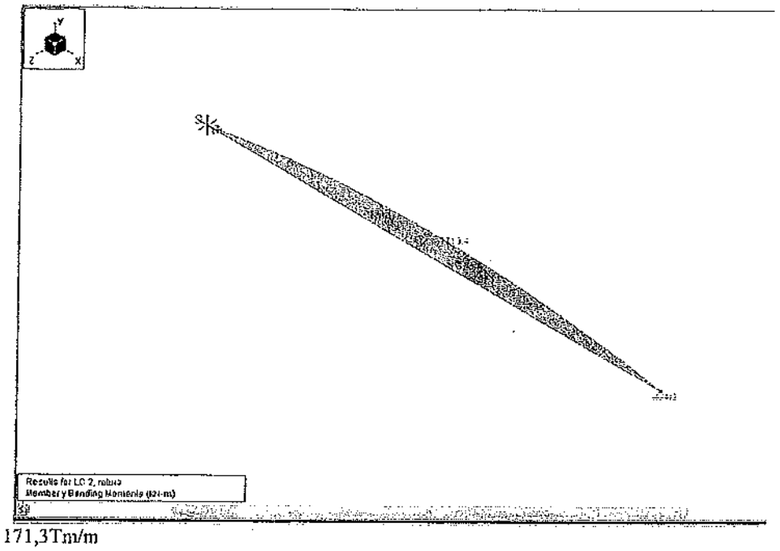
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



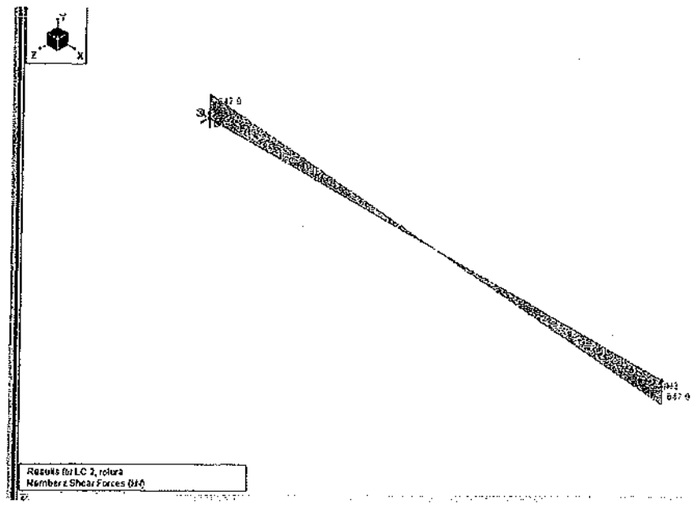
Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:



Hipótesis 1:



Mu = 171,3Tm/m



Cortante en extremo de luz de cálculo de 64,8T/m.

Para una luz libre de 10,08m y una carga de 12,293T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 61,8 Ton/m

Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 54 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 171,3Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 22,4cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 174Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,74cm (es decir a 6,76cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



Por tanto se refuerza sólo con un armado básico del 12 cada 30cm.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece solo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cocido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 54 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando solo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando solo la armadura "in situ" se tendría:

Vc = 0,12 xi (100 ro fck)1/3 bd = 0,12 x 1,53 x (100 x 0,0006 x 30) x 100 x 54

Vc = 12,1T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 10Ton/m

Vs = 0,9 x (54 / 15) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 48,8Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 25)

Por lo que la resistencia total es Vu = 58,8 T/m > 54 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías solo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 15cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 2,15m por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,83m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 39,5T/m

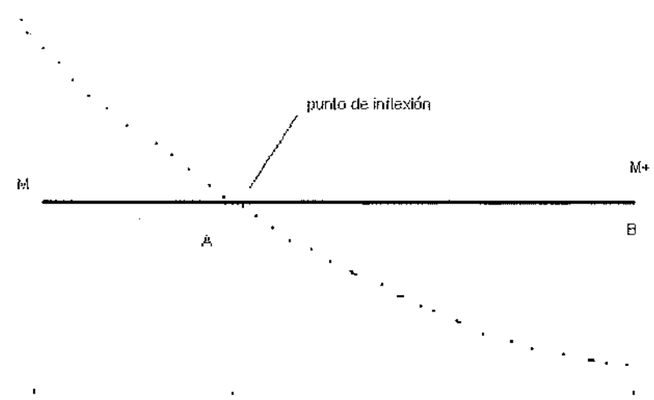
La resistencia del hormigón considerando solo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

Vc = 0,12 x 1,56 x (100 x 0,013 x 30) x 100 x 60,24 = 40,4T/m

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si solo transmite la solicitación por corte.

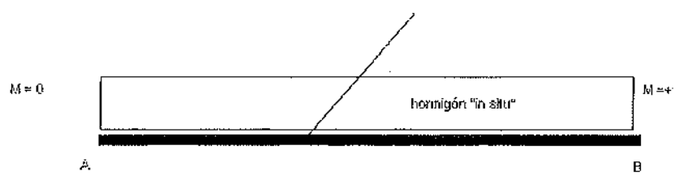
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

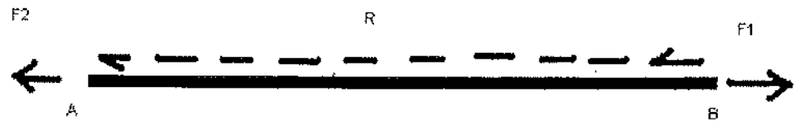


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 171Tm/m al centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,58/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables
F1 = 22,4cm2 x fpu = 417Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 260Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 3,33

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 26 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 289 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 529
= 423 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 289 + 423 = 712Ton

Resistencia = 712 Ton >> 417 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_md x AREA

Resistencia_hormigón = β x f_ct,d x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

f_ct,d = resistencia de diseño a tracción (f_ct,d = f_ct,k / γc = 20 / 1,5)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 282 Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido aunque esta se disponga con celosías del diámetro 6mm cada 30cm y con la capacidad de transmitir sólo el 30% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es de 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (36kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de 27kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 38kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 6,23cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 6,76cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 15cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 6cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,58m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. **Descripción de las prelosas**

Las prelosas serán de 15cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 22,4cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 6,76cm lo que da una excentricidad de 0,74cm. La fuerza en pretensado en planta será de 277,06Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H42,4. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 30cm. El pretensado se dará mediante 16 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 15,2mm de diámetro (Ap = 1,4cm2 cada uno) por metro.

6. **Tensiones en planta**

El pretensado en planta será de 277,06Ton/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0.74cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es

Fibra superior :

σ_p = 277060 / (15 x 100) - 6x277060x0,74/(100x225)= 184,7kg /cm2 – 44,8kg /cm2

σ_p =140kg /cm2 compresión

Fibra inferior :

σ_p = 229,5kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H42,4).

7. **Fase de hormigonado**

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. **Tensiones a tiempo infinito**

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 13 de Julio del 2006

Barcelona, 26 de Julio del 2006

APOYO FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAN "AVE EL PRAT"

(Tramo 39)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

El modelo y cargas están reflejados en la memoria correspondiente. De esta se obtiene que el cortante máximo a eje de apoyo es de

Vu = 65Ton/m

Dado que disponemos de dos conectores de cortante con barras del 25 cada 30cm se obtiene una solicitación por conector de:

Vu,conector = 65 / (3,33x2) = 9,76Ton/conector

1. Verificación por cortante del conector:

La tensión máxima en el conector de 25mm es:

τ = 9760 / 4,9 = 1992kg/cm2 << 5100 / (1,73x1,15) = 2563kg/cm2 (la resistencia minorada del acero 5100/1.15 se divide por la resistencia a cortante del material).

2. Verificación por aplastamiento del hormigón en el muro

La tensión máxima de compresión en el hormigón (el taladro será de 30mm con longitud de 350mm) del muro es:

σ = 9760 /(35x3) = 93kg/cm2 = 0,31 fck (valor suficientemente bajo para considerarse correcto)

3. Zuncho de borde

La solicitación es nula dado que se disponen taladros muy próximos entre si (cada 20cm). De todas formas se dispone de un zuncho con estribos del 10 cada 20m y 4 barras del 12.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 26 de Julio del 2006

Barcelona, 7 de agosto de 2006

FORJADO UNI-DIRECIONAL PARA CORSAN-CORVIAM "AVE EL PRAT"

(Estudio para la sección con luz máxima de 10,58m. Tramos 40, 41 y 42)

Dr. I.C.C.P Luis M.Bozzo

M40.

1.0 Modelo y Cargas

Este estudio de adecuación constructiva propone una alternativa para la cubrición de la obra "AVE EL PRAT" para Corsan-Corviam empleando prelosas pretensadas de la empresa ATEFOR. La propuesta emplea una solución semi-prefabricada pretensada.

La solución consiste en un forjado uni-direccional formado por prelosas pretensadas de 10cm, completadas "in situ" con una capa superior de hormigón de 50cm. La tipología, por tanto, corresponde a un forjado semi-prefabricado-pretensada. A continuación se detallan el análisis y dimensionamiento realizados.

Hasta este punto se han realizado los cálculos con las siguientes cargas:

Hipótesis 1:

- Peso propio losa maciza de 60cm 1500kg/m2
- Permanentes: 3000kg/m2
- S/C: 1500kg/m2

Las cargas permanentes se obtuvieron considerando una capa de tierras de 1,30 sobre una cubierta de 0,80m. Dada la reducción de 20cm de canto el peso propio de las tierras es de 1,50 x 2T/m2 = 3000T/m2.

Con respecto a la mayoración de acciones para este estudio se consideró un factor de 1,35 para el peso propio, junto con un factor de 1,5 para las cargas permanentes y 1,5 para las variables; correspondientes a control intenso.

Así la carga mayorada por m2 para la hipótesis 1 es de q* = 8775kg/m2

El modelo corresponde a una barra de 1m de ancho por 10,58m de luz de cálculo y 10,08m de luz libre. La prelosa es de 10cm con una fuerza de pretensado en planta de 208,6Ton/m.

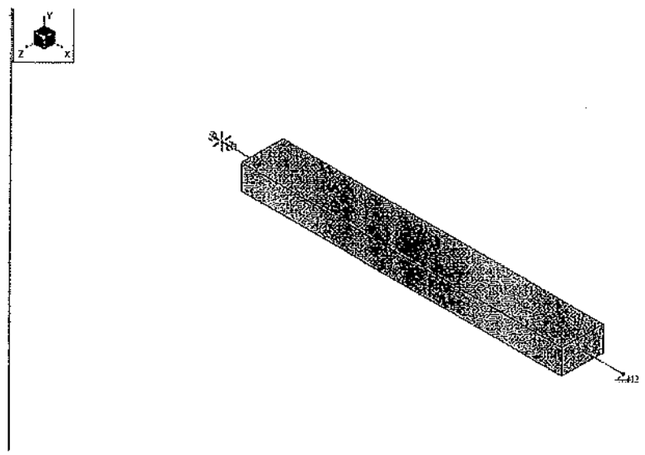
A continuación se detallan los resultados para cada análisis realizado.

A266 - AVE PRAT DE LLOBREGAT
SALIDA
FECHA 04·09·06
N.º REGISTRO 616

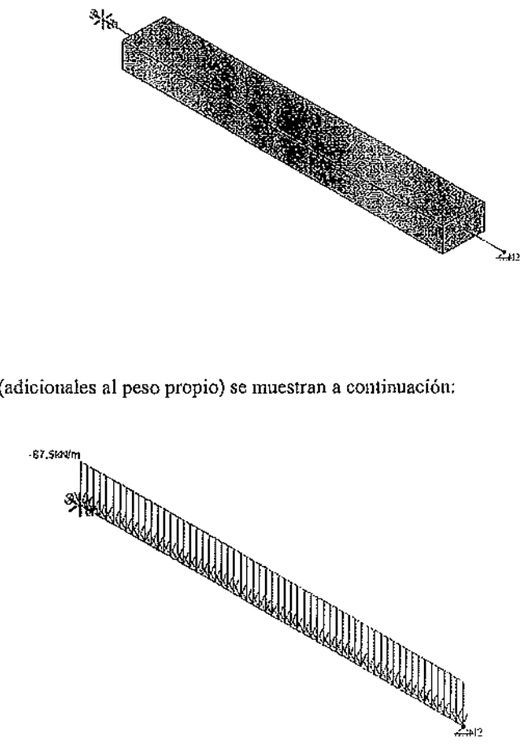
E-1571

2.0 Resultados del análisis mediante programa de barras y elementos finitos Risa3D:

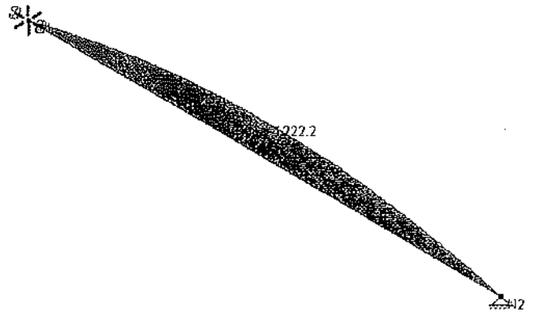
En este análisis se consideró el modelo mostrado en la figura:



Las cargas en rotura (adicionales al peso propio) se muestran a continuación:

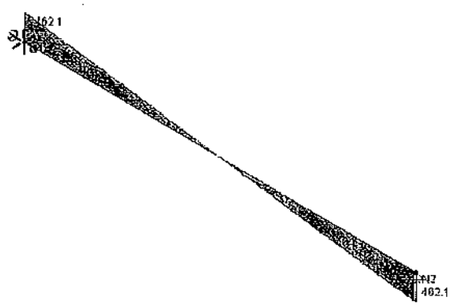


Hipótesis 1:



Mu = 122,2Tm/m

1507



Cortante en extremo de luz de cálculo de 46,2T/m.

Para una luz libre de 10,08m y una carga de 8,78T/m2 se obtiene un cortante a cara de apoyo de:

V* = 44,2 Ton/m

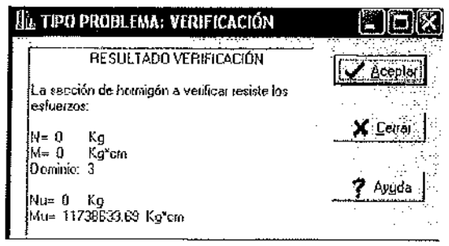
Cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo:

V* = 38,5 T/m

3. Dimensionamiento

ELU FLEXION

Momento positivo transversal: 122,2Tm/m . El área de pretensado de esta prelosa es de 16,03cm2/m, y esta transmite un momento último de hasta 117Tm/m según se verifica a continuación para una excentricidad del pretensado referente a la prelosa de 0,54cm (es decir a 4,46cm desde la fibra inferior) y hormigón H30:



Por tanto disponemos de una armadura adicional de un diámetro 12 cada 20cm por encima de la prelosa y en toda su longitud.

El efecto de una fuerza axial de compresión de 41,2T/m es favorable por lo que no se considera en este ELU.

Con relación a armaduras mínimas la superior dispuesta es de una malla del 12 cada 30cm. Dado el trabajo uni-direccional la cuantía geométrica mínima de la EHE se establece sólo para la cara en tracción por lo que se cumple sobradamente estos requisitos en la cara superior que trabaja a compresión.

La armadura de reparto teórica es nula por el trabajo uni-direccional, sin embargo para un mejor comportamiento estructural y de forma adicional se añade una armadura de cosido del 10 cada 30cm.

ELU CORTANTE:

Cortante: 38,5 Ton/m a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando sólo la contribución del hormigón H30 al cortante y considerando sólo la armadura "in situ" se tendría:

$Vc = 0,12\xi\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}\, b\cdot d = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,00115 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 49$

Vc = 14,6T/m , por lo que se necesita refuerzo por corte.

Sin considerar las celosías en la resistencia por corte y con la armadura "in situ" dispuesta se tiene:

Vc = 12,2Ton/m

Vs = 0,9 x (49 / 25) x 3,33 x 1,13 x 4000 = 26,6Ton/m (3,33 ramas del 12 cada 25)

Por lo que la resistencia total es Vu = 38,8 T/m > 38,5 T/m y no se cuenta con el efecto del pretensado para la resistencia por corte.

Por tanto las celosías sólo se disponen como conexión entre el hormigón pretensado y el "in situ".

Por otra parte la longitud de transferencia para cordones del diámetro equivalente de 9,3mm es de aproximadamente 94cm. Por ello se procede a reforzar por corte en dicha longitud por encima de la prelosa con armadura "in situ". Adicionalmente se propone prolongar los cables de las prelosas 10cm para darle más adherencia. Así la longitud de anclaje que "deficitaría" sería 94cm – 20cm – 10cm = 64.

En ambos extremos se dispone por tanto una armadura del 12 cada 25cm en la dirección del pretensado y cada 30cm en la dirección ortogonal.

La longitud dispuesta del refuerzo desde la cara de apoyo es de 150cm por lo que descontando un canto efectivo se tiene una longitud de refuerzo de 1,22m a cada extremo. El cortante a dicha distancia es de:

Vu = 33,5T/m

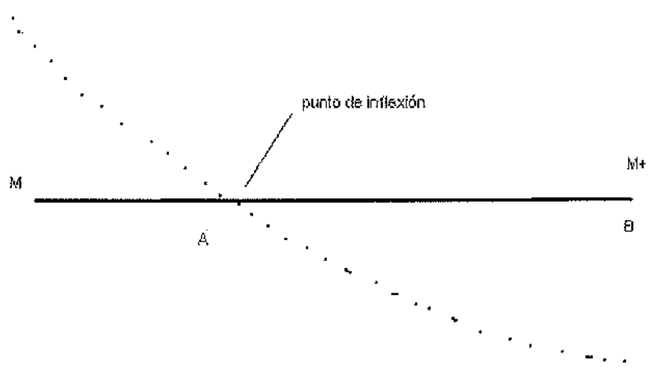
La resistencia del hormigón considerando sólo el pretensado y la armadura "in situ" sería de:

$Vc = 0,12 \times 1,60 \times (100 \times 0,01066 \times 30)^{1/3} \times 100 \times 55,54 = 33,8T/m$

A partir de dicha longitud (menos el canto efectivo) el hormigón por si sólo transmite la solicitación por corte.

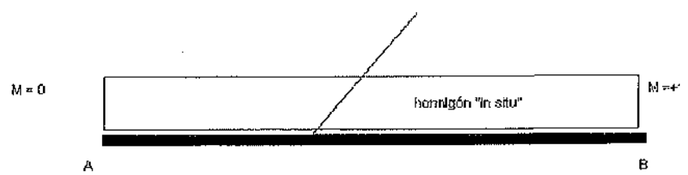
ELU RASANTE

En general el diagrama de momentos flectores para una viga es:

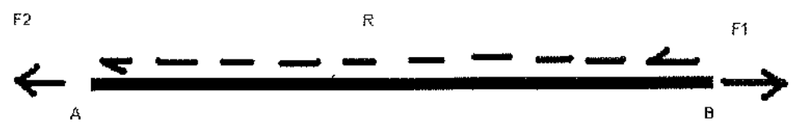


donde para nuestro caso a la izquierda el momento es nulo y a la derecha tiene un máximo de 122,2Tm/m en el centro del vano.

Considerando un diagrama de cuerpo libre entre A y B:



donde la distancia entre A y B es de 10,58/2m. Por tanto el rasante en la prelosa entre A y B es:



Donde:

F1: Fuerza producto de la flexión, la cual para asegurar que nunca se de un fallo por rasante se considera igual a la capacidad última de los cables

F1 = 16cm2 x fpu = 297Ton/m

F2 = 0 (punto de inflexión)

R = rasante total entre puntos A y B.

Por equilibrio el rasante total último para evitar cualquier fallo por deslizamiento es R = 297Ton/m

Por otra parte la resistencia disponible es:

Resistencia_acero = (4 x 0,2826 x n x 5100 / 1,73)x 2,5

Donde: n es el número de barras de cocido entre A y B

n = 26 (el número es correcto pues la expresión anterior indica un 4 por delante y simplemente y del lado de la seguridad se dejan de contar 2 ramas. Por otra parte el acero se minora por 1,73 y esta comprobación en base a criterios "físicos" es independiente o complementaria a la EHE)

Por tanto solo la resistencia del acero es:

Resistencia_acero = 220 Ton

Más la resistencia del hormigón :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA
= 0,4 x 20 x 100 x 529
= 423 Ton

Por tanto, la resistencia total es:

Resistencia = Resistencia_acero + resistencia_hormigón = 220 + 423 = 640Ton

Resistencia = 640 Ton >> 297 Ton

Alternativamente, empleando directamente la normativa EHE (pag 177) la resistencia sin contar la armadura de cosido es :

Resistencia_hormigón = τ_{ind} x AREA

Resistencia_hormigón = β x $f_{cv,d}$ x AREA

Donde β = factor que depende de la rugosidad (asumido como 0,4 o rugosidad alta dado que la EHE en su página 178 indica que se acepta rugosidad alta si se tiene "superficie libre obtenida por vibración interna del hormigón impidiendo la formación de lechada en la superficie")

$f_{cv,d}$ = resistencia de diseño a tracción ($f_{cv,d} = f_{cv,k} / \gamma_c = 20 / 1,5$)

por lo que reemplazando se obtiene :

Resistencia_hormigón = 282 Ton<297Ton

Por lo que es necesario disponer de armadura de cosido, que se dispondrá con celosías del diámetro 6mm cada 40cm y con la capacidad de transmitir el 74% de la fuerza de pretensado (diseño por capacidad indicado al inicio de la comprobación por rasante).

EL FLECHAS

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

El valor máximo de la flecha a tiempo infinito es inferior a 10mm.

EL FISURACION:

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales. En dicho análisis se observa que a tiempo infinito y con el 100% de la sobrecarga se producen tracciones (38kg/cm2) en la fibra inferior que no superan por tanto la resistencia a tracción del hormigón H50 (resistencia según EHE 40,7kg/cm2).

El valor máximo de tracción en la hipótesis de pp + 100% permanentes + diferidos es de 20kg/cm2 en la fibra más traccionada (compresión de 52kg/cm2 en la fibra superior de la prelosa). A nivel de la fibra del pretensado, sin embargo, no se producen tracciones pues la fibra con tensión nula está a una cota de 2,7cm desde el extremo inferior. Dado que el pretensado está a 4,46cm este se encuentra en fibras comprimidas.

ELU RESISTENCIA AL FUEGO

La prelosa de 10cm con recubrimiento de 40mm y armado de refuerzo longitudinal "in situ" tienen un recubrimiento equivalente de aproximadamente 4,5cm por lo que cumple sobradamente el requisito de RF120. Según la EHE en su tabla A.7.7 el recubrimiento mínimo para REI 120 es de 35mm.

4. Manipulación en obra

La prelosa será trasladada suspendida de 4 puntos equidistantes mediante ganchos embebidos. Dado que la longitud de las prelosas es de 10,58m la distancia entre ganchos es de 2,5m. Considerando el momento isostático para cada tramo se tiene un momento mayorado por 1,5 de 0,4Tm/m. Este momento es muy inferior al momento máximo que transmite la prelosa y, por tanto, satisfactorio.

5. Descripción de las prelosas

Las prelosas serán de 10cm de espesor con hormigón H50 y refuerzo de pretensado de 16,03cm2/m. La posición de este refuerzo con respecto a la fibra inferior de la prelosa será de 4,46cm lo que da una excentricidad de 0,54cm. La fuerza en pretensado en planta será de 208Ton/m y la resistencia mínima del hormigón antes de la transferencia será H46. Las celosías serán del diámetro 6mm separadas cada 40cm. El pretensado se dará mediante 30,8 cordones (Y 1860 S7 en página 103 tabla 32.5.b de la EHE) de 9,3mm de diámetro (Ap = 0,52cm2 cada uno) por metro (o 37 por prelosa de 1,2m).

6. Tensiones en planta

El pretensado en planta será de 208600kg/m.

Por tanto para la prelosa con excentricidad e = 0,54cm, en planta la tensión en la transferencia (sin contar el efecto beneficioso en este caso del pp) es:

Fibra superior:

σ_p = 208600 / (10 x 100) - 6x208600x0,54/(100x100)= 208,6kg /cm2 – 67,6kg /cm2

σ_p =141kg /cm2 compresión

Fibra inferior:

σ_p = 276,2kg /cm2 compresión pero inferior a 0,6fck en el momento de tesado 254kg/cm2 (se tensará con resistencia superior o igual a H46).

7. Fase de hormigonado

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

8. Tensiones a tiempo infinito

Se adjunta justificación detallada en documento adicional incluyendo proceso evolutivo y retracción y fluencia diferenciales.

Por tanto se verifican los diversos estados límites y tensionales en las prelosas.

Atentamente quedamos a vuestra disposición para cualquier consulta adicional,

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

Barcelona, 7 de agosto de 2006

Losa de hormigón aligerada

ANALISIS

CANTO MÁXIMO LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

RECUBRIMIENTO DE TIERRAS

Y PESO PROPIO LOSAS

AVE PRAT

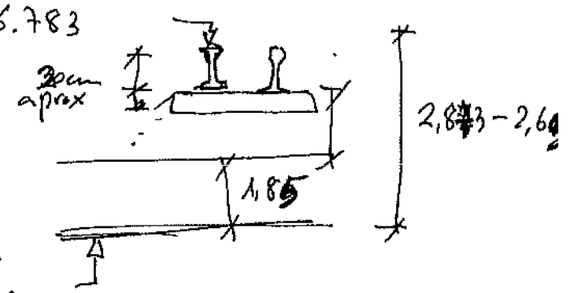
CAUCE VIT - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

ANALISIS ESPESORES MÁXIMOS Y CARGAS DE TIERRAS

LOSA 9

RASANTE VIA COTA + 6.783



COTA INFERIOR CUBIERTA

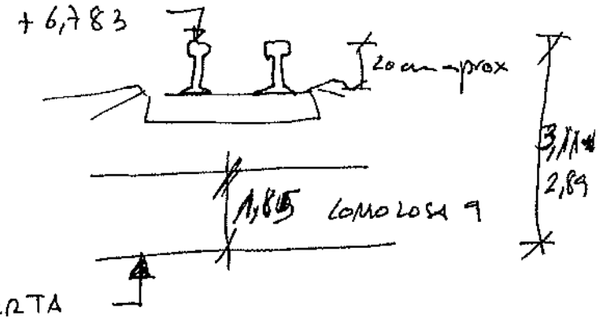
de +3,91 a +4,13

RELLENO MÁXIMO DE TIERRAS H= 2,87 - 1,85 - 0,2 = 0,82m

RELLENO DE TIERRAS EN LOSA 9 = 0,90m x 2 T/m3 = 1,8 T/

LOSA 10

RASANTE VIA COTA +6,783



COTA INFERIOR CUBIERTA

+3,68 a +3,89

RELLENO MÁXIMO DE TIERRAS H= 3,11 - 1,85 - 0,2 = 1,06m.

RELLENO DE TIERRAS EN LOSA 10 = 1,10m x 2T/m3 = 2,2 T/m2

1513

AVE PRAT

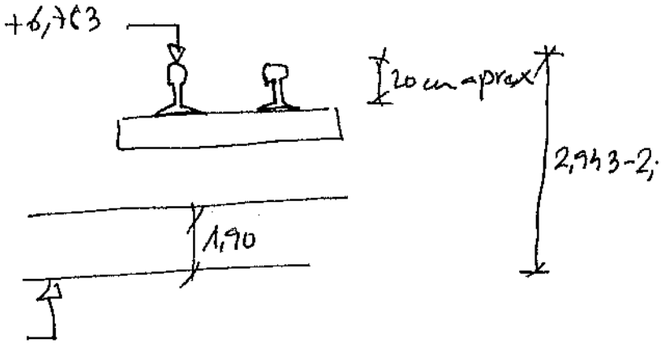
CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9-10-11-12-13

ANALISIS ESPESORES MÁXIMOS Y CARGAS DE TIERRAS

LOSA 11

RASANTE VÍA COTA +6,763



COTA INFERIOR CUBIERTA

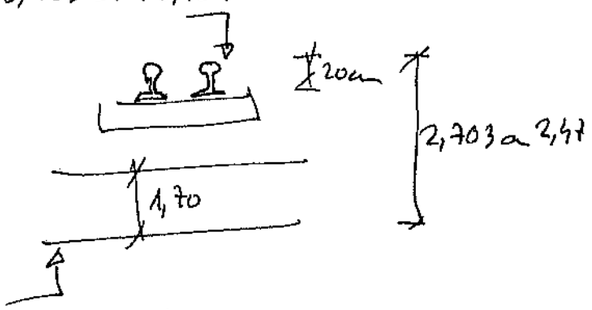
de 3,84 a 4,08

RELLENO MÁXIMO DE TIERRAS EN LOSA 11 ⇒ H= 2,94-0,2-1,9= 0,84

RELLENO DE TIERRAS EN LOSA 11 = 0,90 m x 2 T/m³ = 1,8 T/m²

LOSA 12

RASANTE VÍA COTA +6,783 a +6,764



COTA INFERIOR CUBIERTA

de 4,08 a 4,29

RELLENO MAXIMO DE TIERRAS EN LOSA ⇒ H= 2,703-1,70-0,2 = 0,8

RELLENO DE TIERRAS EN LOSA 12 = 0,85 m x 2 T/m³ = 4707

AVE PRAT

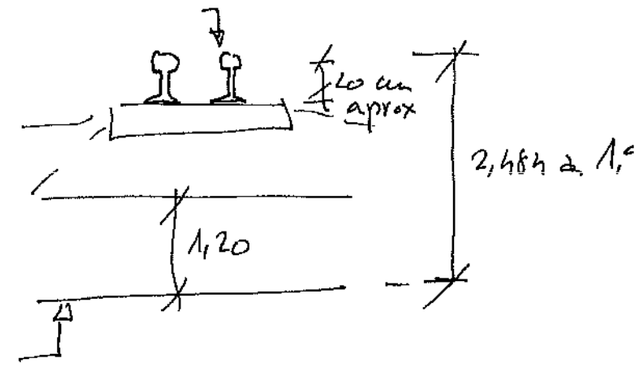
CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9-10-11-12-13

ANALISIS ESPESORES MÁXIMOS Y CARGAS DE TIERRAS

LOSA 13

RASANTE VÍA COTA + 6,764 a 6,403



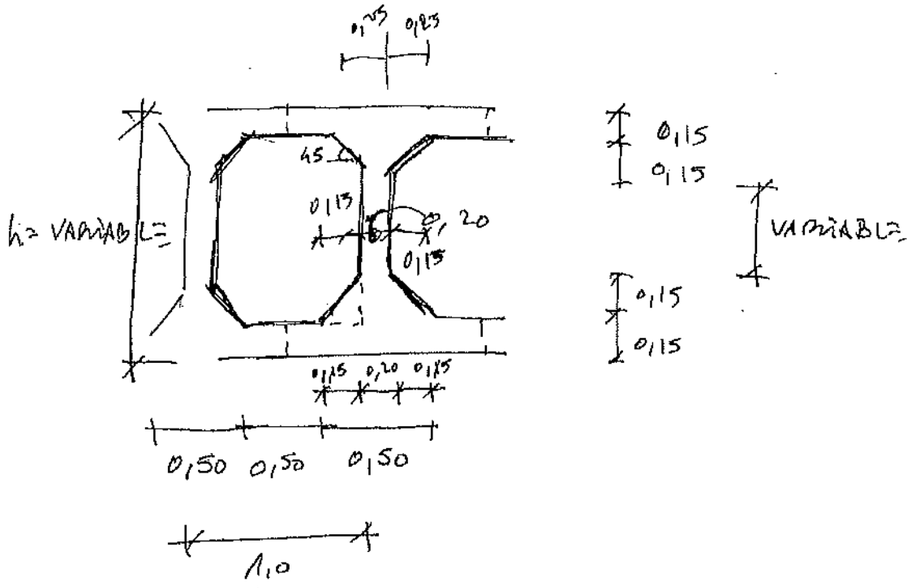
COTA IN

de +4,28 a 4,41

RELLENO MAXIMO DE TIERRAS H= 2,484 - 0,2 - 1,2 = 1,08 m

RELLENO DE TIERRAS EN LOSA 13 H= 1,10m x 2T/m³ = 2,27

AVE PRAT
CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES
LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13



PESO PROPIO

$$2{,}5 \times \left[2 \times 1{,}10 \times 0{,}15 + (h - 0{,}30) \times 0{,}20 + 0{,}15 \times 0{,}3 \right]$$

$h = 1{,}20 \rightarrow pp = 1{,}425\ T/m^2 = 14{,}0\ kN/m^2$

$h = 1{,}70 \rightarrow pp = 1{,}675\ T/m^2 = 16{,}5\ kN/m^2$

$h = 1{,}90 \rightarrow pp = 1{,}775\ T/m^2 = 17{,}5\ kN/m^2$

LOSA 13 $h = 1{,}30 \rightarrow pp = 1{,}325\ T/m^2$ Area $= 0{,}545$

LOSA ~~9~~ $h = 1{,}85 \rightarrow pp = 1{,}75\ T/m^2$ Area $= 0{,}70\ m^2/m$

LOSA 10 $h = 1{,}85 \rightarrow pp = 1{,}75\ T/m^2$ Area $= 0{,}70\ m^2/m$

LOSA 11 $h = 1{,}90 \rightarrow pp = 1{,}775\ T/m^2$ Area $= 0{,}71\ m^2/m$

LOSA 12 $h = 1{,}70 \rightarrow pp = 1{,}675\ T/m^2$ Area $= 0{,}67\ m^2/m$

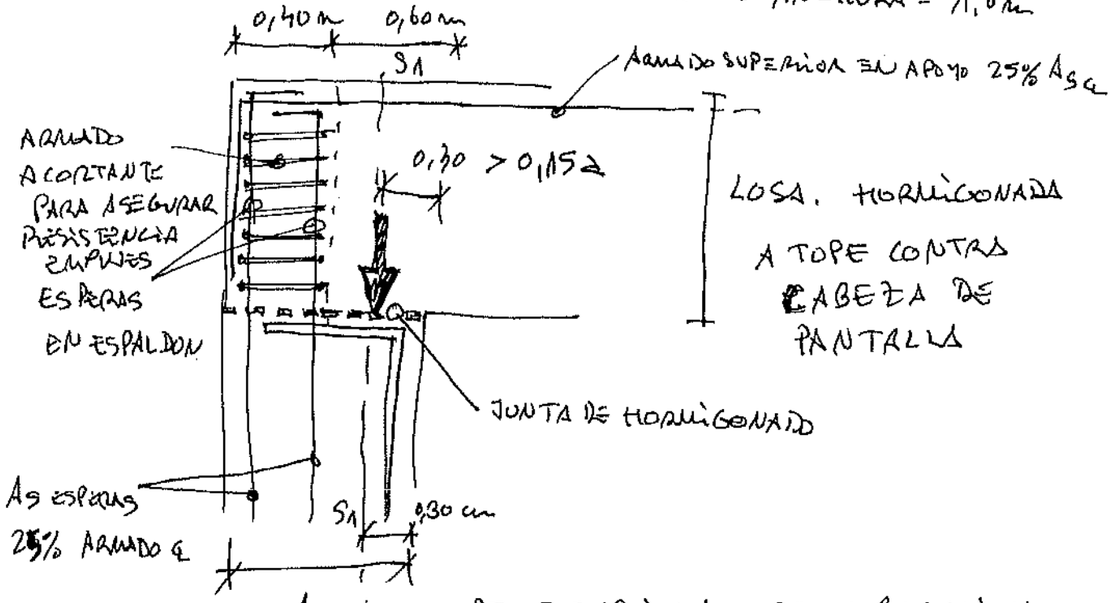
LOSA 13 $h = 1{,}20$ $pp = 1{,}425\ T/m^2$ Area $= 0{,}57\ m^2/m$

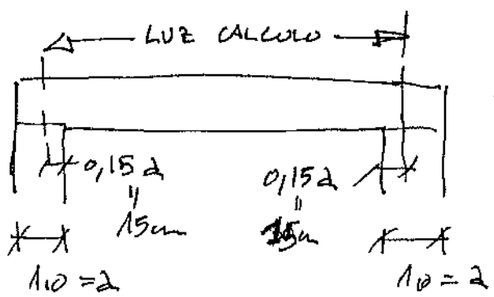
LOSA 11 $h = 1{,}0$ $pp = 1{,}713\ T/m^2$ Area $= 0{,}685$

AVE PRAT - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES - LOSAS 9-10-11 12 y 13

JUSTIFICACION DE LUCES DE CALCULO

PANTALLA UIC1 Y UIC2 → ANCHURA = 1,0 m





(0,15 2 = 15 cm, pero por seguridad se tomara 30 cm)

AVE PRAT - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS → - 10 - 11 - 12 - 13

LUCES DE CALCULO

LOSA 9.

LUZ ENTRE CARAS PANTALLAS = 15,0 m.

LUZ DE CALCULO = 15 + 2 x 0,30 = **15,60 m = $L_{c\,9}$**

LOSA 10

LUZ MÁXIMA ENTRE CARAS PANTALLAS = 14,69 m

LUZ DE CALCULO = 14,69 + 0,60 = **15,29 m = $L_{c\,10}$**

LOSA 11

LUZ MÁXIMA ENTRE CARAS PANTALLAS = 21,26 m

LUZ DE CALCULO = 21,26 + 0,60 = **21,86 m = $L_{c\,11}$**

LOSA 12

LUZ MAXIMA ENTRE CARAS PANTALLAS = 19,96 m

LUZ DE CALCULO = 19,96 + 0,60 = **20,56 m = $L_{c\,12}$**

LOSA 13

LUZ MAXIMA ENTRE CARAS PANTALLAS = 17,62 m

LUZ DE CALCULO = 19,32 + 0,60 = **19,92 m $L_{c\,13}$**

Módulo 9. Ejecutada en fases

ANALISIS

E.L.S Y E.L.U

LOSA 9

AVE PRAT

VIADUCTO VIC – LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

LOSA 9

- PESO PROPIO LOSA pp = 1,75 T/m² = 17,17 KN/m²
- CARGA PERMANENTE TIERRAS GG = [illegible]

  1,8 x 1,15 = 2,07 T/m² = 20,31 KN/m²
  (↑ coef. saturación)

- C.L.P (Carga Lineal permanente) TRAVIESA 9,65 KN/m
  CARRIL 1,56 KN/m
  11,21 KN/m

- SOBRECARGA USO EN LOSA SU 5 KN/m²
- SOBRECARGA TREN UIC (CONVOY ESTATICO)
  CARGA MÁXIMA 25,0 T ESPACIADOS 1,60 m LONGITUDINALMENTE
  TRANSFORMADO EN CARGA LINEAL $\frac{25\,T}{1,6\,m}$ = 15,625 T/m

COEFICIENTES DINÁMICOS

coef. clasificación = 1,21

coef. armónico L = 15,60 → $\phi = \frac{1,44}{\sqrt{15,6-0,2}} + 0,82 = 1,21$

S.TREN = 1,21 x 1,21 x 15,625 * 9,81 ≈ 224,5 KN/m

COEFICIENTES DE MAYORACION DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES PP, GG, CLP $\gamma = 1,5$

SOBRECARGAS SU, S TREN $\gamma = 1,6$

1519

AVE PRAT

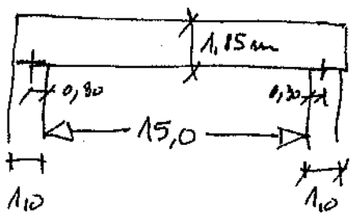
CRUCE VIC – LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

POSICION DE LAS CARGAS

TODAS LAS LOSAS HAN DE SOPORTAR UN RIPADO DE LA VIA CON CARGA UIC DE ±0,383 m.

LOSA 9

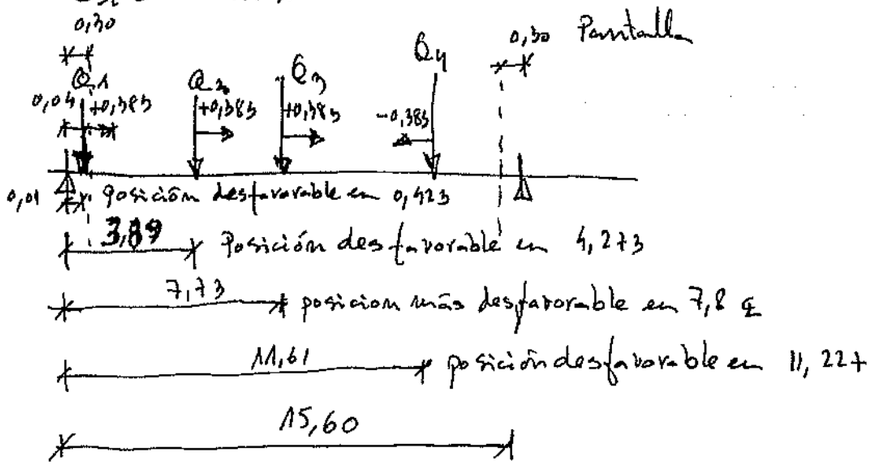


LUZ DE CALCULO $L_C = 15,0 + 2 \times 0,3$

$L_C = 15,60$ m

POSICIÓN CARGAS (ANCHO VIA 1,68 m = 0,84+0,84)

Q_i EJE VIA i



Area de la sección $A_c = 0,7$ m²/m → $A_{s\,min} = 6,3$ cm² / 0,9%

EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCION 4 ø 16/m.

AVE PRAT

CRUCE VIC – LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

COMBINACIONES LOSA 9

1) SE CONSIDERA LA CARGA RIPADA EN LA POSICIÓN MÁS DESFAVORABLE PARA LA FLECHA – TRAS EL CENTRO LUZ

2) SE CONSIDERAN LAS 2 VIAS MÁS CENTRADAS AL 100

$Q_3 + Q_4$ al 100% de la STREN

3) SE CONSIDERAN LAS 3 VIAS MAS CENTRADAS AL 75

$Q_2 + Q_3 + Q_4$ al 75% de la STREN

STREN = 0,75 × 224,5 = 168,4 kN/m.

4) SE REALIZA UN ANÁLISIS CON CARGAS ASIMILADAS A UNA LINEA PARA C.L.P y STREN, EN REALIDAD ESTAS CARGAS POR ACCIÓN DE LAS TIERRAS Y DE LA PROPIA LOSA SE REPARTEN PARA ACTUAR SOBRE EL c.d.g.

EN LA SECCION DE ANÁLISIS CONSIDERAR LAS CARGAS PUNTUALES ES UNA HIPOTESIS CONSERVADORA, QUE ESTÁ DEL LADO DE LA SEGURIDAD.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 02:53:58 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

LOSA 9

CARGAS $Q_2 + Q_3 + Q_4$ AL 75%
SOBRECARGA TAMB

SITUACIÓN MÁS DESFAVORABLE
ANALISIS FLECHA A t_∞

- Materiales

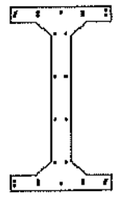
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : H185DT5FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 15.6

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.423	11.21
4.273	11.21
7.8	11.21
11.227	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.6	17.17
0	15.6	20.31

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
7.8	168.4
11.227	168.4
4.273	168.4

1521

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.5	5

2 Resultados

- Canto mínimo

Canto útil d [m] = 1.80

Relación luz / canto l/d = 8.7

Cuantía estricta en centro de vano [·1.E-3] = 10 7ø32

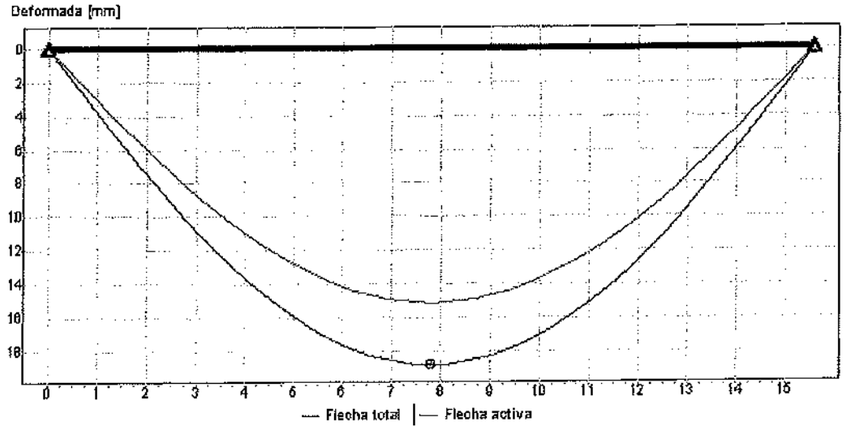
Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa comprobación de flechas = 16 CUMPLE

EN ESTE CASO NO SE PRECISA COMPROBACIÓN DE FLECHAS

- Resumen resultados

Deformada [mm]



Flecha total [mm] = 18.9

Flecha total/Longitud = 1 / 827

Flecha activa [mm] = 15.2

Flecha activa/Longitud = 1 / 1029 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.31	0.2	0.0	0.7	0.2	0.2	0.1	1.2	1.0
0.62	0.4	0.0	1.4	0.4	0.3	0.3	2.4	1.9
0.94	0.6	0.0	2.1	0.6	0.5	0.4	3.6	2.9
1.25	0.8	0.0	2.7	0.8	0.6	0.5	4.7	3.8
1.56	1.0	0.0	3.4	1.0	0.8	0.7	5.9	4.7
1.87	1.2	0.0	4.0	1.2	0.9	0.8	7.0	5.6
2.18	1.4	0.0	4.7	1.4	1.1	0.9	8.1	6.5
2.50	1.6	0.0	5.3	1.6	1.2	1.0	9.2	7.4
2.81	1.8	0.0	5.9	1.7	1.4	1.1	10.2	8.2
3.12	2.0	0.0	6.4	1.9	1.5	1.2	11.2	9.0
3.43	2.1	0.0	7.0	2.0	1.6	1.3	12.1	9.7
3.74	2.3	0.0	7.5	2.2	1.8	1.4	13.0	10.4
4.06	2.4	0.0	8.0	2.3	1.9	1.5	13.8	11.1
4.37	2.6	0.0	8.4	2.5	2.0	1.6	14.6	11.7
4.68	2.7	0.0	8.9	2.6	2.1	1.7	15.3	12.3
4.99	2.8	0.0	9.2	2.7	2.2	1.8	16.0	12.8
5.30	2.9	0.0	9.6	2.8	2.2	1.8	16.6	13.3
5.62	3.0	0.0	9.9	2.9	2.3	1.9	17.1	13.7
5.93	3.1	0.0	10.2	3.0	2.4	1.9	17.6	14.1
6.24	3.2	0.0	10.4	3.0	2.4	2.0	18.0	14.4
6.55	3.2	0.0	10.6	3.1	2.5	2.0	18.3	14.7
6.86	3.3	0.0	10.7	3.1	2.5	2.0	18.5	14.9
7.18	3.3	0.0	10.8	3.2	2.5	2.1	18.7	15.0
7.49	3.3	0.0	10.9	3.2	2.5	2.1	18.8	15.1
7.80	3.3	0.0	10.9	3.2	2.5	2.1	18.9	15.2
8.11	3.3	0.0	10.9	3.2	2.5	2.1	18.8	15.1
8.42	3.3	0.0	10.8	3.2	2.5	2.1	18.7	15.0
8.74	3.3	0.0	10.7	3.1	2.5	2.0	18.5	14.9
9.05	3.2	0.0	10.6	3.1	2.5	2.0	18.3	14.7
9.36	3.2	0.0	10.4	3.0	2.4	2.0	17.9	14.4
9.67	3.1	0.0	10.2	3.0	2.4	1.9	17.6	14.1
9.98	3.0	0.0	9.9	2.9	2.3	1.9	17.1	13.7
10.30	2.9	0.0	9.6	2.8	2.2	1.8	16.6	13.3
10.61	2.8	0.0	9.2	2.7	2.2	1.8	16.0	12.8
10.92	2.7	0.0	8.8	2.6	2.1	1.7	15.3	12.3
11.23	2.6	0.0	8.4	2.5	2.0	1.6	14.6	11.7
11.54	2.4	0.0	8.0	2.3	1.9	1.5	13.8	11.1
11.86	2.3	0.0	7.5	2.2	1.8	1.4	13.0	10.4
12.17	2.1	0.0	7.0	2.0	1.6	1.3	12.1	9.7
12.48	2.0	0.0	6.4	1.9	1.5	1.2	11.2	9.0
12.79	1.8	0.0	5.9	1.7	1.4	1.1	10.2	8.2
13.10	1.6	0.0	5.3	1.5	1.2	1.0	9.1	7.3
13.42	1.4	0.0	4.7	1.4	1.1	0.9	8.1	6.5
13.73	1.2	0.0	4.0	1.2	0.9	0.8	7.0	5.6
14.04	1.0	0.0	3.4	1.0	0.8	0.6	5.9	4.7
14.35	0.8	0.0	2.7	0.8	0.6	0.5	4.7	3.8
14.66	0.6	0.0	2.1	0.6	0.5	0.4	3.6	2.9
14.98	0.4	0.0	1.4	0.4	0.3	0.3	2.4	1.9
15.29	0.2	0.0	0.7	0.2	0.2	0.1	1.2	1.0
15.60	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 03:05:04 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

LOSA 9

CARGAS Q_3 y Q_4 AL 100%

ANALISIS FLECHA ΔT_∞

- Materiales

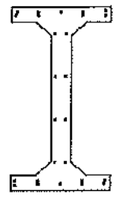
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : H185DT5FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 15.6

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.423	11.21
4.273	11.21
7.8	11.21
11.227	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.6	17.17
0	15.6	20.31

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
7.8	224.5
11.227	224.5

1523

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.5	5

2 Resultados

- Canto mínimo

Canto útil d [m] = 1.80

Relación luz / canto l/d = 8.7

Cuantía estricta en centro de vano [·1.E-3] = 10

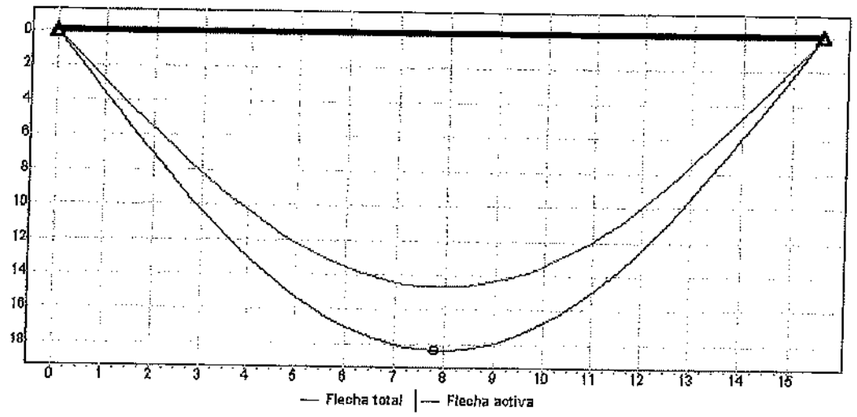
Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa comprobación de flechas = 16

EN ESTE CASO NO SE PRECISA COMPROBACIÓN DE FLECHAS

- Resumen resultados

Deformada [mm]



Flecha total [mm] = 18.4

Flecha total/Longitud = 1 / 849

Flecha activa [mm] = 14.7

Flecha activa/Longitud = 1 / 1063 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.31	0.2	0.0	0.6	0.2	0.2	0.1	1.1	0.9
0.62	0.4	0.0	1.3	0.4	0.3	0.3	2.3	1.8
0.94	0.6	0.0	1.9	0.6	0.5	0.4	3.4	2.7
1.25	0.8	0.0	2.5	0.8	0.6	0.5	4.5	3.6
1.56	1.0	0.0	3.1	1.0	0.8	0.6	5.6	4.4
1.87	1.2	0.0	3.7	1.2	0.9	0.8	6.7	5.3
2.18	1.4	0.0	4.3	1.4	1.1	0.9	7.7	6.1
2.50	1.6	0.0	4.8	1.5	1.2	1.0	8.7	6.9
2.81	1.8	0.0	5.4	1.7	1.4	1.1	9.7	7.7
3.12	2.0	0.0	5.9	1.9	1.5	1.2	10.6	8.4
3.43	2.1	0.0	6.4	2.0	1.6	1.3	11.5	9.1
3.74	2.3	0.0	6.9	2.2	1.8	1.4	12.4	9.8
4.06	2.4	0.0	7.4	2.3	1.9	1.5	13.2	10.5
4.37	2.6	0.0	7.8	2.4	2.0	1.6	14.0	11.1
4.68	2.7	0.0	8.2	2.6	2.1	1.7	14.7	11.7
4.99	2.8	0.0	8.6	2.7	2.2	1.7	15.3	12.2
5.30	2.9	0.0	8.9	2.8	2.2	1.8	15.9	12.7
5.62	3.0	0.0	9.3	2.9	2.3	1.9	16.5	13.1
5.93	3.1	0.0	9.5	2.9	2.4	1.9	16.9	13.5
6.24	3.2	0.0	9.8	3.0	2.4	2.0	17.3	13.8
6.55	3.2	0.0	10.0	3.1	2.5	2.0	17.7	14.1
6.86	3.3	0.0	10.2	3.1	2.5	2.0	18.0	14.3
7.18	3.3	0.0	10.3	3.1	2.5	2.0	18.2	14.5
7.49	3.3	0.0	10.4	3.2	2.5	2.1	18.3	14.6
7.80	3.3	0.0	10.4	3.2	2.5	2.1	18.4	14.7
8.11	3.3	0.0	10.4	3.2	2.5	2.1	18.4	14.7
8.42	3.3	0.0	10.4	3.1	2.5	2.0	18.3	14.6
8.74	3.3	0.0	10.3	3.1	2.5	2.0	18.1	14.5
9.05	3.2	0.0	10.2	3.1	2.5	2.0	17.9	14.3
9.36	3.2	0.0	10.1	3.0	2.4	2.0	17.6	14.1
9.67	3.1	0.0	9.9	2.9	2.4	1.9	17.2	13.8
9.98	3.0	0.0	9.6	2.9	2.3	1.9	16.8	13.4
10.30	2.9	0.0	9.3	2.8	2.2	1.8	16.3	13.0
10.61	2.8	0.0	9.0	2.7	2.2	1.7	15.7	12.6
10.92	2.7	0.0	8.7	2.6	2.1	1.7	15.1	12.1
11.23	2.6	0.0	8.3	2.4	2.0	1.6	14.4	11.5
11.54	2.4	0.0	7.8	2.3	1.9	1.5	13.6	10.9
11.86	2.3	0.0	7.4	2.2	1.8	1.4	12.8	10.3
12.17	2.1	0.0	6.9	2.0	1.6	1.3	12.0	9.6
12.48	2.0	0.0	6.3	1.9	1.5	1.2	11.0	8.8
12.79	1.8	0.0	5.8	1.7	1.4	1.1	10.1	8.1
13.10	1.6	0.0	5.2	1.5	1.2	1.0	9.1	7.3
13.42	1.4	0.0	4.6	1.4	1.1	0.9	8.0	6.4
13.73	1.2	0.0	4.0	1.2	0.9	0.8	6.9	5.6
14.04	1.0	0.0	3.3	1.0	0.8	0.6	5.8	4.7
14.35	0.8	0.0	2.7	0.8	0.6	0.5	4.7	3.8
14.66	0.6	0.0	2.0	0.6	0.5	0.4	3.5	2.8
14.98	0.4	0.0	1.4	0.4	0.3	0.3	2.4	1.9
15.29	0.2	0.0	0.7	0.2	0.2	0.1	1.2	0.9
15.60	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 02:54:21 p.m.

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

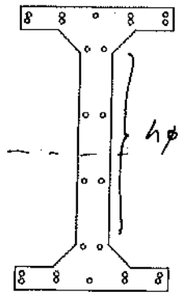
- Sección

Sección : H185DT5FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



← SE PUEDEN DISPONER 10φ32 CON r = 50 mm EN LAS ARISTAS DEL ALIGERADOR SE DISPONDRAN φ12 CON 25 mm DE RECUBRIMIENTO

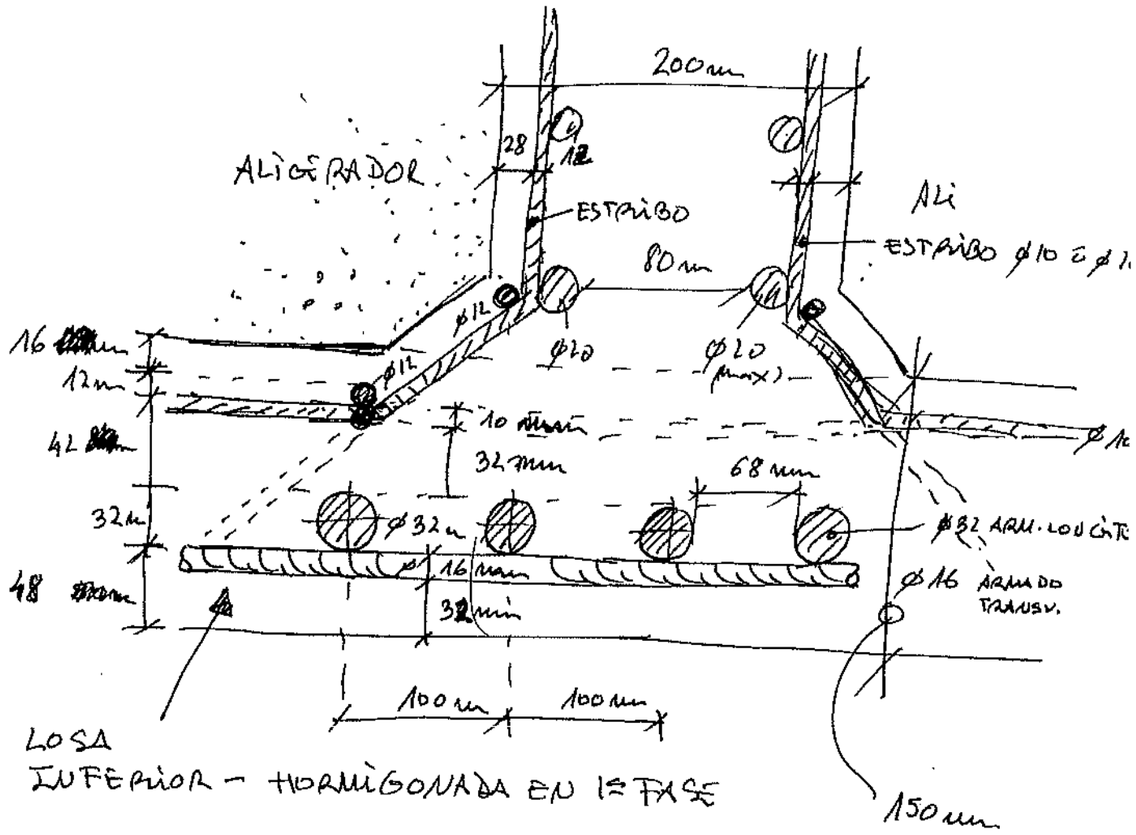
50 + 32 + 30 + 12 + 20 = 150 mm
50 > 1,5 φ = 1,5 × 3,2 = 48 mm
24 > 1,5 φ = 1,5 × 12 = 18 mm (podría ajustarse a 20 mm)

LA ARMADURA DE φ12 DEL ALIGERAMIENTO ES ARMADURA DE PIEL.

2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.6550	0.790
Ix [m4]	0.3031	0.3802
Iy [m4]	0.0271	0.0377
ix [m]	0.68	0.69
iy [m]	0.20	0.22
x'g [m]	0.50	0.50
y'g [m]	0.92	0.92

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.1322
Mfis [kN·m]	1442.3
y'fis [m]	0.43



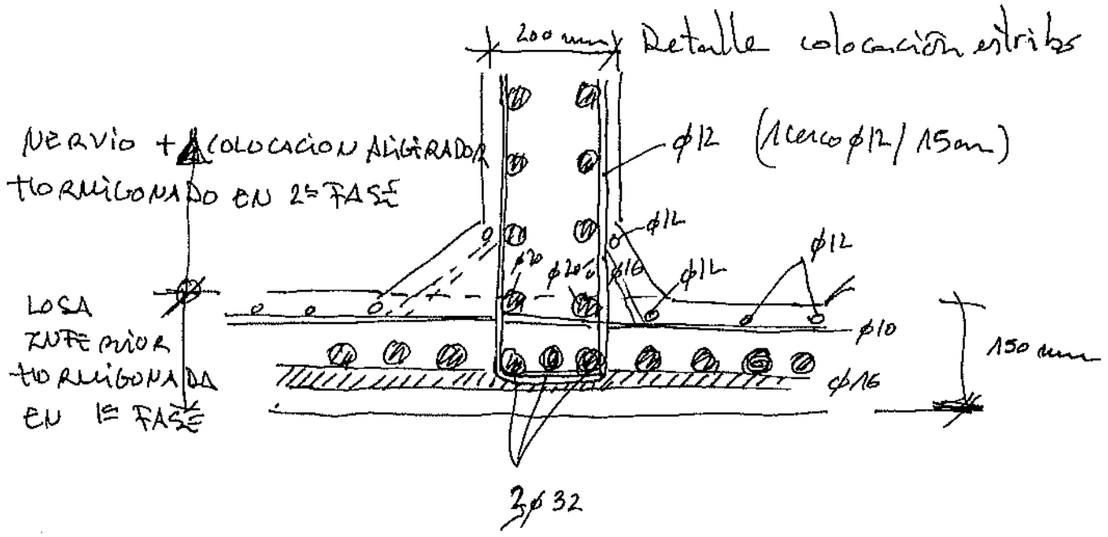
LOSA INFERIOR - HORMIGONADA EN 1ª FASE

ESPESOR FIBRA INFERIOR COMPRIMIDA e=150 mm

$150 = 48 + 32 + 42 + 12 + 16$

$150 = 32 + 16 + 32 + 32 + 10 + 12 + 16$ ($\phi 16$ $\phi 32$ $\phi 10$ $\phi 12$)

ARM. TRANSV. $\phi 16 \simeq 25\%$ $\phi 32$ ARM. LONGIT.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 10:29:44 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 9 - ANÁLISIS ESFUERZOS EN SERVICIO Y FLECHA FISURADA

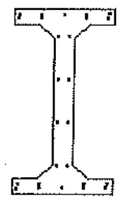
- Sección

Sección : H185DT5FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada

E·I [kN·m²] = 4093845

- Estructura

Longitud [m] = 15.6

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo Izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

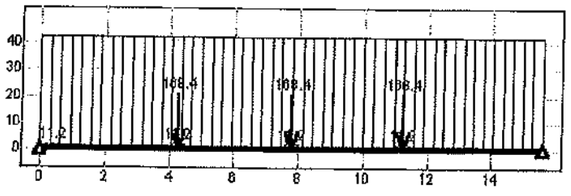
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.423	11.21
4.273	11.21
7.8	11.21
11.227	11.21
7.8	168.4
11.227	168.4
4.273	168.4

Cargas distribuidas uniformes :

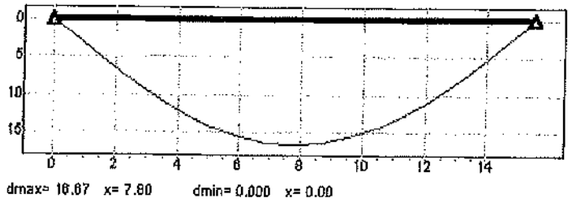
xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.6	17.17
0	15.6	20.31
0	15.6	5

Cargas aplicadas[kN/m, kN y kN·m]



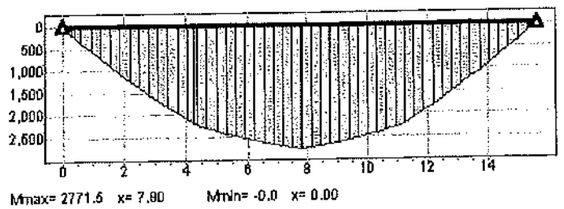
2 Resultados

- Deformada [mm]



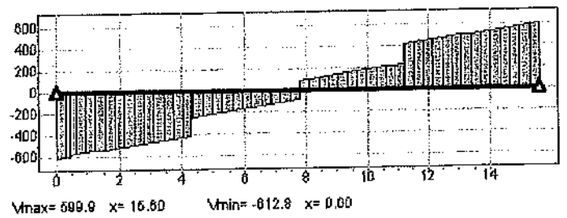
dmax= 16.87 x= 7.80 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 2771.6 x= 7.80 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 599.9 x= 15.60 Vmin= -612.8 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	612.8	599.9
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	3.39	-0.00	-612.82
0.31	1.06	3.38	189.13	-599.56
0.42	1.43	3.37	255.42	-594.85
0.42	1.43	3.37	255.42	-583.64
0.62	2.11	3.36	371.87	-575.10
0.94	3.15	3.32	549.24	-561.85
1.25	4.18	3.27	722.47	-548.59
1.56	5.19	3.21	891.56	-535.34
1.87	6.18	3.14	1056.52	-522.08
2.18	7.15	3.05	1217.34	-508.83
2.50	8.08	2.95	1374.03	-495.58
2.81	8.99	2.84	1526.58	-482.32
3.12	9.85	2.72	1675.00	-469.07
3.43	10.68	2.59	1819.28	-455.82
3.74	11.47	2.44	1959.42	-442.56
4.06	12.20	2.29	2095.44	-429.31
4.27	12.69	2.17	2187.59	-420.09
4.27	12.69	2.17	2187.59	-240.48
4.37	12.89	2.12	2210.25	-236.44
4.68	13.53	1.95	2281.95	-223.19
4.99	14.11	1.77	2349.52	-209.94
5.30	14.63	1.59	2412.95	-196.68
5.62	15.10	1.41	2472.25	-183.43
5.93	15.51	1.22	2527.41	-170.17
6.24	15.86	1.02	2578.44	-156.92
6.55	16.15	0.82	2625.33	-143.67
6.86	16.38	0.62	2668.09	-130.41
7.18	16.54	0.42	2706.71	-117.16

7.49	16.64	0.21	2741.19	-103.91
7.80	16.67	-0.00	2771.55	-90.65
7.80	16.67	-0.00	2771.55	88.96
8.11	16.64	-0.21	2741.72	102.21
8.42	16.54	-0.42	2707.77	115.47
8.74	16.37	-0.62	2669.67	128.72
9.05	16.15	-0.83	2627.45	141.97
9.36	15.86	-1.02	2581.08	155.23
9.67	15.51	-1.22	2530.58	168.48
9.98	15.10	-1.41	2475.95	181.73
10.30	14.63	-1.60	2417.18	194.99
10.61	14.10	-1.78	2354.28	208.24
10.92	13.52	-1.95	2287.24	221.50
11.23	12.90	-2.12	2217.24	234.54
11.23	12.90	-2.12	2217.24	414.15
11.23	12.89	-2.13	2215.17	414.36
11.54	12.20	-2.29	2083.82	427.61
11.86	11.46	-2.44	1948.34	440.87
12.17	10.67	-2.59	1808.72	454.12
12.48	9.84	-2.72	1664.97	467.37
12.79	8.98	-2.84	1517.08	480.63
13.10	8.07	-2.95	1365.05	493.88
13.42	7.14	-3.05	1208.90	507.14
13.73	6.17	-3.13	1048.60	520.39
14.04	5.18	-3.21	884.17	533.64
14.35	4.17	-3.27	715.61	546.90
14.66	3.14	-3.32	542.91	560.15
14.98	2.10	-3.35	366.07	573.40
15.29	1.05	-3.37	185.10	586.66
15.60	0.00	-3.38	0.00	599.91

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 10:28:47 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 9- ANALISIS ESFUERZOS MAYORADOS

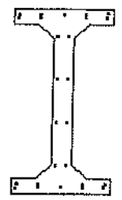
- Sección

Sección : H185DT5FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Homogeneizada

E·I [kN·m²] = 11756346

- Estructura

Longitud [m] = 15.6

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

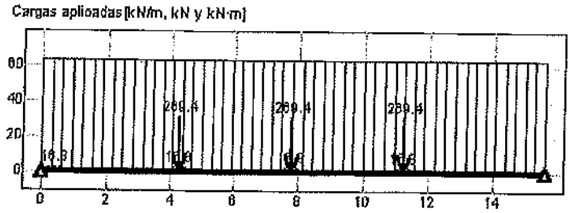
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]	
0.423	16.82	= 1,5 x 11,21
4.273	16.82	
7.8	16.82	
11.227	16.82	
7.8	269.44	= 1,6x 169,14
11.227	269.44	
4.273	269.44	

Cargas distribuidas uniformes :

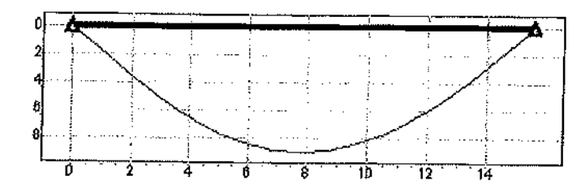
xl [m]	xf [m]	q [kN/m]	
0	15.6	25.76	= 1,5x 17,17
0	15.6	30.47	= 1,5 x 20,31
0	15.6	7.5	= 1,5 x 5

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



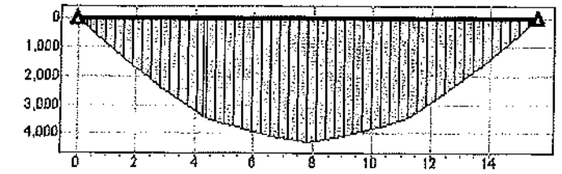
2 Resultados

- Deformada [mm]



dmax= 8.99 x= 7.80 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]

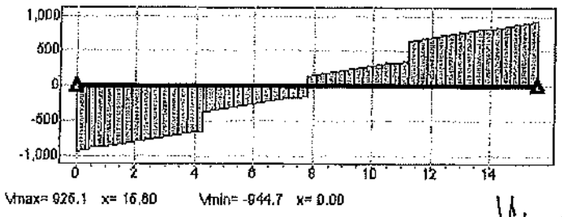


Mmax= 4298.1 x= 7.80 Mmin= -0.0 x= 0.00

$M_d = 429 t\,m\,kN < M_u = 7559\,m\,kN$

5φ32

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 926.1 x= 16.80 Vmin= -944.7 x= 0.00

$V_d = 795\,kN < V_u = 1135\,kN$

1 cercos φ12/15cm

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	944.7	925.1
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	1.83	-0.00	-944.68
0.31	0.57	1.82	291.64	-924.80
0.42	0.77	1.82	393.90	-917.73
0.42	0.77	1.82	393.90	-900.91
0.62	1.14	1.81	573.69	-888.10
0.94	1.70	1.79	847.68	-868.21
1.25	2.25	1.76	1115.46	-848.33
1.56	2.80	1.73	1377.03	-828.44
1.87	3.33	1.69	1632.41	-808.56
2.18	3.85	1.64	1881.58	-788.68
2.50	4.36	1.59	2124.54	-768.79
2.81	4.85	1.53	2361.30	-748.91
3.12	5.31	1.47	2591.86	-729.03
3.43	5.76	1.39	2816.21	-709.14
3.74	6.18	1.32	3034.36	-689.26
4.06	6.58	1.23	3246.31	-669.37
4.27	6.84	1.17	3390.06	-655.54
4.27	6.84	1.17	3390.07	-369.28
4.37	6.95	1.14	3424.86	-363.23
4.68	7.30	1.05	3535.09	-343.35
4.99	7.61	0.96	3639.11	-323.46
5.30	7.89	0.86	3736.93	-303.58
5.62	8.14	0.76	3828.54	-283.70
5.93	8.37	0.66	3913.95	-263.81
6.24	8.55	0.55	3993.16	-243.93
6.55	8.71	0.44	4066.16	-224.04
6.86	8.83	0.34	4132.96	-204.16
7.18	8.92	0.23	4193.56	-184.28

1529

7.49	8.97	0.11	4247.95	-164.39
7.80	8.99	-0.00	4296.14	-144.51
7.80	8.99	-0.00	4296.14	141.75
8.11	8.97	-0.11	4248.81	161.63
8.42	8.92	-0.23	4195.28	181.52
8.74	8.83	-0.34	4135.54	201.40
9.05	8.71	-0.45	4069.60	221.29
9.36	8.55	-0.55	3997.46	241.17
9.67	8.36	-0.66	3919.11	261.05
9.98	8.14	-0.76	3834.56	280.94
10.30	7.89	-0.86	3743.81	300.82
10.61	7.61	-0.96	3646.85	320.70
10.92	7.29	-1.05	3543.69	340.59
11.23	6.95	-1.15	3436.13	360.15
11.23	6.95	-1.15	3436.13	646.41
11.23	6.95	-1.15	3432.89	646.73
11.54	6.58	-1.24	3228.01	666.62
11.86	6.18	-1.32	3016.92	686.50
12.17	5.76	-1.40	2799.63	706.38
12.48	5.31	-1.47	2576.14	726.27
12.79	4.84	-1.53	2346.44	746.15
13.10	4.35	-1.59	2110.54	766.04
13.42	3.85	-1.64	1868.44	785.92
13.73	3.33	-1.69	1620.13	805.80
14.04	2.79	-1.73	1365.62	825.69
14.35	2.25	-1.76	1104.90	845.57
14.66	1.70	-1.79	837.98	865.45
14.98	1.13	-1.81	564.86	885.34
15.29	0.57	-1.82	285.53	905.22
15.60	0.00	-1.82	0.00	925.11

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 10:30:59 p.m.

losa 9

COMPROBACIÓN ARMADO FLEXIÓN

ARMADURA FIBRA INTERIOR

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : H185DT5FI32

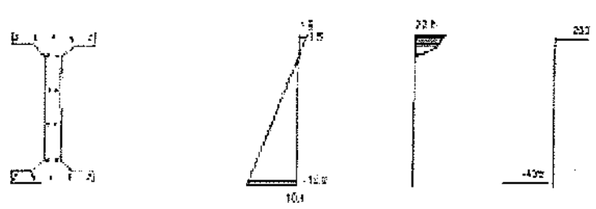
Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Comprobación

c [mm] = 32
Nd [kN] = 0
Md [kN·m] = 4292
Myd [kN·m] = 0
Nu [kN] = 0
Mxu [kN·m] = 7559.8
Myu [kN·m] = 0.3
γ = 1.76 > 1,0 ARMADURA



Flexo de doble sección de agotamiento

x [m] = 0.98
θ [°] = 359.7
εc [‰]·1.E 3 = 6.0
εs [‰]·1.E 3 = 1.8
εl·1.E 3 = 10.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior:

Profundidad [m]	Deformación ·1.E 3	Tensión [MPa]
0.06	1.8	293
1.80	-10.0	435

Obra: Obra Ave Prat - Isotipo Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/08
Hora: 10:33:48 p.m.

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

LOSA

DIMENSIONAMIENTO ARMADO CORTANTE.

- Materiales

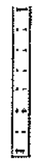
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B 500 S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : 2001185A1.SF02
b0 [m] = 0.20
h [m] = 1.85



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.15
n [mm] = 12
nº ramas: 2
Area [cm²/m] = 15.1
α [·1.E-3] = 90

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σcd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 2864.0
Vu2 [kN] = 1131.5
Vcu [kN] = 161.4
Vsu [kN] = 971.2

- Resistencia al cortante:

Vu [kN] = 1134.5

Fase 2

1. ANTECEDENTES

Apoyo nº	1071
Fecha	Julio 2007
Nombre de la obra	PERGOLA Nivel -1ª1ª

La pergola Mirador de Collcabra se proyecta [illegible] de la Línea Verde Municipal de [illegible] [illegible] [illegible]

5. ACCIONES

Se han considerados diferentes acciones para las dos losas.

Losa cubierta Modulo 9

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra, por las vías y sobrecargas.
Las vías y las sobrecargas debida a los trenes han sido consideradas aplicada como carga lineales en el centro de la vía.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 1.85m de canto
PLV = peso propio viga doble T, 0.793m² de sección
Q1 = 24.4 kN/m² (carga permanente producida por 1.24m de tierra)
Q2 = 11.20 kN/m (carga permanente lineal debida a las traviesa y los carriles, 9.56kN/m+1.56kN/m)
Q3 = 40 kN (carga concentrada debida al poste)
F1 = 224.5 kN/m (sobrecarga lineal debida al tren)
F2 = 5 kN/m² (sobrecarga de uso)

En cima de la cubierta del modulo 9 pasan tres vías, por eso se han considerado las cargas de los trenes aplicadas en dos combinaciones:

F1A: cargas al 100% en dos vias
F1B cargas al 75% en tres vias

Combinaciones:

ELU
CPQF1AF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.50 + F1A·1.60 + F2·1.60
CPQF1BF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.50 + F1B·1.60 + F2·1.60

EL
ACPQF1AF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.0 + F1A·1.0 + F2·1.0
ACPQF1AF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.0 + F1B·1.0 + F2·1.0

Losa pozo bombeo

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra, y sobrecargas.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 1.85m de canto
Q1 = 24.4 kN/m² (carga permanente producida por 1.24m de tierra)
F2 = 5 kN/m² (sobrecarga de uso)

Combinaciones:

ELU
CPQF1AF2 = (LOAD +Q1)·1.50 + F2·1.60
CPQF1BF2 = (LOAD +Q1)·1.50 + F2·1.60

ELE
ACPQF1AF2 = (LOAD +Q1)·1.0 + F2·1.0
ACPQF1AF2 = (LOAD +Q1)·1.0 + F2·1.0

amatria
ingeniería

6.- ANÁLISIS

El análisis se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAFE en su versión 7.2 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

La cubierta ha sido modelizado con dos tipos de elementos shell: el primero, para las vigas; y el segundo, para la losa maciza.

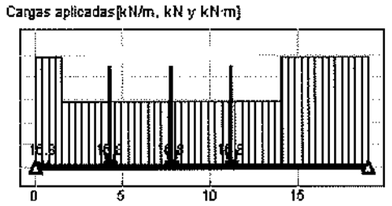
Para las vigas, se ha considerado elementos shell de la misma rigidez flexional, en el sentido longitudinal de la sección doble T; y una rigidez flexional igual a cero, en el sentido transversal.

Los elementos shell del elemento macizo han sido considerados con las mismas características de la sección rectangular de 1.85m de canto.

Se han estudiado las deformaciones instantáneas y a tiempo indefinido, con sección fisurada. Se han determinado, por tanto, las deformaciones instantáneas y las diferidas.

7. RESULTADOS

Se ha considerado una luz de la cubierta del modulo 9 de 15.60m y las cargas debida a las vias de trenes han sido aplicadas según el siguiente croquis:



Distancias entre vías y borde izquierdo:

1. 4.27m
2. 7.80m
3. 11.23m

Se muestran los diagramas y los valores de cálculos utilizados.

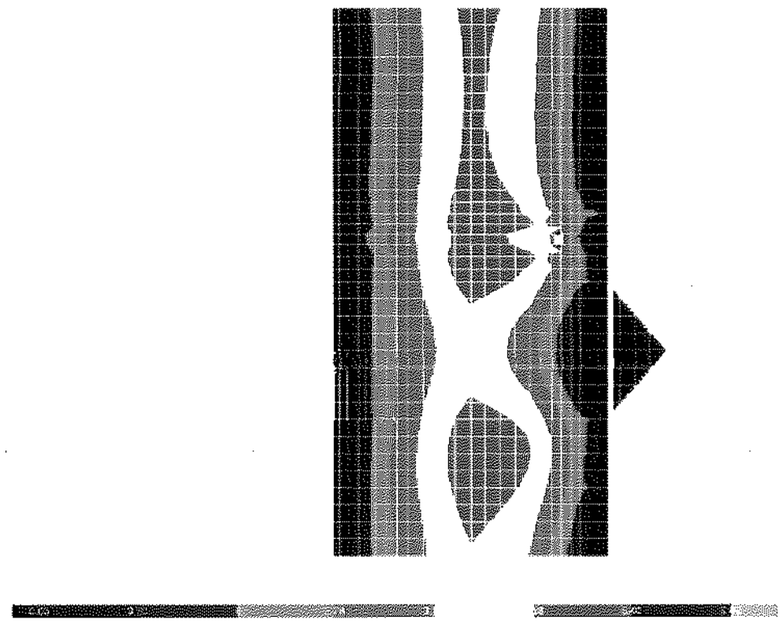


Figura 1: Distribucion de momento x-x. SAP.

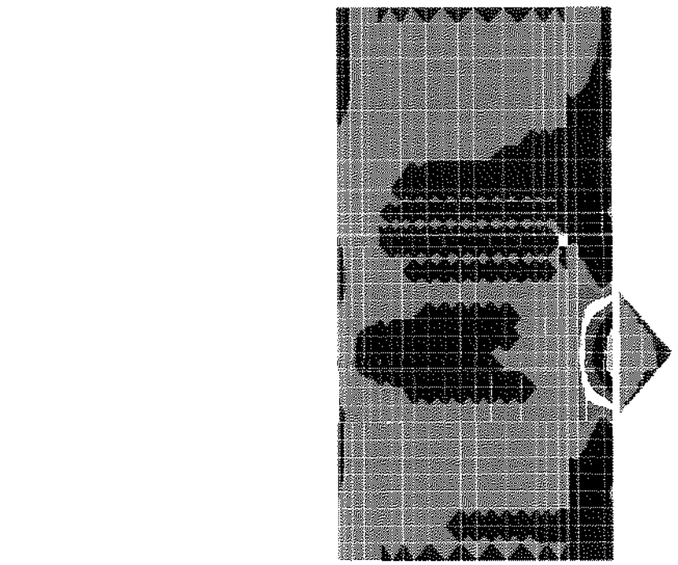




Figura 2: Distribucion de momento y-y. SAP.

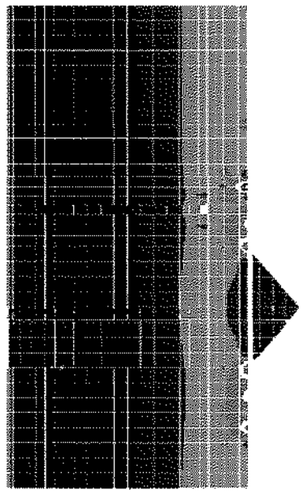




Figura 3: Diagrama de cortantes x-x. SAP.

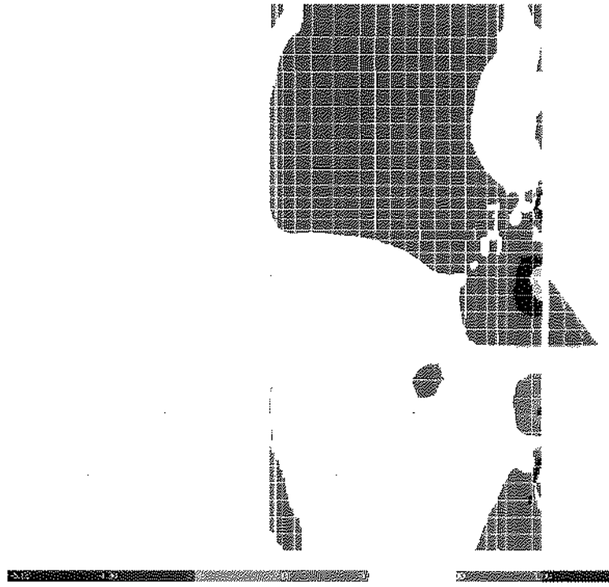




Figura 4: Diagrama de cortantes y-y. SAP. Vyymax = 360 kN

amatria
ingenieria

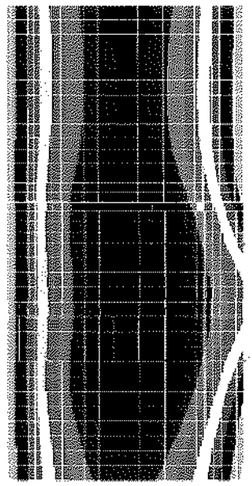


Figura 5: Diagrama de deformaciones istantaneas. SAP.
Flecha1 = 11.6mm en el centro de las vigas.
Flecha 2 = 6.3mm en el centro de la max luz del pozo.

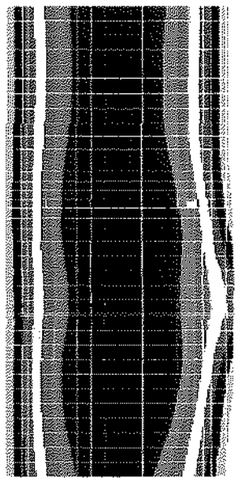


Figura 6: Diagrama de deformaciones diferidas. SAP. Flecha = 0.8 mm
Flecha1 = 39mm en el centro de las vigas.
Flecha 2 = 11.4mm en el centro de la max luz del pozo.

amatria
ingeniería

Esfuerzos de cálculo:

Vigas doble T:

ELU	ELE
Mxxmax = 5200 kNm	Mkk = 3295kNm
Vxxmax = 1100 kN	

Losa maciza:

ELU	ELE
Mxxmax = 2600 kN·m	Mkk = 1950kNm
Vxxmax = 3293 kN	

ELU	ELE
Myymax = 6900 kN·m	Mkk = 3581kNm
Vyymax = 4150 kN	

La losa maciza se ha comprobado considerando un ancho colaborante de 1.50m

Zuncho 1:

ELU	ELE
Myymax = 6800 kN·m	Mkk = 4400kNm
Vyymax = 2100 kN	

Losa pozo:

ELU	
Mxxmax = -20 kN·m	
Vxxmax = 100 kN	

ELU	ELE
Myymax = 610 kN·m	Mkk = 443kNm
Vyymax = 620 kN	

amatria
ingeniería

8. CONCLUSIONES

Las estructuras se han dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de los Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado.
Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armado y planos se adjuntan al informe

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Enero de 2007

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:07:18

Comprobación de secciones a flexión simple

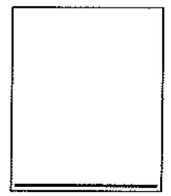
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

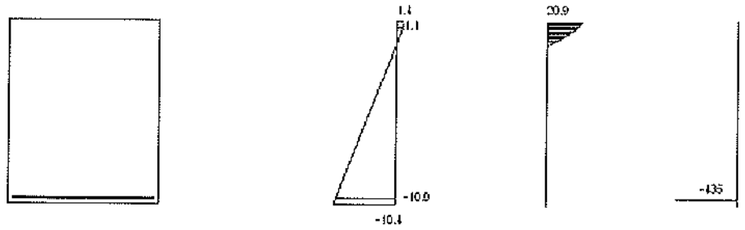
Sección : LLENA_1.5
b [m] = 1.50
h [m] = 1.85
ri [m] = 0.060
rs [m] = 0.060



2 Comprobación

At [cm²] = 96.5
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 7169.6



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.226

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.4

εs ·1.E-3 = 1.4

εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.060	0.0	1.1	0.0
1.790	96.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 21/07/2007
Hora: 8:57:20

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

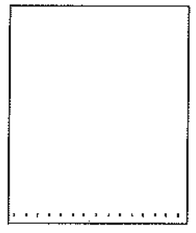
Sección : LLENA_1.5

b [m] = 1.50

h [m] = 1.85

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	15	66.0

As [cm²] = 120.6

Ac,ef [cm²] = 4590.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 4468

Separación media entre fisuras sm [mm] = 181.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.81

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 165.1

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 223.6

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.25

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:09:16

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

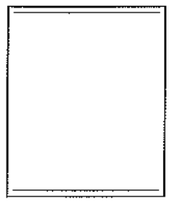
Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LLENA_1.5

b0 [m] = 1.50

h [m] = 1.85



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.063

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 71.8

ρ [·1.E-3] = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 21480.0

Vu2 [kN] = 5527.2

Vcu [kN] = 902.7

Vsu [kN] = 4624.4

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 5527.2

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 19:20:36

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

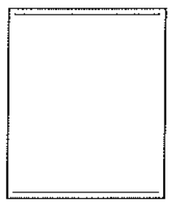
Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LLENA_1.5

b0 [m] = 1,50

h [m] = 1.85



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.113

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Área [cm²/m] = 40.0

ρ [-1.E-3] = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 21480.0

Vu2 [kN] = 3398.4

Vcu [kN] = 820.2

Vsu [kN] = 2578.2

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 3398.4

amatria ingeniería

1. ANTECEDENTES

Referencia: 623
Fecha: Julio 2007
Nombre de la obra: Estación AVE Prat

La presente Memoria de Cálculo se refiere al proyecto de cálculo de la Losa Pozo Bombeo del modulo 9, mediante losa de hormigón armado.

2. DESCRIPCIÓN

La cubierta del pozo, que será ejecutada poniendo junta de dilatación con la cubierta del Modulo 9, está formada por una losa de 1m de canto y se apoyará a las pantallas del pozo.

3. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón..... HA-40/B/20/I (fck=40 N/mm²)

Acero corrugado:

Acero en forjados..... B 500 S (fyk= 500 N/mm²)

4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

4.1 Coeficientes de seguridad para materiales

Hormigón Armado:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_s= 1.15
Coeficiente de seguridad del hormigón.....γ_c= 1.50

4.2 Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.60
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes....1.50
Coeficiente de seguridad para combinatorias..... 0.60

5. ACCIONES

Se han considerados la siguientes acciones.

Losa pozo bombeo

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra, y sobrecargas.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 1.00m de canto
Q1 = 41.8 kN/m² (carga permanente producida por 2.09m de tierra)
F2 = 30 kN/m² (sobrecarga de uso)

Combinaciones:

ELU
CPQF2 = (LOAD +Q1)·1.50 + F2·1.60
CPQF2 = (LOAD +Q1)·1.50 + F2·1.60

ELE
APQF2 = (LOAD +Q1)·1.0 + F2·1.0
APQF2 = (LOAD +Q1)·1.0 + F2·1.0

6.- ANÁLISIS

El análisis se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAFE en su versión 7.2 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

Se han estudiado las deformaciones instantáneas y a tiempo indefinido, con sección fisurada. Se han determinado, por tanto, las deformaciones instantáneas y las diferidas.

amatria
ingeniería

7. RESULTADOS

Se ha considerado una cubierta triangular de 7.85m de base y 3.95m de alto:

Se muestran los diagramas y los valores de cálculos utilizados.

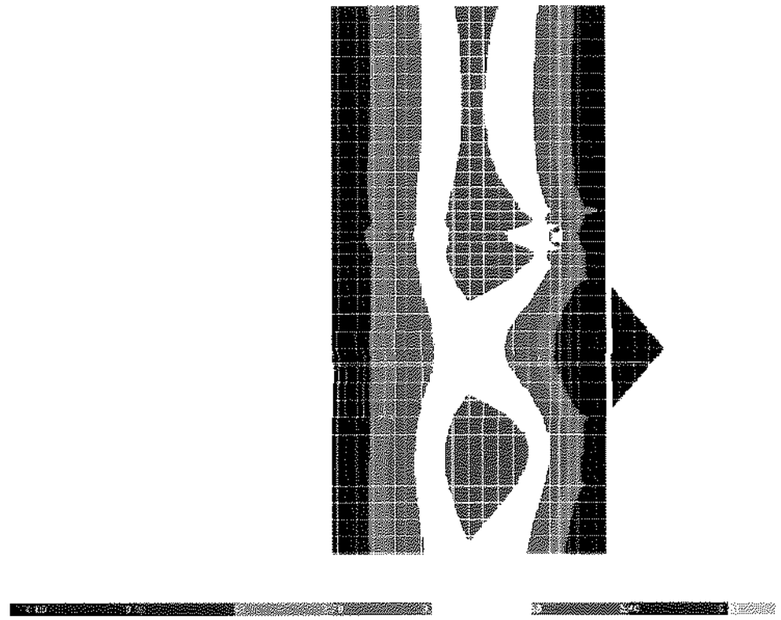


Figura 1: Distribucion de momento x-x. SAP.

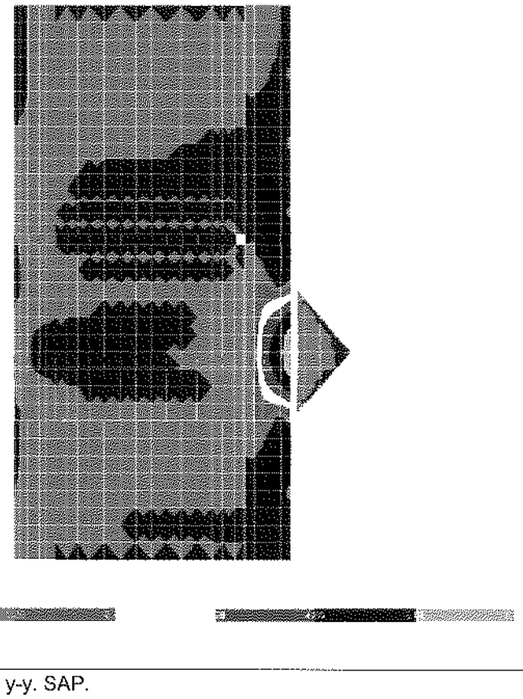


Figura 2: Distribucion de momento y-y. SAP.

amatria
ingeniería

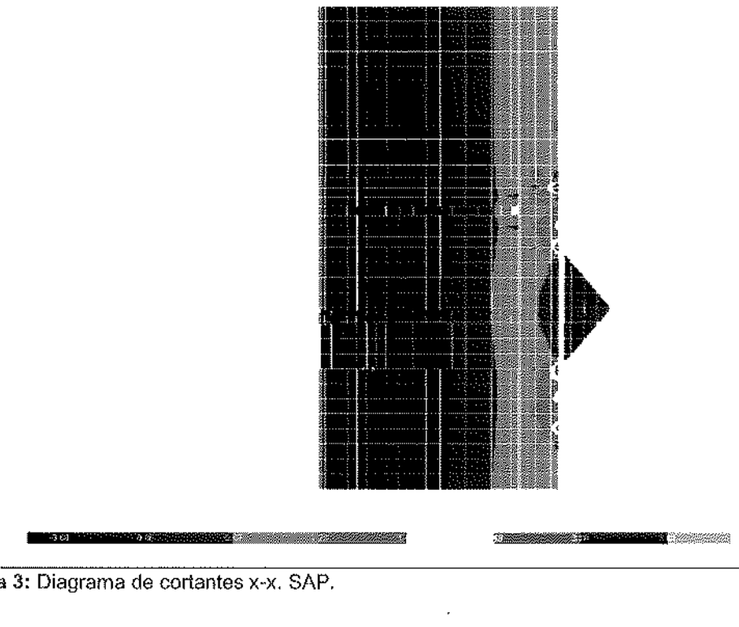


Figura 3: Diagrama de cortantes x-x. SAP.

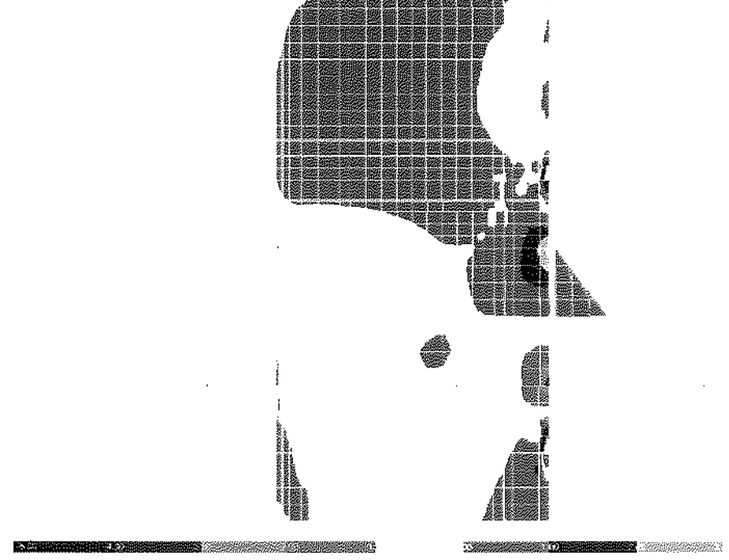


Figura 4: Diagrama de cortantes y-y. SAP.



Figura 5: Diagrama de deformaciones istantaneas. SAP.
Flecha 2 = 1.15mm en el centro de la max luz del pozo.



Figura 6: Diagrama de deformaciones diferidas. SAP.
Flecha 2 = 2.00mm en el centro de la max luz del pozo.

amatria
ingeniería

Esfuerzos de cálculo.

Losa pozo:

ELU
Mxxmax = -310 kN·m
Vxxmax = 1146 kN

ELU
Myymax = 660 kN·m
Vyymax = 620 kN

ELE
Mkk = 427kNm

amatria
ingeniería

8. CONCLUSIONES

Las estructuras se han dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de los Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado.
Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armado y planos se adjuntan al informe

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Enero de 2007

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 25/07/2007
Hora: 13:11:28

Comprobación de secciones a flexión simple

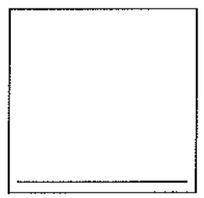
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

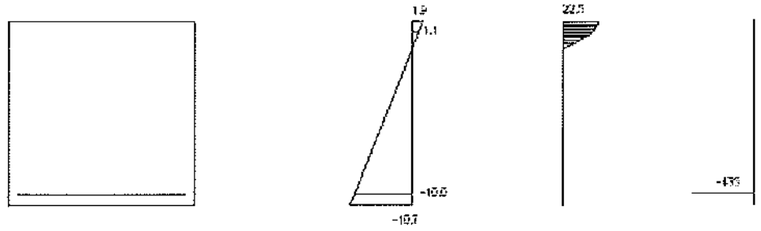
Sección : POZO
b [m] = 1.00
h [m] = 1.00
ri [m] = 0.060
rs [m] = 0.060



2 Comprobación

At [cm²] = 49.1
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 1889.8



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.147

1/r [1/m]·1.E-3 = 12.6

εs ·1.E-3 = 1.9

εi ·1.E-3 = -10.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.060	0.0	1.1	0.0
0.940	49.1	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 25/07/2007
Hora: 13:12:57

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

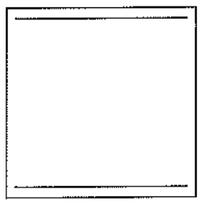
Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : POZO

b0 [m] = 1.00

h [m] = 1.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.112

ϕ [mm] = 10

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 28.0

ρ [·1.E-3] = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 7520.0

Vu2 [kN] = 1299.8

Vcu [kN] = 346.1

Vsu [kN] = 953.7

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1299.8

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:01:39

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γ_c = 1.50

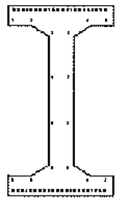
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : LOSA_T

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	40
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.725	3-4	2
4	-0.275	0.725	4-5	2
5	-0.125	0.625	5-6	4
6	-0.125	-0.625	6-7	2
7	-0.275	-0.725	7-8	2
8	-0.500	-0.725	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	40
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.725	11-12	2
12	0.275	-0.725	12-13	2
13	0.125	-0.625	13-14	4
14	0.125	0.625	14-15	2
15	0.275	0.725	15-16	2
16	0.500	0.725	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Comprobación

ϕ [mm] = 16

Nd [kN] = 0

Mxd [kN·m] = 5200

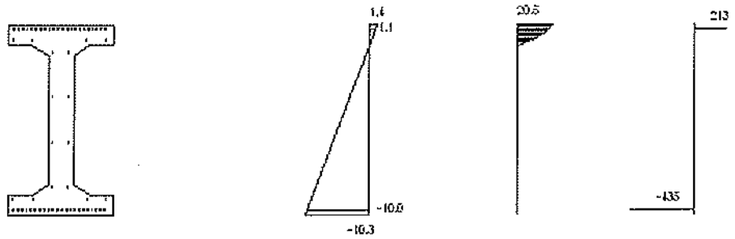
Myd [kN·m] = 0

Nu [kN] = 0

Mxu [kN·m] = 7196.0

Myu [kN·m] = -1.0

γ = 1.38



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.22

ß [°] = 360.0

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.3

εs ·1.E-3 = 1.4

εi ·1.E-3 = -10.3

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad	Deformación	Tensión
[m]	·1.E-3	[MPa]
0.05	1.1	213
1.80	-10.0	-435

Comprobación sección cubierta doble T- ELE-fisuración -

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 40$ $fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$n := 7.6$ Es/Ec $f_{ctm} = 3.51 \frac{N}{mm^2}$

Geometría della sección

Sección total: Alma:

$H := 185 \cdot cm$ $B := 100 \cdot cm$ $ho := 20cm$ $bo := 25cm$

$c := 5 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 6.6 \cdot cm$

$d_2 := 178.4 \cdot cm$ distancia armadura desde borde

$Aa_1 = 80.42 cm^2$ 10ϕ32 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 80.42 cm^2$ 10ϕ32 armadura lado

$\delta := \frac{ho}{d_2}$ $\xi := \delta \cdot \left(\frac{B}{bo} - 1 \right)$

$\rho 1 := \frac{Aa_1}{B \cdot d_2}$ $\rho 1 = 0.0045$ $\rho 2 := \frac{Aa_2}{B \cdot d_2}$

$\beta := \xi + \frac{B}{bo} \cdot n \cdot \sum_{i=1}^{2} \rho_i$ $\alpha := 2 \cdot n \cdot \left(\rho 1 + \rho 2 \cdot \frac{d_1}{d_2} \right) \cdot \frac{B}{bo} + \xi \cdot \delta$

$f := \frac{\delta^2 + 2 \cdot n \cdot \rho 2 \cdot \left(\delta - \frac{d_1}{d_2} \right)}{2 \cdot (1 - \delta)}$ $f = 0.01$ $n \cdot \rho 1 = 0.03 > f$

$X := d_2 \cdot \beta \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\alpha}{\beta^2}} \right)$ $X = 0.4$ m posición eje neutro

$$Ji := \frac{1}{3}\cdot\left[B\cdot X^3 - (B - bo)\cdot(X - ho)^3\right] + n\cdot Aa_2\cdot\left(d_2 - X\right)^2$$

$Ji = 0.14\ m^4$ inercia fisurada

$M_f := 1662\cdot kN\cdot m$ momento de fisuración

Acciones de cálculo

$Mk := 3295\cdot kN\cdot m$ comb I

$\sigma sr := n\cdot\frac{M_f}{Ji}\cdot\left(d_2 - X\right)$ $\sigma sr = 128.27\frac{N}{mm^2}$ tensión en las armaduras en el istante de fisuración del hormigón

$\sigma cmax := Mk\cdot\frac{X}{Ji}$

$\sigma s_i := n\cdot\sigma cmax\cdot\frac{\left|X - d_i\right|}{X}$ $\sigma s_1 = 60.87\frac{N}{mm^2}$ compresión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 254.31\frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$\varepsilon_{smin} := 0.4\cdot\frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00049$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 8cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 2575cm^2$

$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1\cdot\frac{\phi\cdot Aceff}{Aa_2}$ $s_m = 167.23\,mm$

$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s}\cdot\left[1 - k2\cdot\left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2}\right)^2\right]$ $\varepsilon_{sm} = 0.00108$

$\beta f := 1.7$

$w_k := \beta f\cdot\varepsilon_{sm}\cdot s_m$ $w_k = 0.3\,mm$

$w_k < w_{max}$ comprueba

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:03:15

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : ALMA
b0 [m] = 0.25
h [m] = 1.85



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.15
ϕ [mm] = 12
nº ramas: 2
Area [cm²/m] = 15.1
ρ [·1.E-3] = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 3560.0

Vu2 [kN] = 1120.8

Vcu [kN] = 149.7

Vsu [kN] = 971.1

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1120.8

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:15:54

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

Sección : ZUNCHO

b [m] = 0.84

h [m] = 1.85

ri [m] = 0.060

rs [m] = 1.700

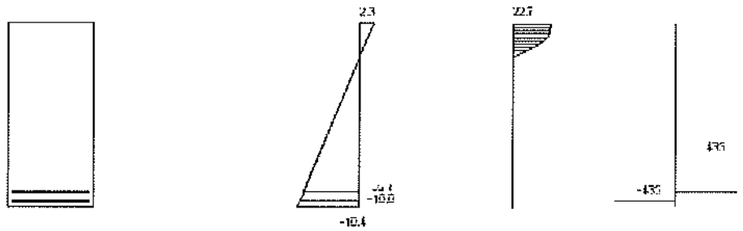


2 Comprobación

At [cm²] = 64.3

Ac [cm²] = 39.3

Mu [kN·m] = 7330.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.334

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.8

εs ·1.E-3 = 2.3

εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
1.700	39.3	-9.4	-434.8
1.790	64.3	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 21/07/2007
Hora: 10:27:00

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

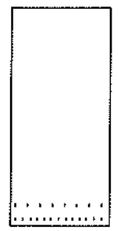
Sección : ZUNCHO

b [m] = 0.84

h [m] = 1.85

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	13	62.5
2	8	114

As [cm²] = 103.1

Ac,ef [cm²] = 2465.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 4409

Separación media entre fisuras sm [mm] = 142.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.25

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 120.3

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 277.1

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 20/07/2007
Hora: 20:17:57

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : ZUNCHO

b0 [m] = 0.84

h [m] = 1.85



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.15

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 30.2

ρ [·1.E-3] = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 12028.8

Vu2 [kN] = 2447.8

Vcu [kN] = 505.5

Vsu [kN] = 1942.3

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 2447.8

ANALISIS

E.L.S Y E.L.U.

LOSA 10

AVE PRAT

CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

LOSA 10

- PP = 17,17 KN/m²
- GG = 2,2 x 1,15 x 9,81 = 24,82 KN/m²
- C.L.P = 11,21 KN/m²
- SU = 5 KN/m
- SOBRECARGA TREN UIC

COEFICIENTES DINAMICOS $C.C = 1,21$

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{15,29} - 0,2} + 0,82 = 1,21$$

$$S.TREN = 1,21 \times 1,21 \times \frac{15,625}{25/1,6} \times 9,81 = 224,5 \text{ KN/m}$$

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES	PP, GG, CLP	$\gamma = 1,5$
SOBRECARGAS	SU, STREN	$\gamma = 1,6$

AVE PRAT

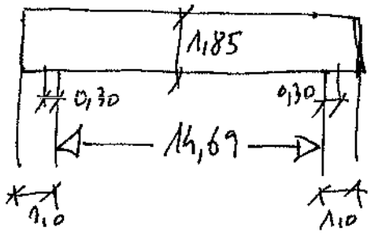
CRUCE VIC – LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 – 10 – 11 – 12 – 13

POSICION DE LAS CARGAS

TODAS LAS LOSAS HAN DE SOPORTAR UN PIPADO DE LA VIA CON CARGA VIC DE ± 0,383 m

LOSA 10

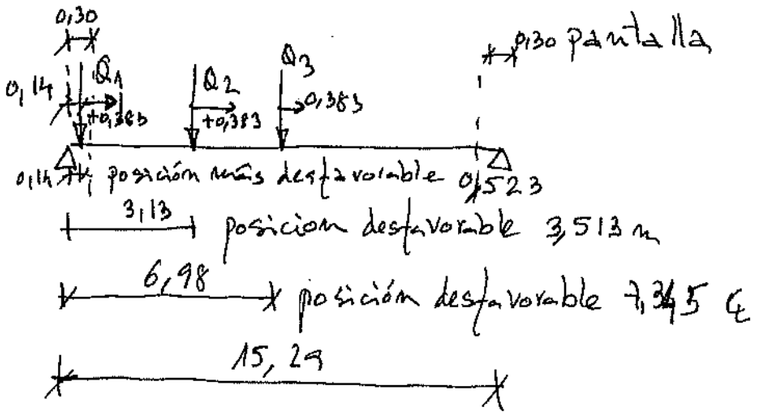


LUZ DE CALCULO $L_c = 14,69 + 2 \times 0,3$

$L_c = 15,29$ m

POSICION DE LAS CARGAS (ANCHO VIA 1,68 m = 0,84 + 0,84)

Qi EJE VIA i



Area de la sección $A_c = 0,1 + m^2/m$

AVE PRAT

CRUCE VIC – LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 – 10 – 11 – 12 – 13

COMBINACIONES LOSA 10

1) CARGA PIPADA HACIA CENTRO LUZ +0,383 m

2) SE CONSIDERAN $Q_1 + Q_2 + Q_3$ AL 75%

3) SE CONSIDERAN $Q_2 + Q_3$ AL 100%, LAS CARGAS MÁS CENTRADAS

4) LAS CARGAS SE ASIMILAN A CARGAS PUNTUALES EN UNA SECCION DE 1,0 m DE ANCHO.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 09:11:01 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

LOSA 10
CARGAS Q2 y Q3 AL 100%
SOBRECARGAS TREN UIC
SITUACION MAS DESFAVORABLE
ANALISIS FLECHA A t_∞

- Materiales

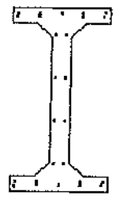
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : H185DT5FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 15.29

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.523	11.21
3.513	11.21
7.345	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	17.17
0	15.29	24.82

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.513	224.5
7.345	224.5

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	5

2 Resultados

- Canto mínimo

Canto útil d [m] = 1.80

Relación luz / canto l/d = 8.5

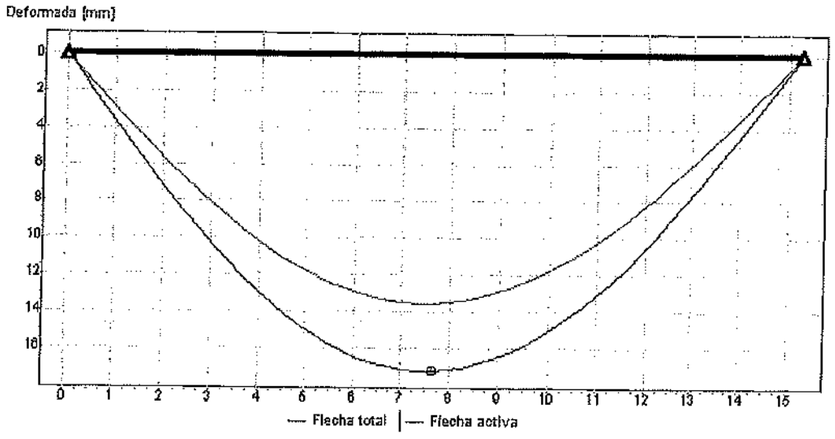
Cuantía estricta en centro de vano [·1.E-3] = 10 → CUANTÍA DE 10φ32

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa comprobación de flechas = 16

EN ESTE CASO NO SE PRECISA COMPROBACIÓN DE FLECHAS

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 17.3

Flecha total/Longitud = 1 / 885

Flecha activa [mm] = 13.6

Flecha activa/Longitud = 1 / 1128 < 1/1000

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.31	0.2	0.0	0.6	0.2	0.2	0.1	1.1	0.9
0.61	0.4	0.0	1.2	0.4	0.3	0.3	2.2	1.8
0.92	0.6	0.0	1.9	0.6	0.5	0.4	3.4	2.6
1.22	0.8	0.0	2.5	0.8	0.6	0.5	4.5	3.5
1.53	1.1	0.0	3.0	1.0	0.8	0.6	5.5	4.4
1.83	1.3	0.0	3.6	1.1	1.0	0.7	6.6	5.2
2.14	1.4	0.0	4.2	1.3	1.1	0.9	7.6	6.0
2.45	1.6	0.0	4.7	1.5	1.3	1.0	8.6	6.8
2.75	1.8	0.0	5.3	1.7	1.4	1.1	9.5	7.5
3.06	2.0	0.0	5.8	1.8	1.5	1.2	10.5	8.2
3.36	2.2	0.0	6.2	2.0	1.6	1.3	11.3	8.9
3.67	2.3	0.0	6.7	2.1	1.8	1.4	12.1	9.6
3.98	2.5	0.0	7.1	2.2	1.9	1.5	12.9	10.2
4.28	2.6	0.0	7.5	2.4	2.0	1.5	13.6	10.7
4.59	2.7	0.0	7.8	2.5	2.1	1.6	14.2	11.2
4.89	2.8	0.0	8.1	2.6	2.2	1.7	14.8	11.7
5.20	2.9	0.0	8.4	2.7	2.3	1.8	15.4	12.1
5.50	3.0	0.0	8.7	2.8	2.3	1.8	15.8	12.5
5.81	3.1	0.0	8.9	2.8	2.4	1.9	16.2	12.8
6.12	3.2	0.0	9.1	2.9	2.4	1.9	16.6	13.0
6.42	3.2	0.0	9.2	3.0	2.5	1.9	16.9	13.2
6.73	3.3	0.0	9.3	3.0	2.5	2.0	17.1	13.4
7.03	3.3	0.0	9.4	3.0	2.5	2.0	17.2	13.5
7.34	3.3	0.0	9.4	3.0	2.6	2.0	17.3	13.6
7.65	3.3	0.0	9.4	3.1	2.6	2.0	17.3	13.5
7.95	3.3	0.0	9.3	3.0	2.5	2.0	17.2	13.5
8.26	3.3	0.0	9.2	3.0	2.5	2.0	17.1	13.4
8.56	3.3	0.0	9.1	3.0	2.5	2.0	16.9	13.2
8.87	3.2	0.0	9.0	3.0	2.5	1.9	16.6	13.0
9.17	3.2	0.0	8.8	2.9	2.4	1.9	16.3	12.7
9.48	3.1	0.0	8.5	2.8	2.4	1.9	15.9	12.4
9.79	3.0	0.0	8.3	2.8	2.3	1.8	15.4	12.1
10.09	2.9	0.0	8.0	2.7	2.2	1.7	14.9	11.7
10.40	2.8	0.0	7.7	2.6	2.2	1.7	14.4	11.2
10.70	2.7	0.0	7.4	2.5	2.1	1.6	13.8	10.7
11.01	2.6	0.0	7.0	2.4	2.0	1.5	13.1	10.2
11.31	2.4	0.0	6.6	2.2	1.9	1.5	12.4	9.7
11.62	2.3	0.0	6.2	2.1	1.8	1.4	11.6	9.1
11.93	2.1	0.0	5.7	2.0	1.6	1.3	10.8	8.4
12.23	2.0	0.0	5.3	1.8	1.5	1.2	10.0	7.8
12.54	1.8	0.0	4.8	1.6	1.4	1.1	9.1	7.1
12.84	1.6	0.0	4.3	1.5	1.2	1.0	8.2	6.4
13.15	1.4	0.0	3.8	1.3	1.1	0.9	7.2	5.6
13.46	1.2	0.0	3.3	1.1	1.0	0.7	6.2	4.9
13.76	1.0	0.0	2.8	1.0	0.8	0.6	5.2	4.1
14.07	0.8	0.0	2.2	0.8	0.6	0.5	4.2	3.3
14.37	0.6	0.0	1.7	0.6	0.5	0.4	3.2	2.5
14.68	0.4	0.0	1.1	0.4	0.3	0.3	2.1	1.7
14.98	0.2	0.0	0.6	0.2	0.2	0.1	1.1	0.8
15.29	0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 09:20:20 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

LOSA 10

CARGAS $G_1 + G_2 + G_3$ AL 75%

SOBRECARGAS TREN UIC

ANALISIS FLECHA $1+t_\infty$

- Materiales

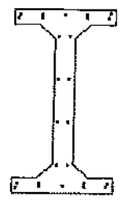
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : H185DT5FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0,050



- Estructura

Longitud [m] = 15.29

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.523	11.21
3.513	11.21
7.345	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	17.17
0	15.29	24.82

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.513	168.4
7.345	168.4
0.523	168.4

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	5

2 Resultados

- Canto mínimo

Canto útil d [m] = 1.80

Relación luz / canto l/d = 8.5

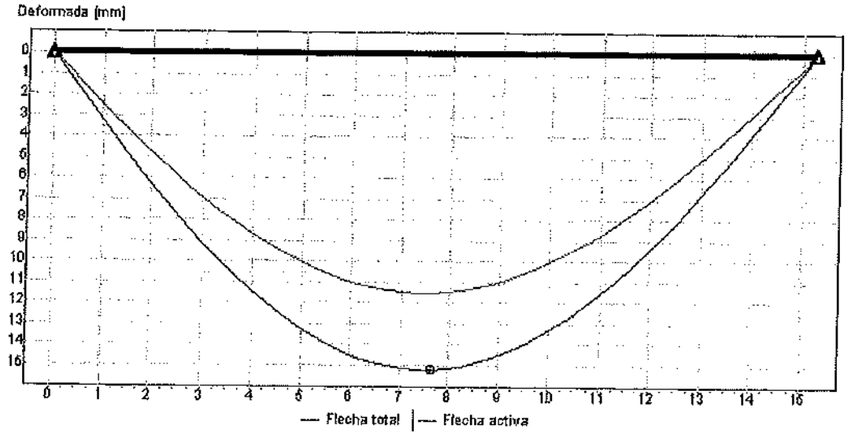
Cuantía estricta en centro de vano [·1.E-3] = 10 10 ϕ32

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa comprobación de flechas = 16

EN ESTE CASO NO SE PRECISA COMPROBACIÓN DE FLECHAS

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 15.2

Flecha total/Longitud = 1 / 1003 ADMISIBLE

Flecha activa [mm] = 11.5

Flecha activa/Longitud = 1 / 1326 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.31	0.2	0.0	0.5	0.2	0.2	0.1	1.0	0.8
0.61	0.4	0.0	1.0	0.3	0.3	0.2	2.0	1.5
0.92	0.6	0.0	1.5	0.5	0.5	0.3	3.0	2.3
1.22	0.8	0.0	2.0	0.7	0.6	0.4	4.0	3.0
1.53	1.1	0.0	2.5	0.8	0.8	0.6	4.9	3.7
1.83	1.3	0.0	3.0	1.0	1.0	0.7	5.8	4.4
2.14	1.4	0.0	3.4	1.2	1.1	0.8	6.7	5.1
2.45	1.6	0.0	3.9	1.3	1.3	0.9	7.6	5.8
2.75	1.8	0.0	4.3	1.5	1.4	1.0	8.4	6.4
3.06	2.0	0.0	4.7	1.6	1.5	1.0	9.2	7.0
3.36	2.2	0.0	5.1	1.7	1.6	1.1	10.0	7.6
3.67	2.3	0.0	5.4	1.9	1.8	1.2	10.7	8.1
3.98	2.5	0.0	5.8	2.0	1.9	1.3	11.4	8.7
4.28	2.6	0.0	6.1	2.1	2.0	1.4	12.0	9.1
4.59	2.7	0.0	6.3	2.2	2.1	1.4	12.6	9.6
4.89	2.8	0.0	6.6	2.3	2.2	1.5	13.1	9.9
5.20	2.9	0.0	6.8	2.4	2.3	1.5	13.6	10.3
5.50	3.0	0.0	7.0	2.4	2.3	1.6	14.0	10.6
5.81	3.1	0.0	7.2	2.5	2.4	1.6	14.3	10.9
6.12	3.2	0.0	7.3	2.6	2.4	1.7	14.6	11.1
6.42	3.2	0.0	7.4	2.6	2.5	1.7	14.9	11.3
6.73	3.3	0.0	7.5	2.6	2.5	1.7	15.1	11.4
7.03	3.3	0.0	7.6	2.7	2.5	1.7	15.2	11.5
7.34	3.3	0.0	7.6	2.7	2.6	1.8	15.2	11.5
7.65	3.3	0.0	7.6	2.7	2.6	1.8	15.2	11.5
7.95	3.3	0.0	7.5	2.7	2.5	1.8	15.2	11.5
8.26	3.3	0.0	7.5	2.7	2.5	1.7	15.1	11.4
8.56	3.3	0.0	7.4	2.6	2.5	1.7	14.9	11.2
8.87	3.2	0.0	7.3	2.6	2.5	1.7	14.7	11.1
9.17	3.2	0.0	7.1	2.6	2.4	1.7	14.4	10.8
9.48	3.1	0.0	6.9	2.5	2.4	1.6	14.0	10.6
9.79	3.0	0.0	6.7	2.4	2.3	1.6	13.6	10.3
10.09	2.9	0.0	6.5	2.4	2.2	1.5	13.2	9.9
10.40	2.8	0.0	6.2	2.3	2.2	1.5	12.7	9.6
10.70	2.7	0.0	6.0	2.2	2.1	1.4	12.2	9.2
11.01	2.6	0.0	5.7	2.1	2.0	1.4	11.6	8.7
11.31	2.4	0.0	5.3	2.0	1.9	1.3	11.0	8.2
11.62	2.3	0.0	5.0	1.9	1.8	1.2	10.3	7.7
11.93	2.1	0.0	4.7	1.7	1.6	1.1	9.6	7.2
12.23	2.0	0.0	4.3	1.6	1.5	1.0	8.8	6.6
12.54	1.8	0.0	3.9	1.5	1.4	0.9	8.0	6.0
12.84	1.6	0.0	3.5	1.3	1.2	0.9	7.2	5.4
13.15	1.4	0.0	3.1	1.2	1.1	0.8	6.4	4.8
13.46	1.2	0.0	2.7	1.0	1.0	0.7	5.5	4.1
13.76	1.0	0.0	2.2	0.8	0.8	0.5	4.6	3.5
14.07	0.8	0.0	1.8	0.7	0.6	0.4	3.7	2.8
14.37	0.6	0.0	1.4	0.5	0.5	0.3	2.8	2.1
14.68	0.4	0.0	0.9	0.3	0.3	0.2	1.9	1.4
14.98	0.2	0.0	0.5	0.2	0.2	0.1	0.9	0.7
15.29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1561

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 10:43:09 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 10

ANALISIS + FLECHA EN SERVICIO para sección fisurada situación de cargas más desfavorable.

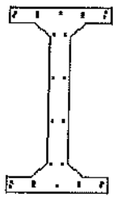
- Sección

Sección : H185DT5FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada

E·I [kN·m²] = 4093845

- Estructura

Longitud [m] = 15.29

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

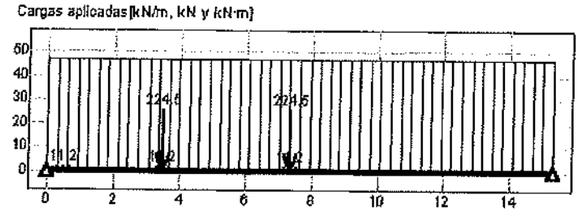
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.523	11.21
3.513	11.21
7.345	11.21
3.513	224.5
7.345	224.5

Cargas distribuidas uniformes :

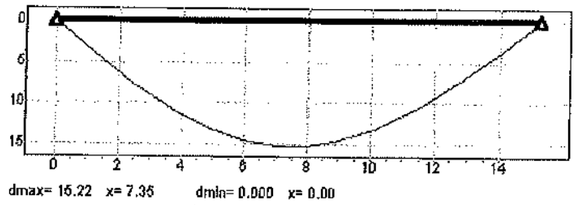
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	17.17
0	15.29	24.82
0	15.29	5

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



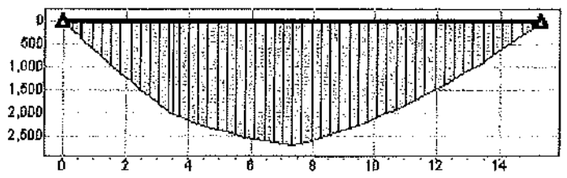
2 Resultados

- Deformada [mm]



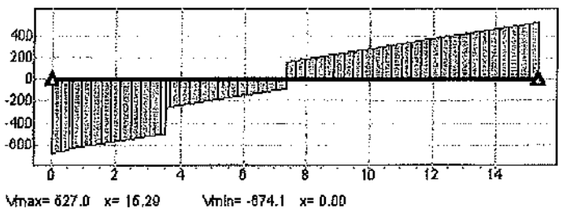
dmax= 15.22 x= 7.35 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 2704.0 x= 7.35 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 627.0 x= 16.29 Vmin= -674.1 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	674.1	527.0
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	3.27	-0.00	-674.10
0.31	1.00	3.26	203.94	-659.73
0.52	1.71	3.25	346.13	-649.52
0.52	1.71	3.25	346.13	-638.31
0.61	1.99	3.24	402.50	-634.15
0.92	2.98	3.20	594.22	-619.78
1.22	3.95	3.15	781.55	-605.41
1.53	4.91	3.09	964.49	-591.04
1.83	5.84	3.01	1143.04	-576.67
2.14	6.74	2.92	1317.18	-562.30
2.45	7.62	2.81	1486.94	-547.93
2.75	8.46	2.69	1652.30	-533.56
3.06	9.26	2.56	1813.27	-519.19
3.36	10.03	2.42	1969.84	-504.82
3.51	10.38	2.35	2044.63	-497.81
3.51	10.38	2.35	2044.63	-262.10
3.67	10.75	2.27	2085.10	-254.74
3.98	11.42	2.11	2160.81	-240.37
4.28	12.04	1.95	2232.12	-226.01
4.59	12.61	1.78	2299.03	-211.64
4.89	13.12	1.60	2361.55	-197.27
5.20	13.59	1.43	2419.68	-182.90
5.50	14.00	1.24	2473.41	-168.53
5.81	14.35	1.06	2522.75	-154.16
6.12	14.64	0.87	2567.70	-139.79
6.42	14.88	0.67	2608.25	-125.42
6.73	15.05	0.48	2644.40	-111.05
7.03	15.17	0.28	2676.16	-96.68
7.34	15.22	0.08	2703.53	-82.31
7.34	15.22	0.07	2704.01	-82.04
7.35	15.22	0.07	2704.01	153.67
7.65	15.21	-0.12	2655.79	167.77
7.95	15.15	-0.32	2602.29	182.14
8.26	15.02	-0.51	2544.39	196.51
8.56	14.83	-0.70	2482.10	210.88
8.87	14.59	-0.88	2415.42	225.25
9.17	14.29	-1.06	2344.34	239.62
9.48	13.94	-1.23	2268.87	253.99
9.79	13.54	-1.40	2189.00	268.36
10.09	13.09	-1.56	2104.74	282.73
10.40	12.59	-1.71	2016.09	297.10
10.70	12.04	-1.86	1923.04	311.47
11.01	11.45	-2.00	1825.60	325.83
11.31	10.82	-2.13	1723.76	340.20
11.62	10.15	-2.26	1617.53	354.57
11.93	9.44	-2.37	1506.90	368.94
12.23	8.70	-2.48	1391.88	383.31
12.54	7.92	-2.58	1272.47	397.68
12.84	7.12	-2.67	1148.66	412.05
13.15	6.29	-2.75	1020.46	426.42
13.46	5.43	-2.83	887.86	440.79
13.76	4.56	-2.89	750.87	455.16
14.07	3.67	-2.94	609.48	469.53
14.37	2.76	-2.98	463.70	483.90
14.68	1.85	-3.01	313.53	498.27
14.98	0.93	-3.02	158.96	512.64
15.29	0.00	-3.03	0.00	527.01

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 22/10/06
Hora: 10:44:27 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 10

ANALISIS ESFUERZOS MAYORADOS

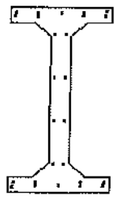
- Sección

Sección : HI85DT5FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.925	1-2	5
2	-0.500	0.925	2-3	2
3	-0.500	0.775	3-4	2
4	-0.250	0.775	4-5	2
5	-0.100	0.625	5-6	4
6	-0.100	-0.625	6-7	2
7	-0.250	-0.775	7-8	2
8	-0.500	-0.775	8-9	2
9	-0.500	-0.925	9-10	5
10	0.500	-0.925	10-11	2
11	0.500	-0.775	11-12	2
12	0.250	-0.775	12-13	2
13	0.100	-0.625	13-14	4
14	0.100	0.625	14-15	2
15	0.250	0.775	15-16	2
16	0.500	0.775	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Homogeneizada
E·I [kN·m²] = 11756346

- Estructura

Longitud [m] = 15.29

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

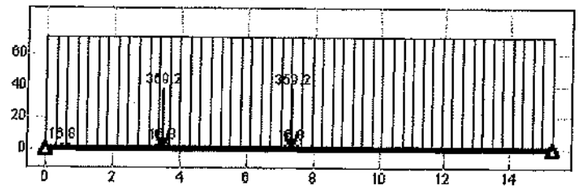
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.523	16.82
3.513	16.82
7.345	16.82
3.513	359.2
7.345	359.2

Cargas distribuidas uniformes :

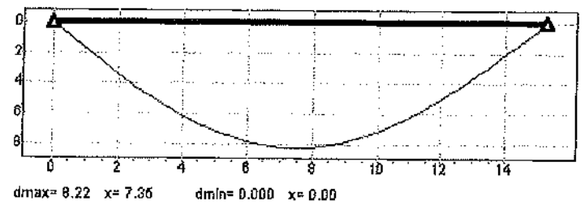
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	15.29	25.76
0	15.29	37.23
0	15.29	8

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



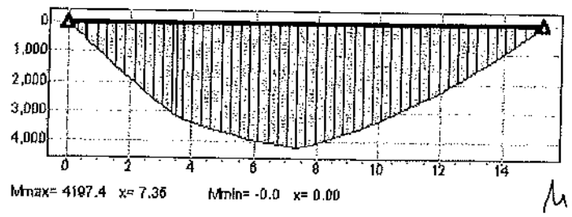
2 Resultados

- Deformada [mm]



dmax= 8.22 x= 7.36 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]

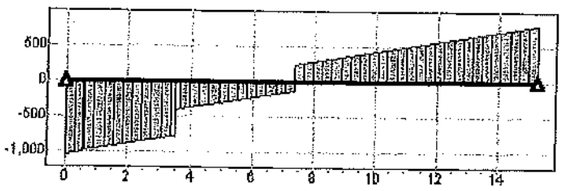


Mmax= 4197.4 x= 7.36 Mmin= -0.0 x= 0.00

M_{max} 4197,4 < M_n 16φ32 = 7559 $_m$

(Ver armado losa 9)

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 810.3 x= 15.29 Vmin= -1044.0 x= 0.00 < Vult lazos φ12/15cm = 1.134,5 KN

(Ver armado losa 9)

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	1044.0	810.3
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

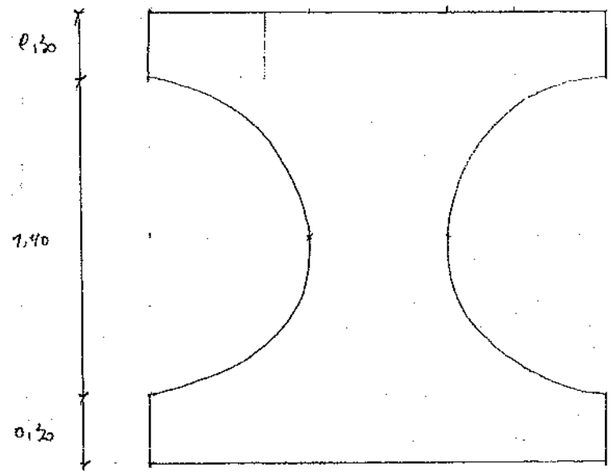
x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	1.77	-0.00	-1043.98
0.31	0.54	1.76	315.93	-1022.27
0.52	0.92	1.75	536.29	-1006.85
0.52	0.92	1.75	536.29	-990.03
0.61	1.08	1.75	623.73	-983.74
0.92	1.61	1.73	921.24	-962.03
1.22	2.13	1.70	1212.11	-940.32
1.53	2.65	1.67	1496.34	-918.61
1.83	3.15	1.62	1773.93	-896.90
2.14	3.64	1.57	2044.89	-875.20
2.45	4.11	1.52	2309.20	-853.49
2.75	4.57	1.45	2566.88	-831.78
3.06	5.00	1.38	2817.92	-810.07
3.36	5.42	1.31	3062.32	-788.36
3.51	5.61	1.27	3179.15	-777.77
3.51	5.61	1.27	3179.15	-401.75
3.67	5.80	1.23	3241.19	-390.63
3.98	6.16	1.14	3357.33	-368.92
4.28	6.50	1.05	3466.83	-347.21
4.59	6.81	0.96	3569.69	-325.51
4.89	7.09	0.87	3665.91	-303.80
5.20	7.34	0.77	3755.49	-282.09
5.50	7.56	0.67	3838.43	-260.38
5.81	7.75	0.57	3914.74	-238.67
6.12	7.90	0.47	3984.40	-216.96
6.42	8.03	0.36	4047.43	-195.25
6.73	8.12	0.26	4103.82	-173.55
7.03	8.19	0.15	4153.57	-151.84
7.34	8.22	0.04	4196.68	-130.13
7.34	8.22	0.04	4197.44	-129.72
7.35	8.22	0.04	4197.44	246.30
7.65	8.21	-0.07	4120.35	267.60
7.95	8.17	-0.17	4035.20	289.31
8.26	8.10	-0.28	3943.41	311.02
8.56	8.00	-0.38	3844.98	332.73
8.87	7.87	-0.48	3739.91	354.44
9.17	7.71	-0.57	3628.21	376.14
9.48	7.52	-0.67	3509.86	397.85
9.79	7.30	-0.76	3384.88	419.56
10.09	7.06	-0.84	3253.26	441.27
10.40	6.79	-0.93	3115.00	462.98
10.70	6.49	-1.01	2970.10	484.69
11.01	6.17	-1.08	2818.56	506.40
11.31	5.83	-1.15	2660.39	528.11
11.62	5.47	-1.22	2495.57	549.81
11.93	5.09	-1.28	2324.12	571.52
12.23	4.69	-1.34	2146.03	593.23
12.54	4.27	-1.39	1961.30	614.94
12.84	3.84	-1.44	1769.93	636.65
13.15	3.39	-1.48	1571.93	658.36
13.46	2.93	-1.52	1367.28	680.07
13.76	2.46	-1.56	1156.00	701.78
14.07	1.98	-1.58	938.07	723.48
14.37	1.49	-1.60	713.51	745.19
14.68	1.00	-1.62	482.31	766.90
14.98	0.50	-1.63	244.48	788.61
15.29	0.00	-1.63	0.00	810.32

1565

Fase 1

tec4
INGENIEROS CONSULTORES

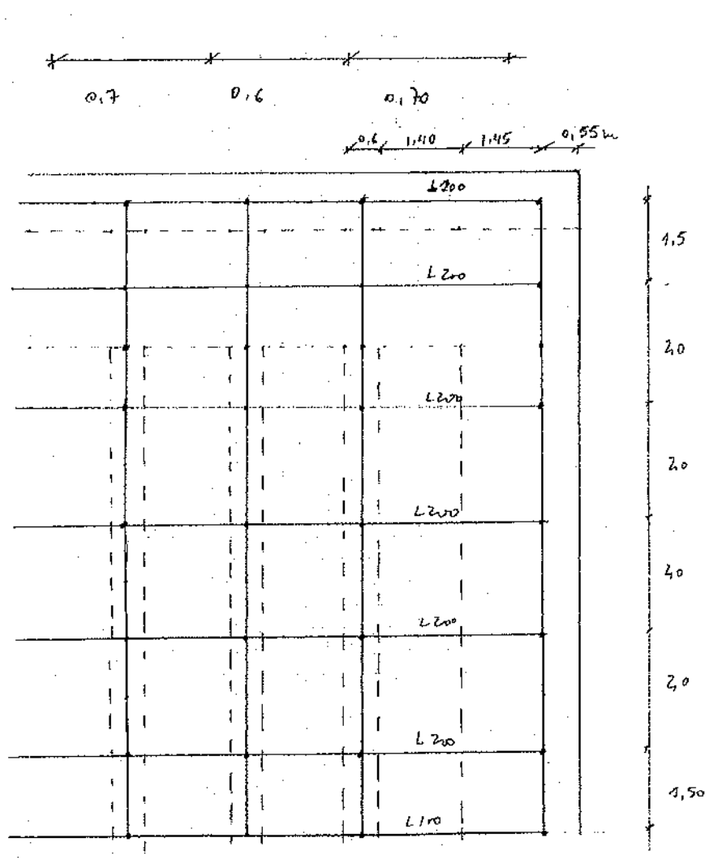
Alternativa geométrica para sección losa 11:



$A = 2,46\ m^2$

$I_Z = 1,1448\ m^4$

$I_Y = 0,52\ m^4$



tec4
INGENIEROS CONSULTORES

Cargas:

- pp losa: 2,5 T/m³ × 1,0 m = 2,5 T/m²
- tierra: 2,0 T/m³ × 1,0 m = 2,0 T/m²
- vía: 1,171 T/m ; x = 4,0 ; y = 16,70
- SC: 0,5 T/m²
- TREN:

$\phi = 1,4 / (\sqrt{22} - 0,2) + 0,82 = 1,14$

$1,21 \times 1,14 \times 25/4,6 = 29,55$ T/m $x_n = 4 \times 1,6 = 6,40$ m

en x_n: 8 T/m × 1,21 × 1,14 = 11,0 T/m

- CARRO: vacío: fuerzas

60_T_CL

60_T_R

60_L_CLV

60_L_CLN

60_L_RV

60_L_RN

Combinaciones:

CP : PES + EMPUJE + TIERRAS + VÍA

CP + S + TR : CP + SC 0,5 T/m² + TREN

CP + S + 60TCL + TR : F + 60TCL

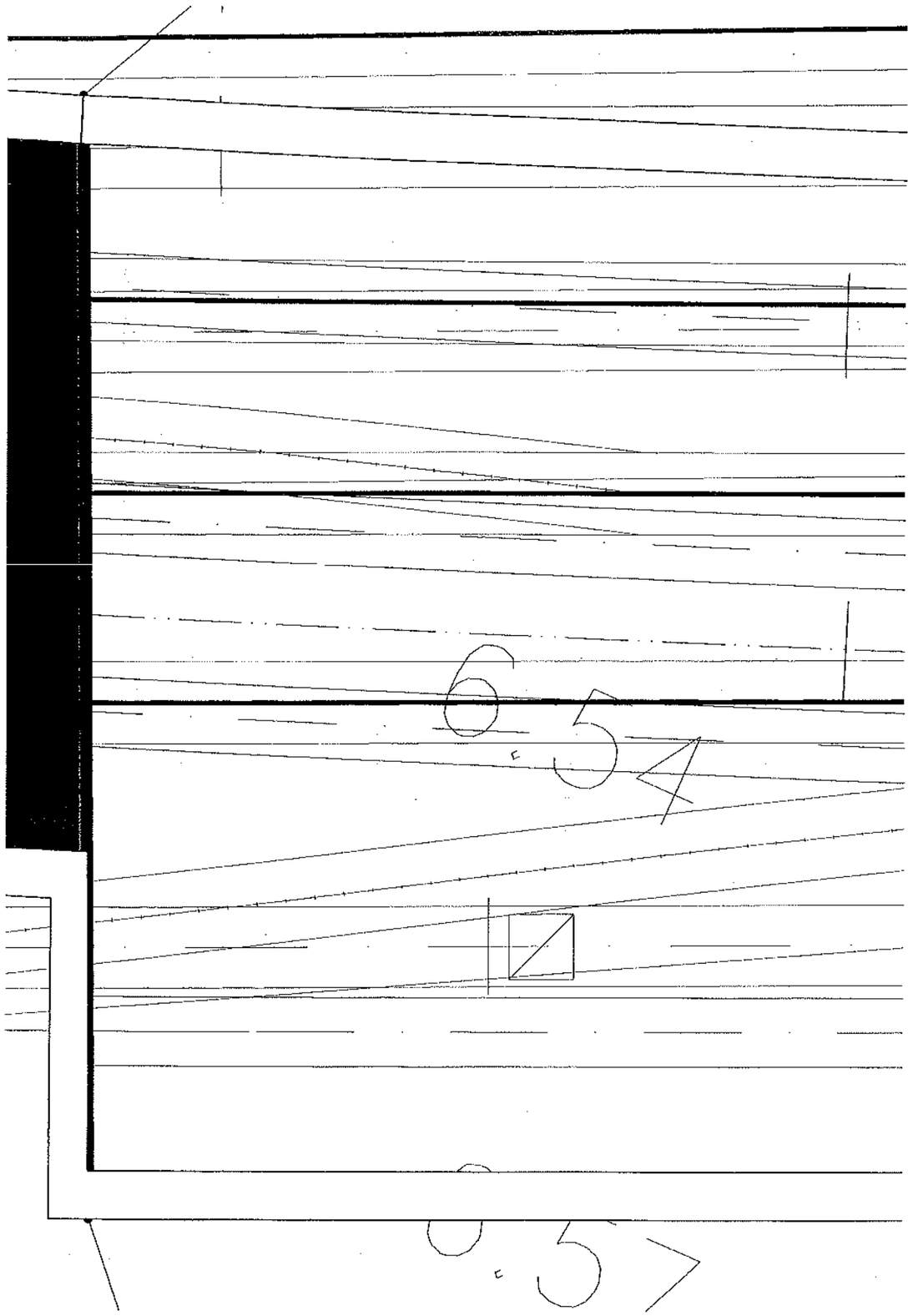
CP + S + 60TR + TR : F + 60TR

CP + S + 60LCLV + TR : F + 60LCLV

CP + S + 60LCLN + TR : F + 60LCLN

CP + S + 60LRV + TR : F + 60LRV

CP + S + 60LRN + TR : F + 60LRN



tec4
INGENIEROS CONSULTORES

Flechas:

Nervio más solicitado:

$M_{g1} = 349,41$ mT

$M_{cp} = 723,176$ mT

$M_{g1+cp+q} = 1171,97$ mT

Viga de borde:

$M_{g1} = 544,31$ mT

$M_{cp} = 1038,19$ mT

$M_{g1+cp+q} = 1836,51$ mT

Valor I_c:

I_{c1} nerv = 1,0132 m^4 → I6 → factor = 1,0

I_{c1} viga = 1,64 m^4 = I6 → factor = 1,0

I_{c3} nerv = 0,5346 m^4 → factor = 0,528

I_{c3} viga = 0,7472 m^4 → factor = 0,456

$E = 3089105,01$ T/m²

$\delta (M_{g1} + M_{g2} + M_q ; EI_{c3})$: losa 11_ circulars_ finst. SDB

δ nerv = 3,53 cms
δ viga = 3,68 cms
} instantáneo + diferido ttl.

$\delta (M_{g1} ; EI_{c1})$: losa 11_ circulars_ Fg1. SDB.

δ nerv = 0,56 cms

δ viga = 0,58 cms

$\delta (M_{cp} ; EI_{c3})$: losa 11 circulars_ finst. SDB

δ nervi = 4,25 cms

δ viga = 2,24 cms

1569

Estat límit últim de flexió:

vna: $Md = 1,6 \cdot 1836,5$ mT $= 2938,4$ mT $\Rightarrow A_{s2} = 14 \phi 32$ en 2,70 cm
$A_{s1} = 403,5$ cm² $= 50,17 \phi 32$ en 2,70m

nervi: $Md = 1,6 \cdot 1172,0 = 1875$ mT $\Rightarrow A_{s2} = 10 \phi 32$ en 2,00m
$A_{s1} = 255,5$ cm² $= 31,77 \phi 32$ en 2,0m

As min mecànica $= 0,04 \cdot Ac / fcd / fyd = 49,067$ cm²/m $= 6,09 \phi 32/m$
As min geomètrica $= 1,8/2 \times 10 \cdot 2 \cdot 3 = 18$ cm²/m $= 5,73 \phi 20/m$

Mu $6\phi 20/m$; $d = 1,90$; $b = 1,0 = 91,27$ mT/m

Estat límit últim de tallant:

vna: $Vd\ (x = 1,20) = 1,6 \times 313,50 = 501,60$ T en 2,70m
$b = 2,0$
$d = 1,80$
$A_s = 50,17 \phi 32 / 2 = 25,085 \phi 32$

$\Rightarrow A_{alst} = 56,52$ cm²/m $= 5,62 \phi 16/0,20 \simeq 3c\phi 16/0,20$

$V_{u1} = 2880$ T $> Vd = 501,60$ T

nervi: $Vd\ (x = 1,80) = 1,6 \cdot 180,377$ T $= 288,60$ T
$b = 0,60$
$d = 1,80$
$A_s = 31,77 \phi 32 / 2 = 15,885 \phi 32$

$\Rightarrow A_{alst} = 36,50$ cm²/m $= 3,63 \phi 16/0,20 = 2c\phi 16/0,20$

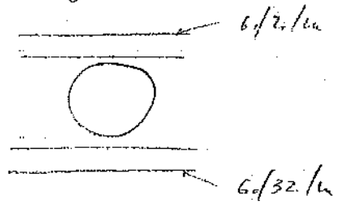
$V_{u1} = 864$ T $> Vd$.

Trasi:

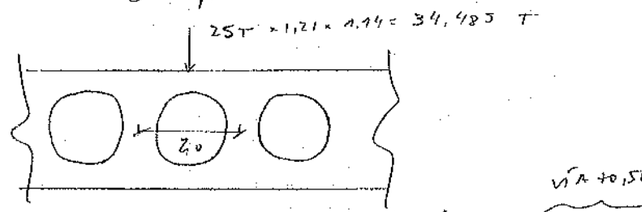
Vna pràcticable al recolzament: $Td = 1,6 \cdot 135,76 = 217,216$ mT
$b = 2,0$m, $d = 1,80$m → $6\phi 20/m$ sup ; $6\phi 32/m$ INF + $1c\phi 16/0,10$ ENT
$\phi 25/0,20$ provisional total

Vna: $Td = 1,6 \cdot 64,6 = 103,36$ mT ; $Md = 373,7$ mT , $VA = 533,31$ T
$b = 2,0$: $5\phi 32/m$ sup / $2 \times 10\phi 32/m$ INF + $1c\phi 16/0,20$ ENT
$d = 1,80$ $\phi 25/0,20$ provisional total + $3c\phi 16/0,20$ INT

Armadura longitudinal (a l'âlma) (a trams):



- càrrega 1: càrrega puntual



$Md = 1,5 \cdot 34,485 \times 2,0 / 4 = 25,86$ mT / ancho $(1,7 + 0,5 = 2,2) = 11,75$ mT/m
$d = 0,25 \Rightarrow A_s = 11,30$ cm²/m $= 5,65 \phi 16/m$

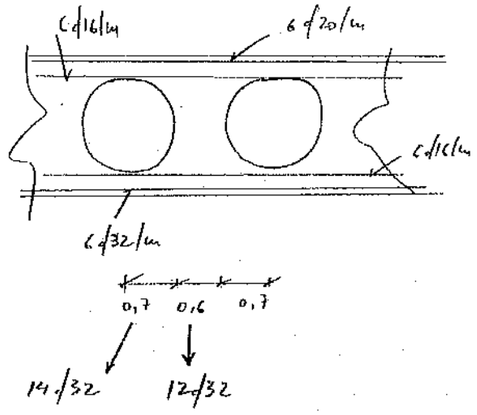
$Vd = 34,485/2 = 17,2425\ T$ en $2,2\ m = 7,84\ T/m$

$As = 6\phi 16/m$

$d = 0,25$

$\Rightarrow A_{s\,16} = 0,0\ cm^2/m$.

- entre 2m : resant :



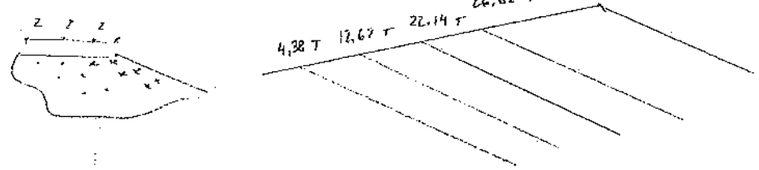
$$Sd = \frac{14\phi 32 \times 5/2,15}{(22/2)} = 44,50\ T/m$$

$S_{d1} = 0,5 \times 0,4 \times \frac{4m}{1,5} = 0,50 = 160\ T/m$ a la traccion.

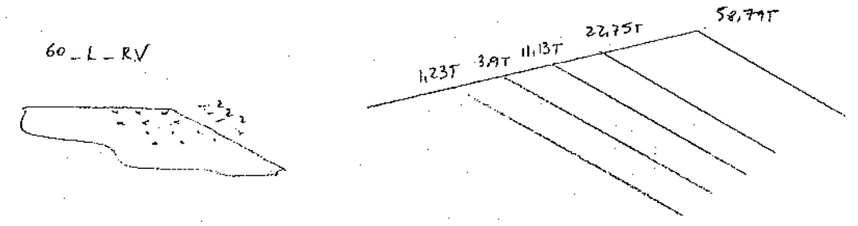
$A_S = 44,5/4 = 11,125\ cm^2/m < 6\phi 20 + 6\phi 16 = 30,91\ cm^2/m$.

REACCIONS CARGAS PELS CARROS GOT

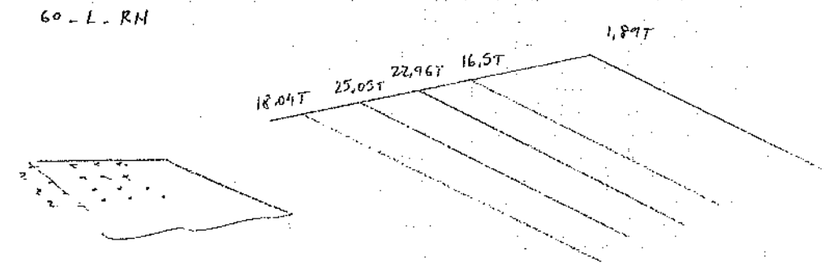
60_T_R



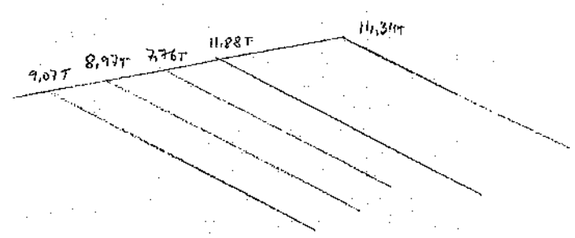
60_L_RV



60_L_RM



60_L_CLM



Per tirar de reacció (hi ha disparat CSC als nervis):
Reacció ½ PESPROPI + TERRES + vid + SC+TR½ + Reacció pilastra
del carro de 60T.

Nervi de vora: $b = 2{,}70$ m

$R_{CP+SC+TREN} = 243{,}42$ T

$R_{CARRO\,60T} = 58{,}79$ T +

$300{,}21$ T en $b = 2{,}70$ m $= 111{,}20$ T/m (sin mayorar).

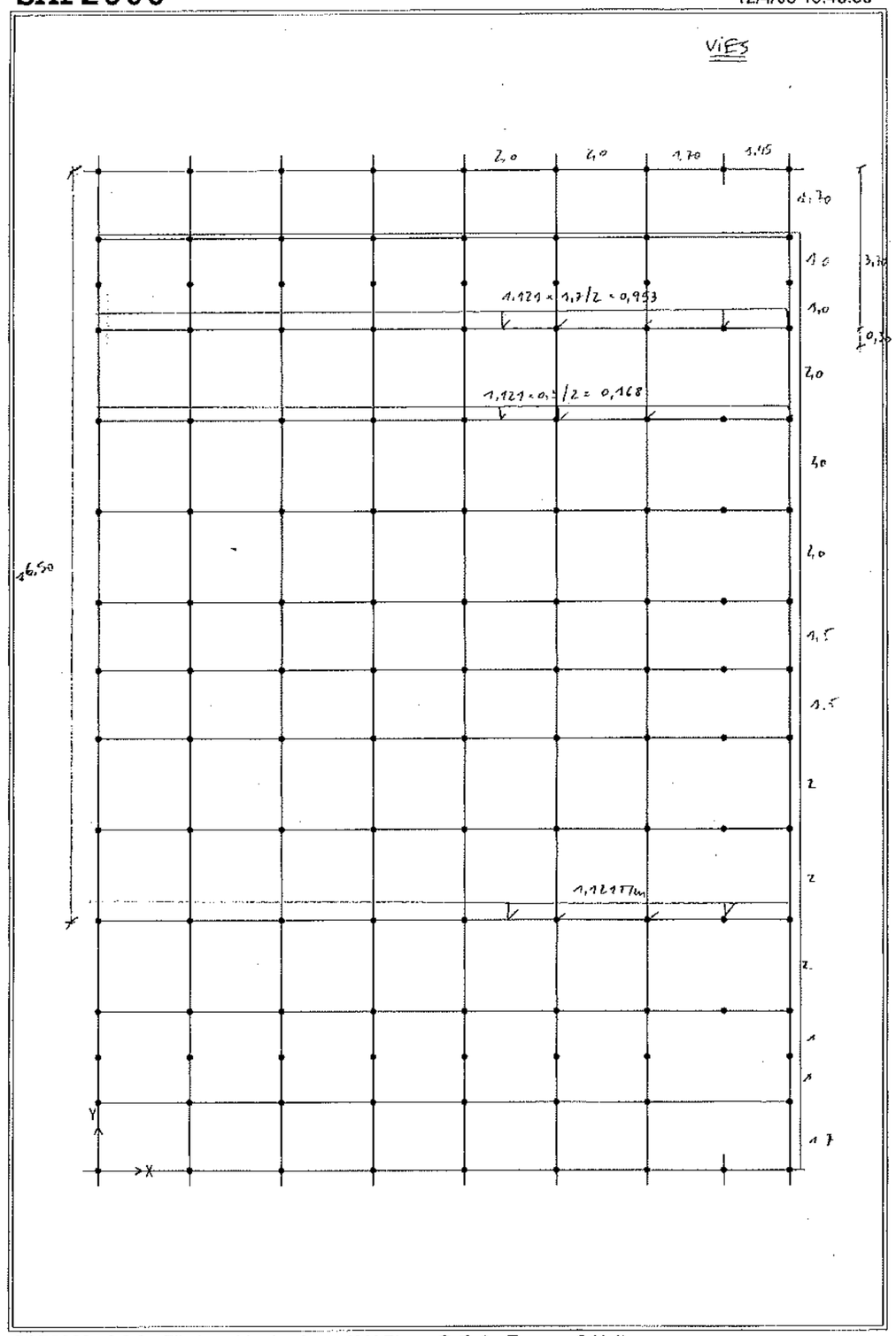
Nervi: $b = 2{,}0$ m

$R_{CP+SC+TREN} = 159{,}35$ T

$R_{CARRO\,60T} = 26{,}68$ T +

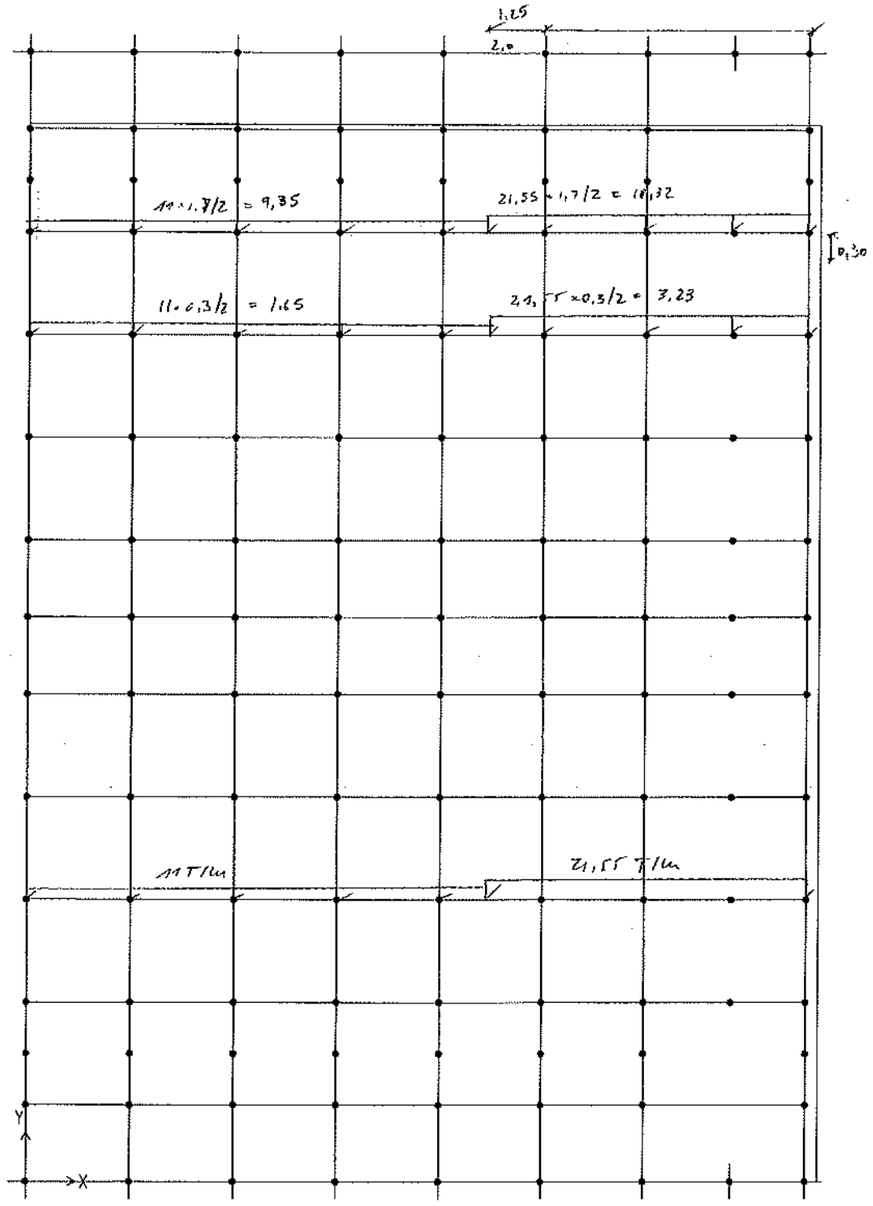
$186{,}03$ T en $b = 2{,}0$ m $= 93{,}015$ T/m (sin mayorar).

SAP2000 12/4/06 16:45:53

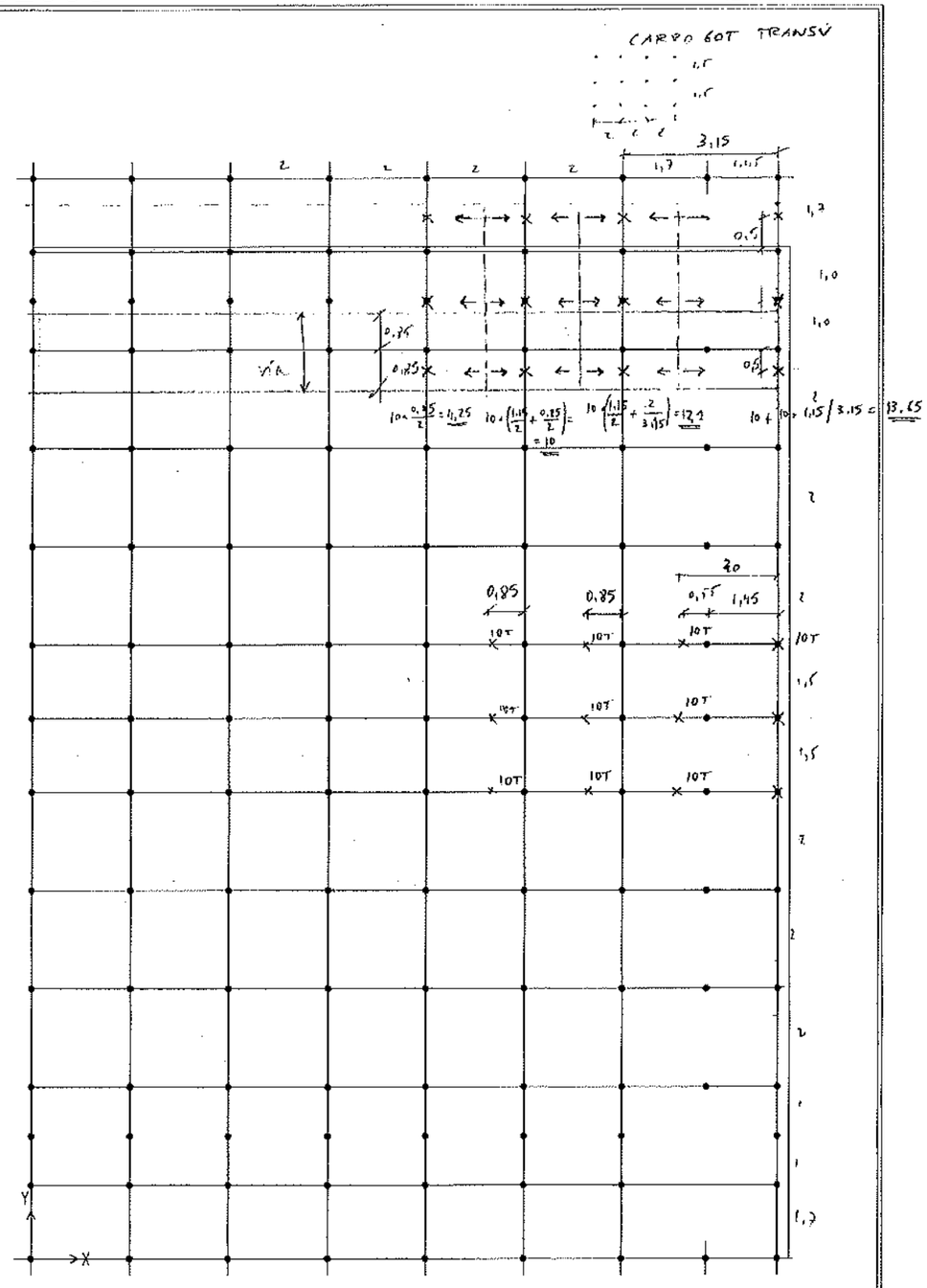


SAP2000 v8.2.3 - File:losa11_circulars - X-Y Plane @ Z=0 - Ton, m, C Units

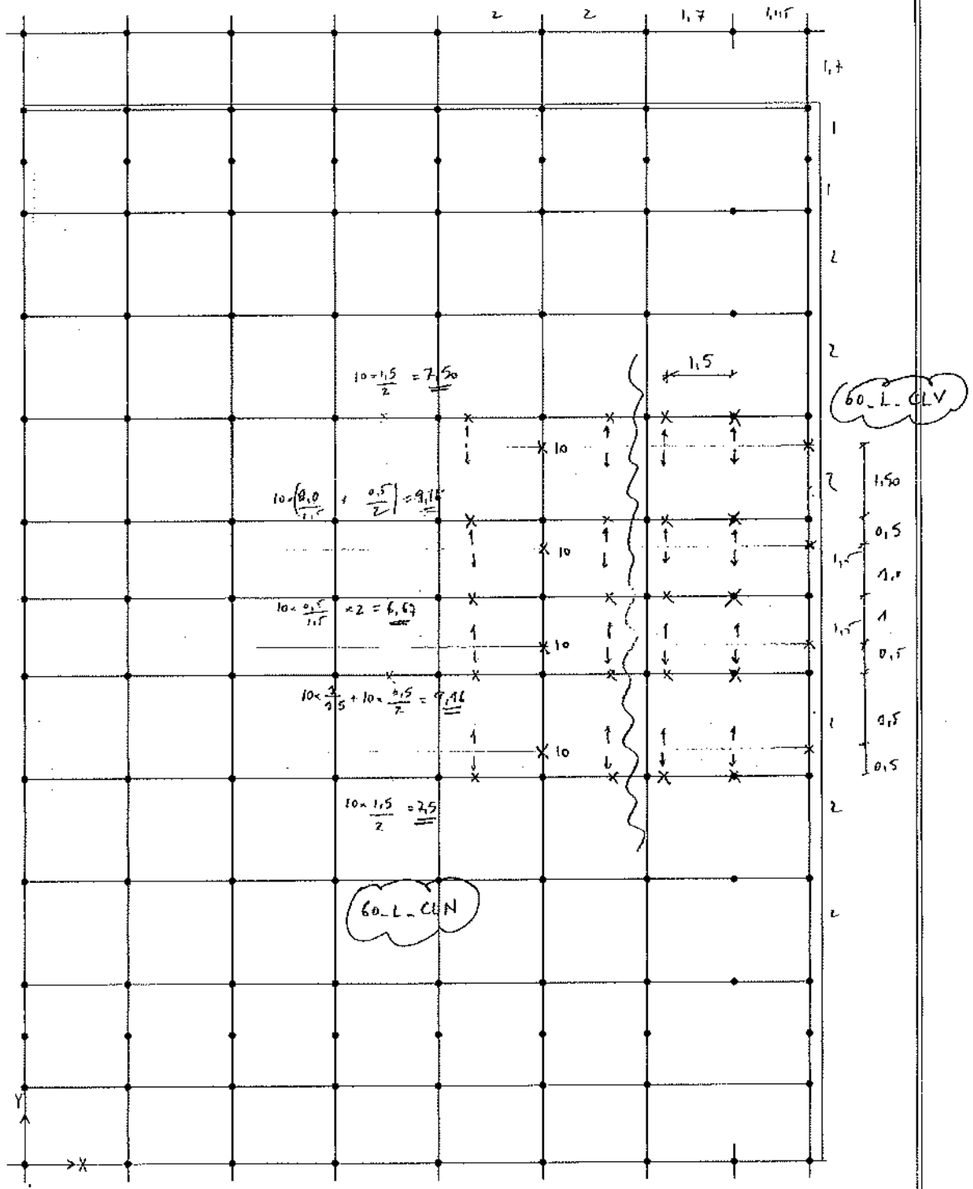
TRENS



CARGO BOT TRANSV

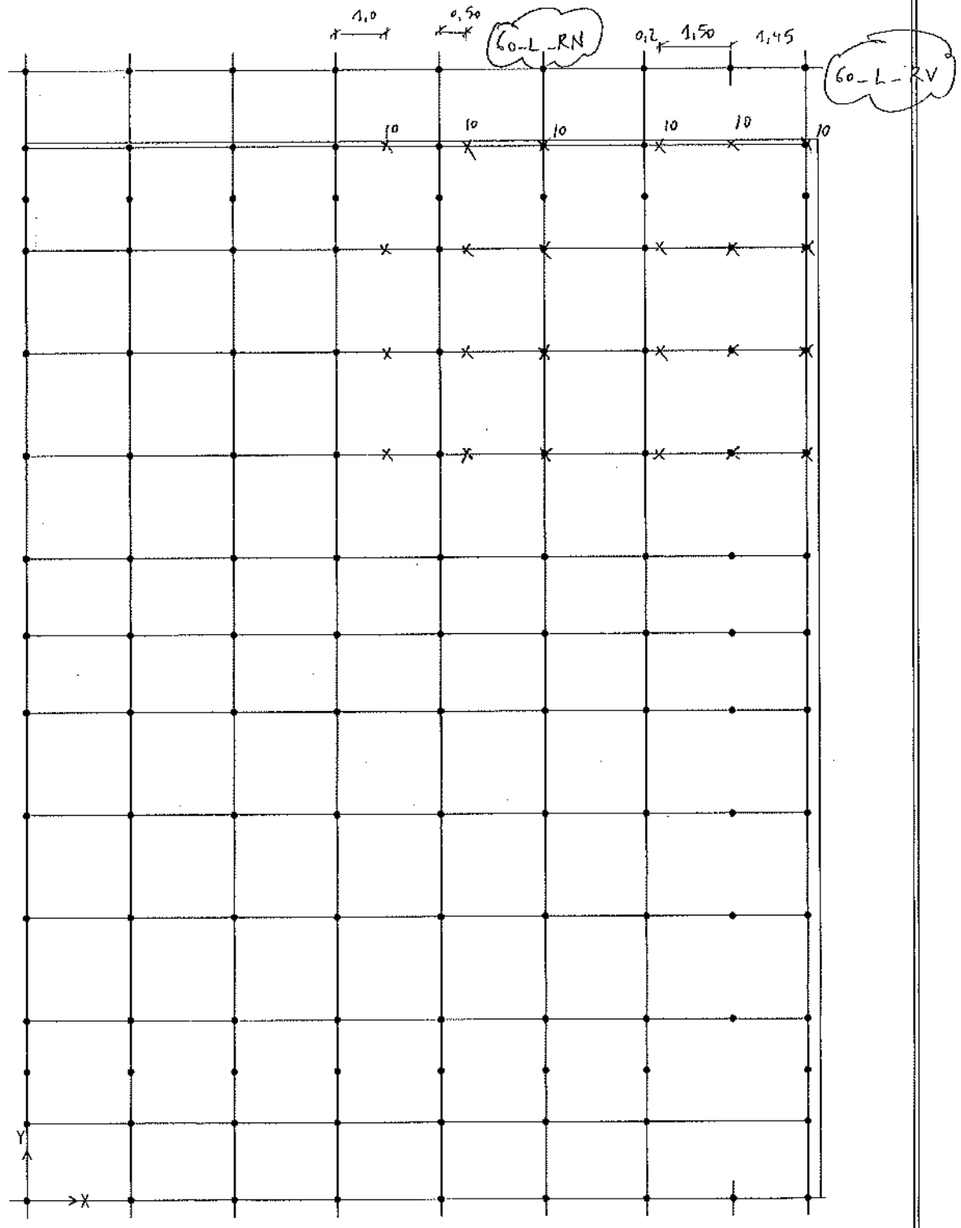


CARRO 60T LONG. M (VISTA i NERVI).



SAP2000 v8.2.3 - File:losa11_circulars - X-Y Plane @ Z=0 - Ton, m, C Units

CARRO 60T LONG. V



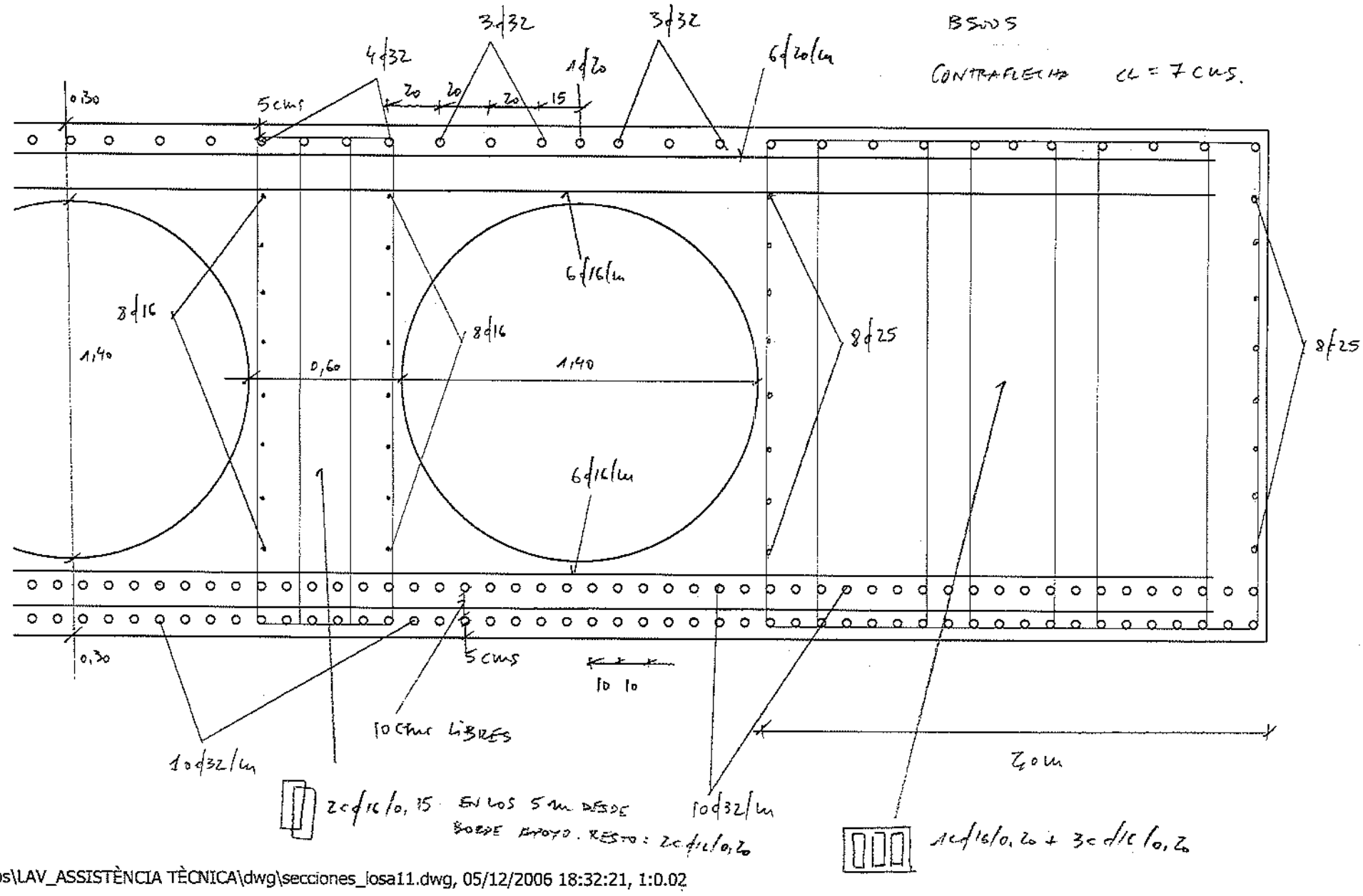
SAP2000 v8.2.3 - File:losa11_circulars - X-Y Plane @ Z=0 - Ton, m, C Units

LOSA 11

HA - 40

BS500S

CONTRAFLECHA CC = 7 CMS.



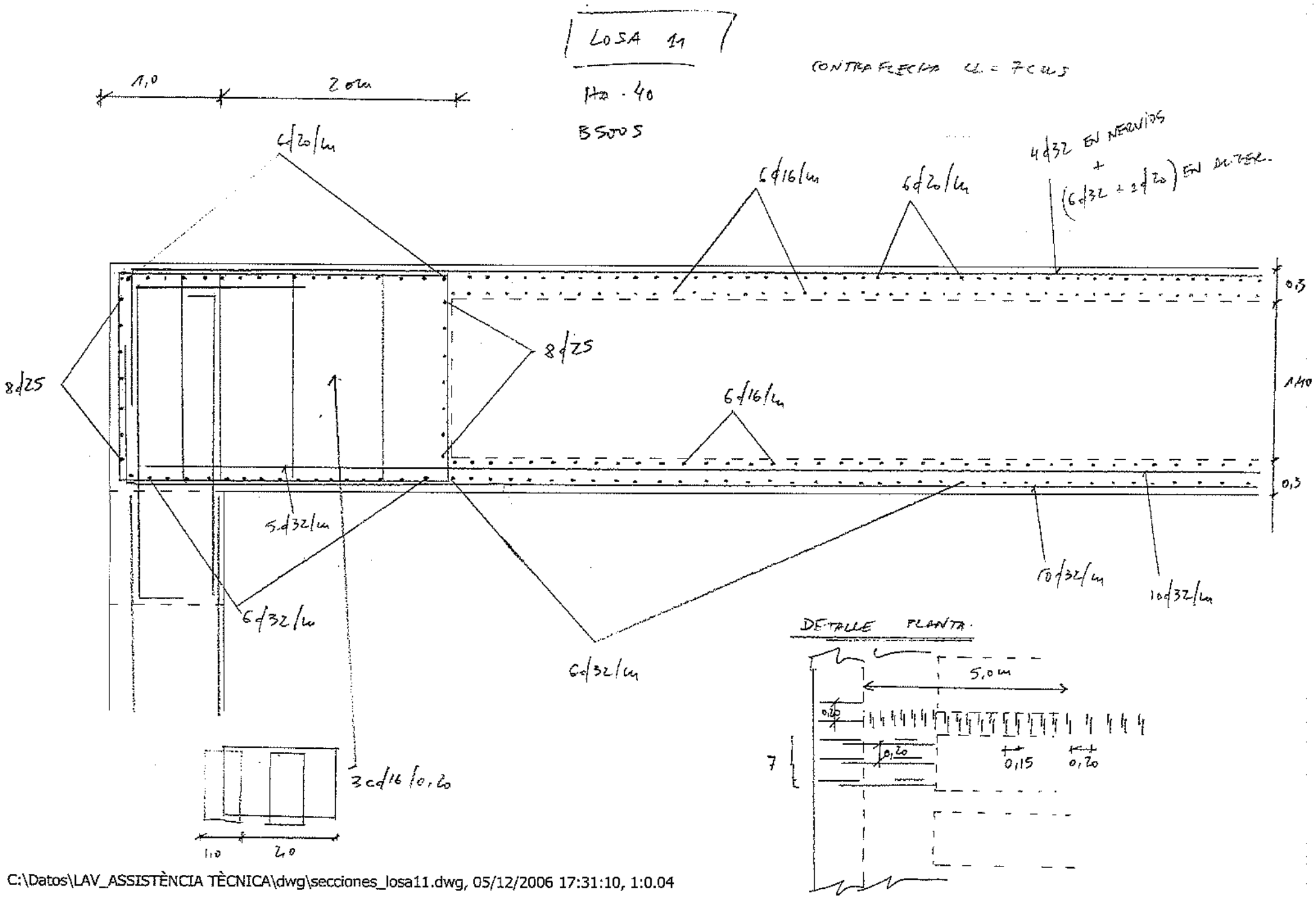
C:\Datos\LAV_ASSISTÈNCIA TÈCNICA\dwg\secciones_losa11.dwg, 05/12/2006 18:32:21, 1:0.02

LOSA 11

HA - 40

BS500S

CONTRAFLECHA CC = 7 CMS



C:\Datos\LAV_ASSISTÈNCIA TÈCNICA\dwg\secciones_losa11.dwg, 05/12/2006 17:31:10, 1:0.04

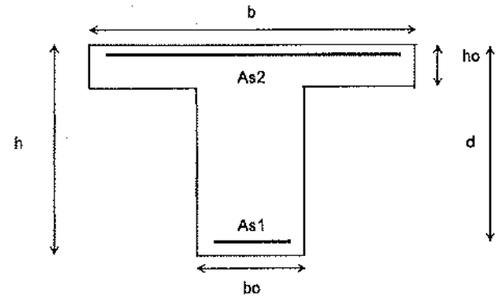
COMPROVACIÓ DE SECCIONS A FLEXIÓ SIMPLE COMPTANT AMB L'ARMADURA DE COMPRESSIÓ

Materials

fck:	4000	T/m2
fyk:	50000	T/m2

Geometria

b:	2	m
h:	2	m
bo:	0.6	m
ho:	0.3	m
d:	1.8	m
d':	0.15	m
As2:	80.42	cm2
As1:	255.5	cm2



BIGA NERVI

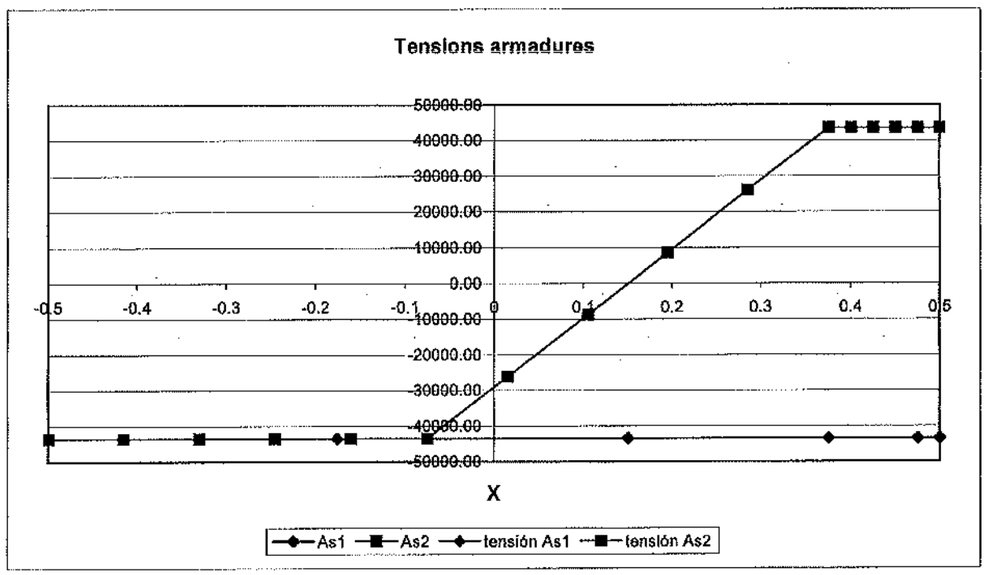
Esforç de càlcul

Md =	1875	mT
Mu =	1876.43	mT

Llei de tensions a les armadures: σs1(X), σs2(X)

Extrems

Xmín:	-0.5	m	Xmín < -0.5d' =	-0.075	m
Xmàx:	0.5	m	Xmàx > màx(h;2.5d') =	0.4	m



Tensions

σs1(X=1.25ho) =	-43478.26	T/m2	X =	0.375	m	tensión As1
σs2(X=1.25ho) =	43478.26	T/m2	X =	0.375	m	tensión As2

Definició de variables

Utc =	1360	T
Uta =	952	T
Us1 =	1110.87	T
Us2 =	349.65	T
Us1e =	1110.87	T
Us2e =	1301.65	T
Uo =	8160.00	T
Uoe =	2448.00	T

Uv =	1360.00	T
Uve =	408.00	T
Ua =	9066.67	T
Uae =	2720.00	T
s1 =	-1	
s2 =	1	
β =	1	

Discussió de casos

CAS 1: Utc + Us1·s1 + Us2·s2 >=0

CAS 1.1) Us1 - Us2 < Uv — **Mu = 1876.431 mT**

CAS 1.2) Uv <= Us1 - Us2 <= 0.5·Uo — Mu = 1883.207 mT

CAS 1.3) 0.5·Uo < Us1 - Us2 — Mu = 4444.811 mT, α = 0.1618

CAS 2: Utc + Us1·s1 +Us2·s2 <0

CAS 2.A) Us1 - Us2 <= 0.425·fcd·bo·d + β·Uta

En aquest cas, es procedeix a comprovar la secció com al cas 1 però amb b=bo i amb Us1e i Us2e com a capacitats mecàniques. La redefinició de b implica canvis en Uo i, al seu torn en Uv i Ua. Les capacitats Utc i Uta no es redefineixen.

CAS 2.A.1) Us1e - Us2e < Uve — Mue = 1843.850 mT

CAS 2.A.2) Uve <= Us1e - Us2e <= 0.5·Uoe — Mue = 1790.936 mT

CAS 2.A.3) 0.5·Uoe < Us1e - Us2e — Mue = 3464.885 mT, α = 0.7728

Mu = 0.00 mT

CAS 2.B) Us1 - Us2 > 0.425·fcd·bo·d + β·Uta

En aquest cas, es procedeix a comprovar la secció com al cas 1 però amb b=bo i amb Us1e i Us2e com a capacitats mecàniques. La redefinició de b implica canvis en Uo i, al seu torn en Uv i Ua. Les capacitats Utc i Uta no es redefineixen.

CAS 2.B.1) Us1e - Us2e < Uve — Mue= 1843.850 mT

CAS 2.B.2) Uve <= Us1e - Us2e <= 0.5·Uoe — Mue = 1790.936 mT

CAS 2.B.3) 0.5·Uoe < Us1e - Us2e — Mue = 3464.885 mT, α = 0.7728

Mu = 0.00 mT

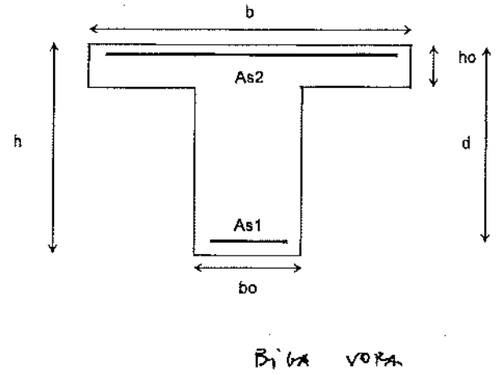
COMPROVACIÓ DE SECCIONS A FLEXIÓ SIMPLE COMPTANT AMB L'ARMADURA DE COMPRESSIÓ

Materials

fck:	4000	T/m2
fyk:	50000	T/m2

Geometria

b:	2.7	m
h:	2	m
bo:	2	m
ho:	0.3	m
d:	1.8	m
d':	0.15	m
As2:	112.6	cm2
As1:	403.5	cm2



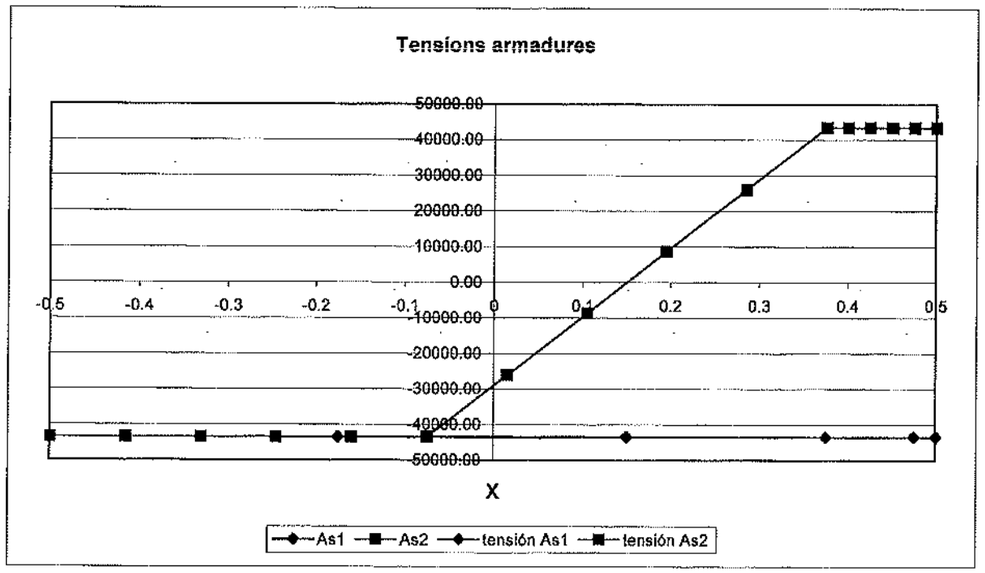
Esforç de càlcul

Md =	2938.4	mT
Mu =	**2941.22**	**mT**

Llei de tensions a les armadures: σs1(X), σs2(X)

Extrems

Xmín:	-0.5	m	Xmín < -0.5d' =	-0.075 m
Xmàx:	0.5	m	Xmàx > màx(h;2.5d') =	0.4 m



Tensions

σs1(X=1.25ho) =	-43478.26	T/m2	X =	0.375 m	tensión As1
σs2(X=1.25ho) =	43478.26	T/m2	X =	0.375 m	tensión As2

Definició de variables

Utc =	1836	T
Uta =	476	T
Us1 =	1754.35	T
Us2 =	489.57	T
Us1e =	1754.35	T
Us2e =	965.57	T
Uo =	11016.00	T
Uoe =	8160.00	T

Uv =	1836.00	T
Uve =	1360.00	T
Ua =	12240.00	T
Uae =	9066.67	T
s1 =	-1	
s2 =	1	
β =	1	

Discussió de casos

CAS 1: Utc + Us1·s1 + Us2·s2 >=0

CAS 1.1) Us1 - Us2 < Uv	**Mu =**	**2941.217**	**mT**
CAS 1,2) Uv <= Us1 - Us2 <= 0.5·Uo	Mu =	2953.699	mT
CAS 1.3) 0.5·Uo < Us1 - Us2	Mu =	6287.788	mT
	α =	0.1859	

CAS 2: Utc + Us1·s1 +Us2·s2 <0

CAS 2.A) Us1 - Us2 <= 0.425·fcd·bo·d + β·Uta

En aquest cas, es procedeix a comprovar la secció com al cas 1 però amb b=bo i amb Us1e i Us2e com a capacitats mecàniques. La redefinició de b implica canvis en Uo i, al seu torn en Uv i Ua. Les capacitats Utc i Uta no es redefineixen.

CAS 2.A.1) Us1e - Us2e < Uve	Mue =	2926.369	mT
CAS 2.A.2) Uve <= Us1e - Us2e <= 0.5·Uoe	Mue =	2944.369	mT
CAS 2.A.3) 0.5·Uoe < Us1e - Us2e	Mue =	5812.599	mT
	α =	0.2860	
	Mu =	0.00	mT

CAS 2.B) Us1 - Us2 > 0.425·fcd·bo·d + β·Uta

En aquest cas, es procedeix a comprovar la secció com al cas 1 però amb b=bo i amb Us1e i Us2e com a capacitats mecàniques. La redefinició de b implica canvis en Uo i, al seu torn en Uv i Ua. Les capacitats Utc i Uta no es redefineixen.

CAS 2.B.1) Us1e - Us2e < Uve	Mue=	2926.369	mT
CAS 2.B.2) Uve <= Us1e - Us2e <= 0.5·Uoe	Mue =	2944.369	mT
CAS 2.B.3) 0.5·Uoe < Us1e - Us2e	Mue =	5812.599	mT
	α =	0.2860	
	Mu =	0.00	mT

1577

Secció en T, doble T o T invertida

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.29996
Ic (annex 9, EHE) = 0.1090229 m4
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.5081231 m4

Valors a tenir en compte:

X = 0.560277286 m comptats des de fibra superior
If = 0.5081231

curvatura $1/r = M/(Ec \cdot If)$
tensió fibra més comprimida de formigó $\sigma c = M \cdot X / If$
tensions a les armadures: $\sigma s1 = n \cdot \sigma c \cdot (d-X)/X$
$\sigma s2 = -n \cdot \sigma c \cdot (X-d')/X$

Mètode general de càlcul de l'obertura de fissura

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$

$\beta =$ 1.7

tipus d'accions
- ○ fissuració per accions indirectes solament
- ◉ casos restants

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As$

c = 0.05 m

ϕ = 0.032 m

☐ grup de barres

32	8.04	cm2
32	8.04	cm2
NO	0	cm2

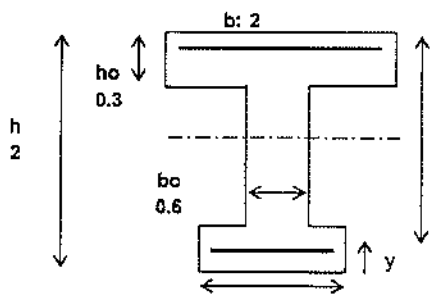
NOTA: prenem el diàmetre màxim de les barres en tracció independentment de la capa on es trobi aquesta barra. En cas de grup de barres es pren el diàmetre de barra equivalent. Aquest valor l'utilitzem pel càlcul de "15·ϕ".

$k_1 =$ 0.125

Cas
- ◉ flexió simple
- ○ tracció simple

Càlcul de la inèrcia fissurada

NERVI



As2 = 80.42 cm2
d' = 0.066 m

10 32	80.42	cm2	1ª capa
0 32	0	cm2	2ª capa
0 32	0	cm2	3ª capa

recobriment superior, c_{sup} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{sup} : 10 cm

$b_{cap\ de\ tracció}$: 2
gruix ala traccionada: 0.3

As1= 321.98 cm2

20 32	160.85	cm2	1ª capa
20 32	160.85	cm2	2ª capa
1 6	0.28	cm2	3ª capa

recobriment inferior, c_{inf} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{inf} : 10 cm

recobriment lateral, c_{lat}: 0 cm
En cas de llosa indefinida escriviu "0" (zero)

Materials:

Es: 21000000 T/m2
Ec: 3000000 T/m2
n = 7

fck : 40 MPa
fyk: 510 MPa

Ma : 1171.97 mT

y 1ª capa = 6.6 cm
y 2ª capa = 19.8 cm
y 3ª capa = 31.7 cm

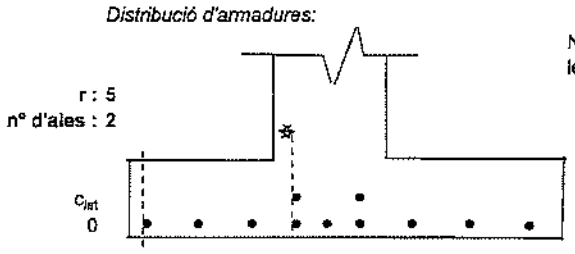
$\delta = ho/d =$ 0.161
$\xi = \delta \cdot (b/bo-1) =$ 0.376
$\rho 1 = As1/(b \cdot d) =$ 0.00861905
$\rho 2 = As2/(b \cdot d) =$ 0.00215275
$\beta = \xi + n \cdot (\rho 1 + \rho 2) \cdot b/bo =$ 0.6273
$\alpha = 2n \cdot (\rho 1 + \rho 2 \cdot d'/d) \cdot b/bo + \xi \cdot \delta =$ 0.4663

$n \cdot \rho_1 <= (\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta))$? Si es compleix cal aplicar les fórmules de secció rectangular; si no unes pròpies per secció en T.
$n \cdot \rho 1 =$ 0.06033335
$(\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta)) =$ 0.01770462 Feu servir les fórmules de secció en T

Secció rectangular o plana

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.28155
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.51475 m4

Distribució d'armadures:



NOTA: La distribució d'armadures ha de ser coherent amb una separació constant de les barres. Al nervi hi haurà 2 barres com a mínim.

altura zona ales = 0.3 m
altura zona nervi = 0.438 m

Dels 20 rodons disposats a 1ª capa n'hi ha 6 al nervi ⟹ 14 a les ales.

Dels 20 rodons disposats a 2ª capa n'hi ha 6 al nervi ⟹ 14 a les ales.

Dels 1 rodons disposats a 3ª capa n'hi ha 0 al nervi ⟹ 1 a les ales.

$Ac_{eficaç}$ nervi = 0.2628 m2 — $Ac_{eficaç}$ ala = 0.42 m2
As nervi= 0.009651 m2 — As ala = 0.022519 m2

$Ac_{eficaç}$ biga doble T ò T invertida= 0.6828 m2
As= 0.03217 m2

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As$ = 0.154 m

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1 - k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4 \cdot \sigma_s/Es$

Es = 21000000 T/m2

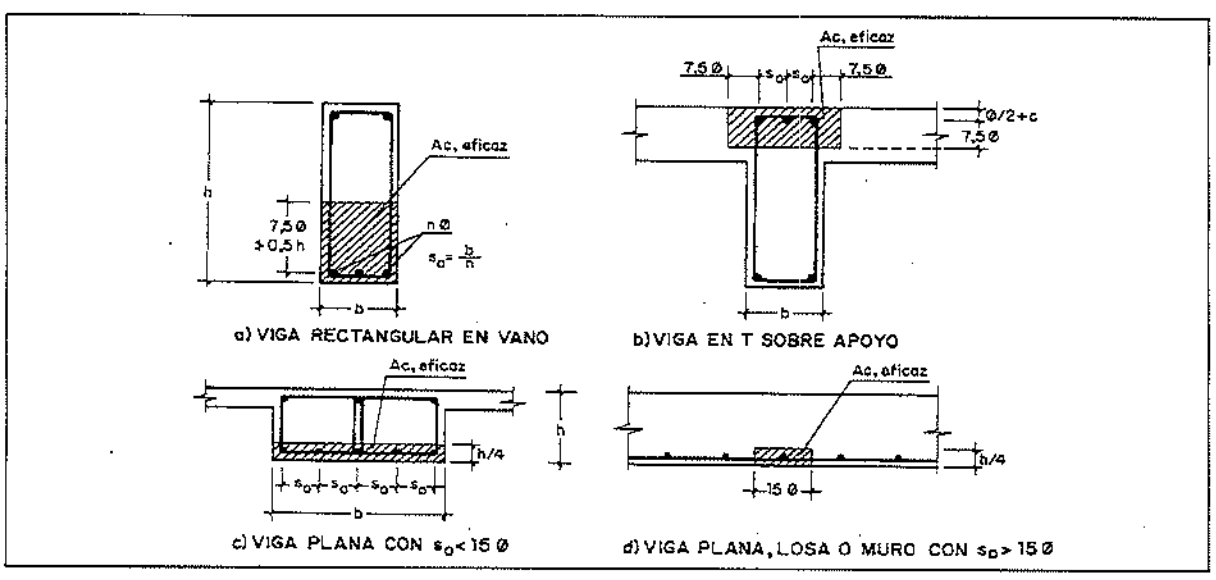
$\sigma_s = n \cdot (M_s \cdot X/If) \cdot (d-X)/X$ = 21110.967 T/m2

k_2 = 0.5

Cas:
- ○ càrrega instantània no repetida
- ◉ casos restants

$s = \min(b_{cap\ de\ tracció}/nº\ de\ \phi\ ;\ 15\phi)$ = 0.1 m

$Ac_{eficaç}$ = 0.6828 m2 amb **As = 0.03217 m2**



Cas
- ○ biga rectangular
- ○ biga plana
- ○ mur, llosa indefinida
- ◉ doble T ò T invertida

Opcions per a bigues planes/murs o llosa:
- ○ altura=h/4
- ◉ altura=min(h/4; yfilai+7,5f)

Comptem els 7,5f des de:
- ○ y fila 1
- ◉ y fila 2
- ○ y fila 3

Càlcul de Aceficaç biga doble T ò T invertida:

L'ample de la secció eficaç serà igual a l'ample del cap de traccions si la separació entre les armadures de la 1ª fila (distància entre eixos) és inferior a 15·ϕ. Si no, l'ample serà 15·ϕ pel nombre de barres interiors de la 1ª fila més (recobriment lateral + ϕ/2 + 7,5·ϕ) per a les barres dels extrems. L'altura de la secció eficaç serà el valor mínim entre ($y_{fila\ i}$ + 7,5·ϕ), gruix de l'ala i h/4 per a la zona fora del nervi; i, pel que fa al nervi, l'altura serà el valor mínim entre ($y_{fila\ i}$ + 7,5·ϕ) i h/2 .

NOTA: el valor de ϕ correspon al del diàmetre de la barra a tracció més grossa (entre les 3 capes) ò el de l'àrea equivalent en cas de grup de barres.

Càlcul de fletxes

Fletxa total = finst + fdif.

finst és la causada per g1+g2+q amb Ie3 corresponent a Ma = Mg1+Mg2+Mq: finst = f(Mg1+Mg2+Mq; Ele3)

fdif és la suma de la fdif deguda a l'increment de fletxa que es produeix des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) ; i la fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa que es produeix a t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2). El terme finst_g2= f(Mg1+Mg2; Ele2) - f(Mg1;Ele1) representa l'increment de la fletxa instantània produïda a t2 per l'aplicació de g2 (inclou l'increment de fletxa produït per g1 per la pèrdua de rigidesa que suposa aplicar g2). El terme fi*= f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2; Ele2) representa l'increment de fletxa deguda a g1+g2 per la pèrdua de rigidesa que suposa l'aplicació de q a l'instant t2+dt.

Fletxa instantània:

Càlcul de la inèrcia equivalent: secció central per a elements recolzats i continus; secció d'arranc a voladius:

$I_e = (M_{fis}/M_a)^3 \cdot I_b + (1 - (M_{fis}/M_a)^3) \cdot I_{fis} <= I_b$

Mg1+Mg2+Mq :	**1171.97**	**mT**			
Mfis =	438.47	mT			
Ib =	1.0132	m4			
If =	0.5081231	m4			
I_{e3} =	**0.5346**	**m4**	⟹	**factor = Ie / Ib =**	**0.528**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{cj} = 10000 \cdot (f_{cm,j})^{1/3}$ per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)

$E_j = 8500 \cdot (f_{cm,j})^{1/3}$ vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació
- ○ Ecj
- ◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)

fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment
- ○ ràpid
- ◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E = 3089105.01 T/m2**

β : 1

$\sigma_{sr} = n \cdot (M_{fis} \cdot X/If) \cdot (d-X)/X$ = 7898.262 T/m2

Mfis = fct,fl · (I_b/y_g) = 438.47 mT

$f_{ct,fl} = 0{,}37 \cdot f_{ck,j}^{2/3}$ = 4.32755 N/mm2

y_g = 1 m

I_b = 1.0132 m4

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1 - k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4 \cdot \sigma_s/Es$ = 0.00093

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$ = 0.243 mm

$\lambda(\infty,t1)$ = **1.354**

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2) = (f(Mg1+Mg2;Ele2) - f(Mg1;Ele1) + f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2;Ele2)) · λ(∞, t2) =(f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1;Ele1)) · λ(∞, t2)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1) i finst(Mg1+Mg2;Ie3):

Els valors de E i Ie1 els acabem de calcular i són:

E = 3089105.01 T/m2
I_{e1} = 1.0132 m4 ⟹ **factor = Ie / Ib = 1**

Com a valors de E i Ie3 podem prendre els ja calculats:

E = 3089105.01 T/m2
I_{e3} = 0.5346 m4 ⟹ **factor = Ie / Ib = 0.528**

Càlcul de $\lambda(\infty,t2)$:

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho2)$

ρ2 = 0.00215275

edat d'aplicació de la càrrega: 1 mes ⟹ ξ(j) = 0.7
ξ(∞) = 2

$\lambda(\infty,t2)$ = 1.174

Valors de fletxa:

instantània:		
finst(Mg1+Mg2+Mq; Ele3) :	**3.53**	**cm**
finst(Mg1; Ele1) :	**0.56**	**cm**
finst(Mg1+Mg2; Ele3) :	**2.25**	**cm**
diferida:		
finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) =	0.76	cm
(finst(Mg1+Mg2;Ele3) - finst(Mg1;Ele1)) ·λ(∞, t2) =	1.98	cm
fdif =	**2.74**	**cm**
f total = f inst + f dif =	**6.27**	**cm**
Llum de càlcul:	**22**	**m** ⟹ **f / L =** **1/350.9**

Fletxa diferida:

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1):

Mg1 :	**349.41**	**mT**
Mfis =	438.47	mT
Ib =	1.0132	m4
If =	0.5081231	m4
I_{e1} =	**1.0132**	**m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** **1**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{oj} = 10000\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$
$E_j = 8500\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$
per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent) vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació: ○ Eoj ◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)
fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment: ○ ràpid ◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E = 3089105.01 T/m2**
β : 1

Càlcul de $\lambda(\infty,t1)$:

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho2)$

ρ2 = 0.00215275

edat d'aplicació de la càrrega: 2 setmanes ⟹ ξ(j) = 0.5
ξ(∞) = 2

Secció en T, doble T o T invertida

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.28706
Ic (annex 9, EHE) = 0.1356673 m4
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.6925669 m4

Valors a tenir en compte:

X = 0.536193633 m comptats des de fibra superior
If = 0.6925669

curvatura 1/r = M/(Ec·If)
tensió fibra més comprimida de formigó σc = M·X / If
tensions a les armadures: σs1 = n·σc·(d-X)/X
σs2 = -n·σc·(X-d')/X

Mètode general de càlcul de l'obertura de fissura

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$

β = 1.7

tipus d'accions
- ○ fissuració per accions indirectes solament
- ◉ casos restants

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As$

c = 0.05 m

ϕ = 0.032 m

☐ grup de barres

32	8.04	cm2
32	8.04	cm2
NO	0	cm2

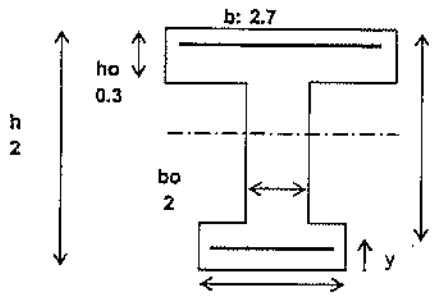
NOTA: prenem el diàmetre màxim de les barres en tracció independentment de la capa on es trobi aquesta barra. En cas de grup de barres es pren el diàmetre de barra equivalent. Aquest valor l'utilitzem pel càlcul de "15·ϕ".

k_1 = 0.125

Cas
- ◉ flexió simple
- ○ tracció simple

Càlcul de la inèrcia fissurada

VIGA BORDE



$b_{cap\ de\ tracció}$: 2.7
gruix ala traccionada: 0.3

As2 = 112.59 cm2
d' 0.066 m
d 1.86788 m

14 32	112.59	cm2	1ª capa
0 32	0	cm2	2ª capa
0 32	0	cm2	3ª capa

recobriment superior, c_{sup} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{sup} : 10 cm

As1= 434.58 cm2

27 32	217.15	cm2	1ª capa
27 32	217.15	cm2	2ª capa
1 6	0.28	cm2	3ª capa

recobriment inferior, c_{inf} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{inf} : 10 cm

recobriment lateral, c_{lat}: 0 cm
En cas de llosa indefinida escriviu "0" (zero)

y 1ª capa = 6.6 cm
y 2ª capa = 19.8 cm
y 3ª capa = 31.7 cm

Materials:

Es: 21000000 T/m2
Ec: 3000000 T/m2
n = 7

fck : 40 MPa
fyk: 510 MPa

Ma : 1836.51 mT

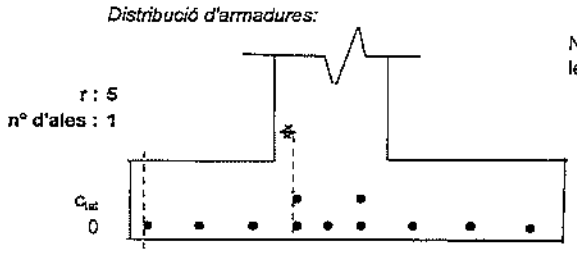
δ = ho/d = 0.161
ξ = δ·(b/bo-1) = 0.056
ρ1= As1/ (b·d) = 0.00861702
ρ2= As2/ (b·d) = 0.00223248
β=ξ+n·(ρ1 + ρ2)·b/bo = 0.1585
α = 2n·(ρ1+ ρ2·d'/d)·b/bo + ξ·δ = 0.1734

$n \cdot \rho_1 <= (\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta))$? Si es compleix cal aplicar les fórmules de secció rectangular; si no unes pròpies per secció en T.
n·ρ1 = 0.06031914
$(\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta))$ = 0.01778823 Feu servir les fórmules de secció en T

Secció rectangular o plana

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.28114
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.69542 m4

Distribució d'armadures:



NOTA: La distribució d'armadures ha de ser coherent amb una separació constant de les barres. Al nervi hi haurà 2 barres com a mínim.

altura zona ales = 0.3 m
altura zona nervi = 0.438 m

Dels 27 rodons disposats a 1ª capa n'hi ha **20** al nervi ⟹ 7 a les ales.

Dels 27 rodons disposats a 2ª capa n'hi ha **20** al nervi ⟹ 7 a les ales.

Dels 1 rodons disposats a 3ª capa n'hi ha **0** al nervi ⟹ 1 a les ales.

$Ac_{eficaç}$ nervi = 0.876 m2
As nervi= 0.03217037 m2

$Ac_{eficaç}$ ala = 0.21 m2
As ala = 0.01125963 m2

$Ac_{eficaç}$ biga doble T ò T invertida= 1.086 m2
As= 0.04343 m2

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As$ = 0.16 m

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1 - k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4 \cdot \sigma_s/Es$

Es = 21000000 T/m2

$\sigma_s = n \cdot (M_s \cdot X/If) \cdot (d-X)/X$ = 24719.038 T/m2

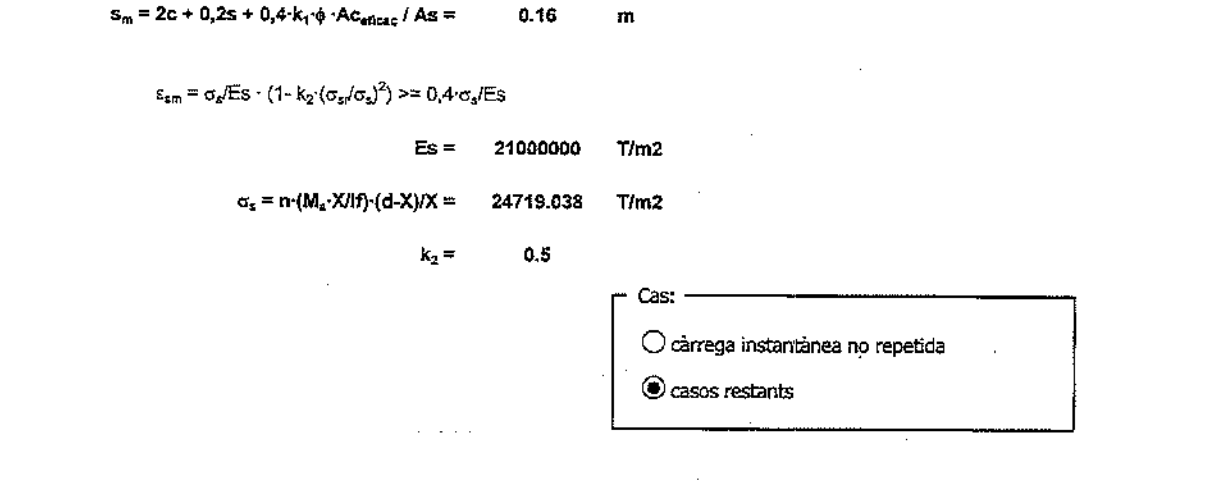
k_2 = 0.5

Cas:
- ○ càrrega instantània no repetida
- ◉ casos restants

11:05 07/12/2006 comprovació_fissuració Inèrcia_fissurada

$s = \min(b_{cap\ de\ tracció}/nº\ de\ \phi\ ;\ 15\phi)$ = 0.1 m

$Ac_{eficaç}$ = 1.086 m2 amb **As = 0.04343 m2**



Cas
- ○ biga rectangular
- ○ biga plana
- ○ mur, llosa indefinida
- ◉ doble T ò T invertida

Opcions per a bigues planes/murs o llosa:
- ○ altura=h/4
- ◉ altura=min(h/4; yfilai+7,5f)

Comptem els 7,5f des de:
- ○ y fila 1 ◉ y fila 2 ○ y fila 3

Càlcul de Aceficaç biga doble T ò T invertida:

L'ample de la secció eficaç serà igual a l'ample del cap de traccions si la separació entre las armadures de la 1ª fila (distància entre eixos) és inferior a 15·ϕ. Si no, l'ample serà 15·ϕ pel nombre de barres interiors de la 1ª fila més (recobriment lateral + ϕ/2 + 7,5·ϕ) per a les barres dels extrems. L'altura de la secció eficaç serà el valor mínim entre ($y_{fila\ i}$ + 7,5·ϕ), gruix de l'ala i h/4 per a la zona fora del nervi; i, pel que fa al nervi, l'altura serà el valor mínim entre ($y_{fila\ i}$ + 7,5·ϕ) i h/2 .

NOTA: el valor de ϕ correspon al del diàmetre de la barra a tracció més grossa (entre les 3 capes) ò el de l'àrea equivalent en cas de grup de barres.

Càlcul de fletxes

Fletxa total = finst + fdif.

finst és la causada per g1+g2+q amb Ie3 corresponent a Ma = Mg1+Mg2+Mq; finst = f(Mg1+Mg2+Mq; Ele3)

fdif és la suma de la fdif deguda a l'increment de fletxa que es produeix des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) ; i la fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa que es produeix a t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2). El terme finst_g2= f(Mg1+Mg2; Ele2) - f(Mg1;Ele1) representa l'increment de la fletxa instantània produïda a t2 per l'aplicació de g2 (inclou l'increment de fletxa produït per g1 per la pèrdua de rigidesa que suposa aplicar g2). El terme fi*= f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2; Ele2) representa l'increment de fletxa deguda a g1+g2 per la pèrdua de rigidesa que suposa l'aplicació de q a l'instant t2+dt.

Fletxa instantània:

Càlcul de la inèrcia equivalent: secció central per a elements recolzats i continus; secció d'arranc a voladius:

$I_e = (M_{fis}/M_a)^3 \cdot I_b + (1- (M_{fis}/M_a)^3)\cdot I_{fis} <= I_b$

Mg1+Mg2+Mq :	**1836.51**	**mT**
Mfis =	709.69	mT
Ib =	1.63993333	m4
If =	0.6925669	m4
I_{e3} =	**0.7472**	**m4**

⟹ **factor = Ie / Ib = 0.456**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{oj} = 10000\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$ per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)

$E_j = 8500\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$ vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació: ○ Eoj ◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)

fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment: ○ ràpid ◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E = 3089105.01 T/m2**

β : 1

11:05 07/12/2006 comprovació_fissuració Inèrcia_fissurada

$\sigma_{sr} = n\cdot(M_{fis}\cdot X/If)-(d-X)/X =$ 9552.278 T/m2

Mfis = fct,fl · (I_b/y_g) = 709.69 mT

$f_{ct,fl} = 0,37\cdot f_{ck,j}^{2/3}$ = 4.32755 N/mm2

y_g = 1 m

I_b = 1.63993333 m4

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1- k_2\cdot(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0,4\cdot\sigma_s/Es =$ 0.00109

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} =$ 0.296 mm

$\lambda(\infty,t1)$ = **1.349**

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2) = (f(Mg1+Mg2;Ele2) - f(Mg1;Ele1) + f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2;Ele2)) · λ(∞, t2) =(f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1;Ele1)) · λ(∞, t2)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1) i finst(Mg1+Mg2;le3):

Els valors de E i Ie1 els acabem de calcular i són:

E = 3089105.01 T/m2

I_{e1} = 1.6399 m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** 1

Com a valors de E i Ie3 podem prendre els ja calculats:

E = 3089105.01 T/m2

I_{e3} = 0.7472 m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** 0.456

Càlcul de $\lambda(\infty,t2)$):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho2)$

$\rho2$ = 0.00223248

edat d'aplicació de la càrrega: 1 mes ⟹ $\xi(j)$ = 0.7, $\xi(\infty)$ = 2

$\lambda(\infty,t2)$= **1.169**

Valors de fletxa:

instantània:		
finst(Mg1+Mg2+Mq; Ele3) :	**3.68**	**cm**
finst(Mg1; Ele1) :	**0.58**	**cm**
finst(Mg1+Mg2; Ele3) :	**2.24**	**cm**
diferida:		
finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) =	0.78	cm
(finst(Mg1+Mg2;Ele3) - finst(Mg1;Ele1)) ·λ(∞, t2) =	1.94	cm
fdif =	**2.72**	**cm**
f total = f inst + f dif =	**6.4**	**cm**
Llum de càlcul:	**22**	**m** ⟹ **f / L =** **1/343.8**

Fletxa diferida:

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1):

Mg1 :	**544.31**	**mT**
Mfis =	709.69	mT
Ib =	1.63993333	m4
If =	0.6925669	m4
I_{e1} =	**1.6399**	**m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** **1**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{oj} = 10000\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$ per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)

$E_j = 8500\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$ vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació: ○ Eoj ◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)

fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment: ○ ràpid ◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E =** **3089105.01** **T/m2**

β : 1

Càlcul de $\lambda(\infty,t1)$):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho2)$

$\rho2$ = 0.00223248

edat d'aplicació de la càrrega: 2 setmanes ⟹ $\xi(j)$ = 0.5, $\xi(\infty)$ = 2

SECCIÓ

NOM VORA

SECCIÓ

h:	2 m
b:	2 m cap de compressió pels càlculs de flexió
bt:	2 m pel càlcul a torsió
bo:	2 m
bw:	2 m pel càlcul a tallant
ho:	2 m altura cap de compressió. No pot ser zero.
d:	1.8 m
d':	0.15 m
c:	0.05 m
ho (secció buida):	0 m gruix de pared de la secció buida real

MATERIALS

fck:	4000 T/m2
fyk:	50000 T/m2
fyd tallant:	40000 T/m2

ESFORÇOS

Md:	723.2 mT
Vd:	533.312 T
Td:	103.36 mT
Nd:	0 T >0 compressió

☑ FLEXIÓ

☑ TALLANT

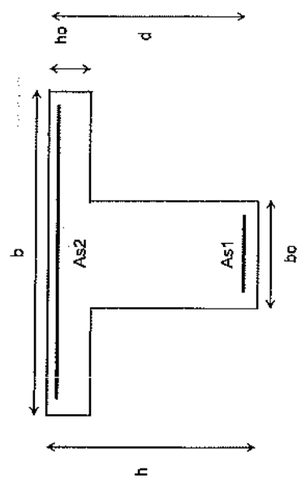
☐ TORSIÓ

☐ FLEXIÓ-TORSIÓ

☐ TORSIÓ-TALLANT

☑ SECCIÓ

12:18 26/06/2007 FLEXIÓ vora_M11_armadures



FLEXIÓ

fck:	4000 T/m2	**fcd=**	2666.67 T/m2
fyk:	50000 T/m2	**fyd=**	43478.26 T/m2
h:	2 m	**d:**	1.8 m
d':	0.15 m		
b:	2 m		
bo:	2 m		
ho:	2 m		
As2:	0 cm2		
Md:	723.2 mT		
y=	0.091 m		

As1= 94.80329602 cm2 ("Armadura_compressió.xls")

1era capa:	20 ϕ 32	As =	160.85 cm2
		s =	0.1 m
2ona capa:	0 ϕ 32	As =	0.00 cm2
		s =	-1.9 m
3era capa:	0 ϕ 32	As =	0.00 cm2
		s =	-1.9 m
4a capa:	0 ϕ 32	As =	0.00 cm2
		s =	-1.9 m
5a capa:	0 ϕ 25	As =	0.00 cm2
		s =	-1.9 m

armadura col·locada = 160.85 cm2 **OK!** altura cap de traccions = 0.05 m

separació entre capes: 0.1 m ⟹

jordir 1/1

TALLANT

Dades generals

bw (m):	**2**	m
d (m):	1.8	m
fck (T/m2):	**4000**	**T/m2**
fyd (T/m2):	**40000**	**T/m2**

Tallant de càlcul

Vd :	**533.312**	**T**
Nd :	**0**	**T (>0 compressió)**

Tallant d'esgotament per compressió a l'ànima

$\delta'_{cd} = N_d/A_c =$	0	T/m2
$K = 5/3*(1+\delta'_{cd}/f_{cd}) =$	1	

$V_{u1} = K*f_{1cd}*b_0*d/2 =$ **2880 T** **OK!**

Armadura longitudinal traccionada

nϕ :	**25**	ϕ 32	As =	201.062 cm2
ρ =	0.0056			
ξ =	1.3333			

Contribució del formigó

Vcu (T)= 135.188 T

Tallant últim sense armadura transversal

Vu* Aα/st=0 =	324.450 T	FS:	1.6
Vu Aα/st=0 =	101.391 T		

Armadura transversal necessària

Aα/st =	**61.439**	**cm2/m**	
st :	**0.2**	**m**	ϕ 16
nϕ estrictes=	6.111 ⟹	nϕ =	7

Tallant últim resistent

Vu*2 =	**591.196**	**T**
Vu2 =	369.498	T

TORSIÓ SECCIONS RECTANGULARS

Dades generals

h (m):	2	m
bt (m):	2	m
c (m):	**0.05**	**m**
ho (m):	**0**	**m**
he (m) =	0.500	m
Ae (m2) =	2.250	m2
ue (m) =	6.000	m

Estreps

- (•) estreps al perímetre exterior
- ( ) estreps als perímetres interior i exterior

α : **1.2**

Materials

fck (T/m2):	**4000**
fyk (T/m2):	**50000**

Torsor de càlcul

Td (mT): **103.36 mT**

Torsor d'esgotament de les bieles a compressió

Tu1 = **1080.00 mT** **OK!**

ESTREPS AL PERÍMETRE EXTERIOR DE LA SECCIO BUIDA EFICAÇ

Armadura transversal

At/st (cm2/m) = 5.742222222 cm2/m

st (m): **0.15 m**

ϕ 10

nϕ estricte = 1.097 ⟹ nϕ = 2

Armadura longitudinal

As (cm2) = 31.697 cm2

armadures cares superior i inferior

8 ϕ 12 — As = 18.10 cm2 totals a les dues cares; s = 0.27 m

armadura cares laterals

7 ϕ 12 — As = 15.83 cm2 totals a les dues cares; s = 0.24 m

armadura longitudinal = 33.93 cm2 **OK!**

INTERACCIÓ FLEXIÓ i TORSIÓ

Armadura a la zona traccionada a flexo-compressió

altura traccions= 1.88625 m
As flexió = 94.80 cm^2

At inf_per_ext= 9.05 cm^2
At inf_per_int= 0.00 cm^2
At lat_per_ext= 15.834 cm^2
At lat_per_int= 0 cm^2

armadura total = 119.68 cm^2

1era capa: 20 ϕ 32 As = 160.85 cm2, s = 0.1 m

2ona capa: 0 ϕ 32 As = 0.00 cm2, s = -1.9 m

3era capa: 0 ϕ 32 As = 0.00 cm2, s = -1.9 m

4a capa: 0 ϕ 32 As = 0.00 cm2, s = -1.9 m

5a capa: 0 ϕ 20 As = 0.00 cm2, s = -1.9 m

armadura col·locada = 160.85 cm2 OK!
separació entre capes: 0.1 m ⟹ altura cap de traccions = 0.05 m

Armadura a la zona comprimida a flexo-compressió

A la zona comprimida per flexo-compressió, si la capacitat mecànica de les armadures necessàries per torsió és inferior a l'esforç de compressió del formigó per efecte de la flexo-compressió, no caldrà afegir armadures de torsió. En cas contrari, caldrà afegir la diferència d'ambdós valors.

Cd = 412.53 T

y = 0.09 m
At sup_per_ext= 9.05 cm2
At sup_per_int= 0.00 cm2
At lat_per_ext= 0.000 cm2

At lat_per_int= 0 cm2

armadura total= 9.05 cm2
U At zona comprimida f-c = 39.338 T

At zona comprimida f-c = No cal afegir armadura de torsió a la zona comprimida per flexo-compressió

Compressions al formigó

$\sigma_{cd} < 0.6 \cdot f_{1cd}$ on $\sigma_{cd} = \sigma_{md}/2 + [(\sigma_{md}/2)^2 + \tau_{td}^2]^{0.5}$
amb
$\tau_{td} = Td / (2 \cdot Ae \cdot he)$
$\sigma_{md} = Md/(he \cdot b \cdot (d - he/2))$: prenem la secció buida i suposem distribució uniforme a la pared considerada.

Càlcul de τtd:

τtd = 45.938 T/m2

Càlcul de σmd:

Md = 723.2 mT
he = 0.5 mT
bt = 2 mT
d = 1.8 mT

σmd = 466.58 T/m2 OK!
0.85·fcd = 2266.6695 T/m2

Càlcul de σcd:

σcd = 471.06 T/m2 **OK!**
α·f1cd = 1920.0024 T/m2

Com que els esforços de flexió concomitants amb els de torsió són inferiors als de dimensionament per flexió, els valors de smd així obtinguts seran inferiors als utilitzats pel dimensionament a flexocompressió (0.85·fcd); i així, quedarà una reserva per suportar les tensions produïdes per la torsió.

INTERACCIÓ TALLANT i TORSIÓ
Armadura transversal

Aα/st = 61.439 cm2/m
At/st (cm2/m) = 5.742 cm2/m

Armadura perimetral (exterior i interior (si s'escau) i amb estreps tancats)

2 φ 16

st (m) : 0.2 m
At/st = **20.106 cm2/m** **OK!**

Armadura no perimetral

6 φ 16

st (m) : 0.2 m
At/st = **60.319 cm2/m** **OK!**

Compressions al formigó

$(Td / Tu1)^{\beta} + (Vd / Vu1)^{\beta} <= 1$ on $\beta = 2\cdot(1 - he/b)$

β = 1.500
$(Td/Tu1)^{\beta} + (Vd/Vu1)^{\beta}$ = 0.109 OK!

SECCIÓ

NOM VORA PARAL·LELA AL RECOLZAMENT

SECCIÓ

h:	2 m
b = b1:	2 m
bo = b2:	2 m
bw:	2 m
ho = y1:	0 m
di:	1.8 m
d':	0.15 m
c:	0.05 m
ho (secció buida):	0 m

MATERIALS

fck:	4000 T/m2
fyk:	50000 T/m2
fyd tallant:	40000 T/m2

ESFORÇOS

Md:	64 mT
Vd:	64 T
Td:	217.216 mT
Nd:	0 T >0 compressió

- ☐ FLEXIÓ
- ☐ TALLANT
- ☑ TORSIÓ
- ☐ FLEXIÓ-TORSIÓ
- ☐ TORSIÓ-TALLANT
- ☑ SECCIÓ

14:51 05/12/2006 SECCIÓ Armadures

TORSIÓ SECCIONS RECTANGULARS

Dades generals

h (m):	2 m
b (m):	2 m
c (m):	**0.05 m**
ho (m):	**0 m**
he (m) =	0.500 m
Ae (m2) =	2.250 m2
ue (m) =	6.000 m

Estreps

(•) estreps al perímetre exterior

( ) estreps als perímetres interior i exterior

α : 1.2

Materials

fck (T/m2):	**4000**
fyk (T/m2):	**50000**

Torsor de càlcul

Td (mT): 217.216 mT

Torsor d'esgotament de les bieles a compressió

Tu1 = 1080.00 mT OK!

ESTREPS AL PERÍMETRE EXTERIOR DE LA SECCIÓ BUIDA EFICAÇ

Armadura transversal

At/st (cm2/m) = 12.06755556 cm2/m

st (m): 0.2 m

φ 16

n φ estricte = 1.200 ⟹ n φ = 2

Armadura longitudinal

As (cm2) = 66.613 cm2

armadures cares superior i inferior

6 φ 20 As = 37.70 cm2 totals a les dues cares

s = 0.38 m

armadura cares laterals

10 φ 25 As = 98.17 cm2 totals a les dues cares

s = 0.17 m

armadura longitudinal = 135.87 cm2 OK!

1. ANTECEDENTES

Referencia: 623
Fecha: Agosto 2007
Nombre de la obra: Estación AVE Prat

La presente Memoria de Cálculo se refiere al proyecto de cálculo de la Losa Pozo Bombeo del modulo 11, mediante losa de hormigón armado, a la comprobación y al proyecto del refuerzo de la cubierta del Modulo 11 en el tramo con el pozo.

2. DESCRIPCIÓN

La cubierta del modulo 11 está formada por una losa de 2,00m de canto con aligeradores, hasta 2,00m de los apoyos en las pantallas, y una losa maciza de conjunción entre las vigas y las pantallas.

La cubierta del pozo, que será ejecutada poniendo junta de dilatación con la cubierta del Modulo 11, está formada por una losa de 1,00m de canto y se apoyará a las pantallas del pozo por medio de anclajes.

3. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón..... HA-40/B/20/I (fck=40 N/mm²)

Acero corrugado:

Acero en forjados..... B 500 S (fyk= 500 N/mm²)

4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

4.1 Coeficientes de seguridad para materiales

Hormigón Armado:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_s= 1.15
Coeficiente de seguridad del hormigón.....γ_c= 1.50

4.2 Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.60
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes....1.50
Coeficiente de seguridad para combinatorias..... 0.60

5. ACCIONES

Se han considerados diferentes acciones para las dos losas.

Losa cubierta Modulo 11

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra, por las vías y sobrecargas.
Las vías y las sobrecargas debida a los trenes han sido consideradas aplicada como carga lineales en el centro de la vía.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 2.00m de canto
PLV = peso propio viga losa cubierta, 2.04m² de sección
Q1 = 20 kN/m² (carga permanente producida por 1.00m de tierra)
Q2 = 11.20 kN/m (carga permanente lineal debida a las traviesa y los carriles, 9.56kN/m+1.56kN/m)
F1 = 215.5 kN/m dentro de 6.4m y 110 kN/m en resto (sobrecarga lineal debida al tren)
F2 = 15 kN/m² (sobrecarga de trafico)
F3 = 5kN/m² (sobrecarga de uso)

En cima de la cubierta del modulo 11 pasan dos vías, se ha considerado las cargas de los trenes aplicadas de manera mas desfavorable para la cubierta, o sea considerando la carga mayor, 215.5 kN/m, aplicada en la zona con el pozo.

Combinaciones:

ELU
CPQF1AF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.50 + F1·1.60 + F2·1.60 + F3·1.6

EL
ACPQF1AF2 = (LOAD+PLV+Q1+Q2)·1.0 + F1·1.0 + F2·1.0 + F3·1.0

Losa pozo bombeo

Las acciones que se han considerado son las producidas por el peso propio, cargas producidas por la capa de tierra, y sobrecargas.

LOAD 1= peso propio losa maciza de 1.00m de canto
Q1 = 40 kN/m² (carga permanente producida por 2.00m de tierra)
F2 = 30 kN/m² (sobrecarga de trafico)
En el hueco se ha considerado actuante una carga concentrada de 100kN

Combinaciones:

ELU
CPQF1AF2 = (LOAD +Q1)·1.50 + F2·1.60

ELE
ACPQF1AF2 = (LOAD +Q1)·1.0 + F2·1.0

amatria
ingeniería

6.- ANÁLISIS

El análisis se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAFE en su versión 7.2 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

La cubierta ha sido modelizado con dos tipos de elementos shell: el primero, para modelizar el tramo con aligeradores, el segundo para la losa maciza.

Para el elemento con aligeradores, se han considerados elementos shell de la misma rigidez flexional, en el sentido longitudinal de la sección doble T resultante considerando los aligeradores; y una rigidez flexional igual a cero, en el sentido transversal.

Los elementos shell del elemento macizo han sido considerados con las mismas caracteristicas de la sección rectangular de 2.00m de canto.

Se han estudiado las deformaciones instantáneas y a tiempo indefinido, con sección fisurada. Se han determinado, por tanto, las deformaciones instantáneas y las diferidas.

7. RESULTADOS

Se ha considerado una luz de la cubierta del modulo 11 de 22.30m y las cargas debida a las vías de los trenes han sido aplicadas a las siguientes distancias:

Distancias entre vías y borde izquierdo:

1. 4.00m
2. 16.50m

Se muestran los diagramas y los valores de cálculos utilizados.

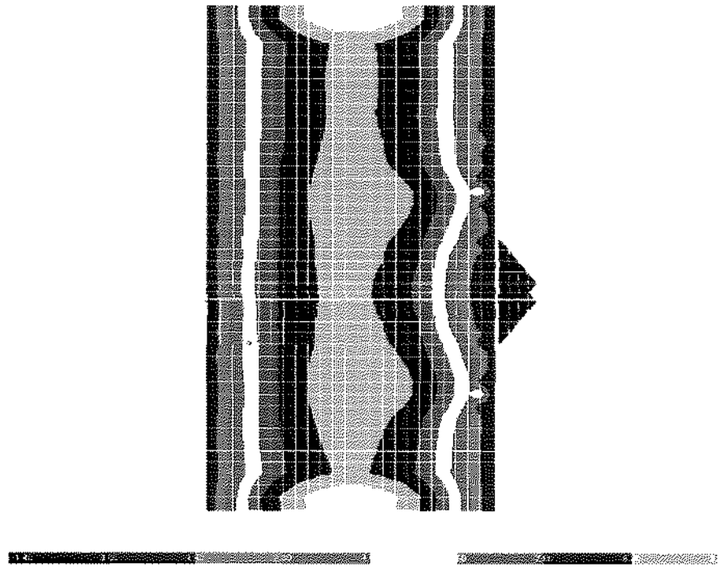


Figura 1: Distribucion de momento x-x. SAFE.

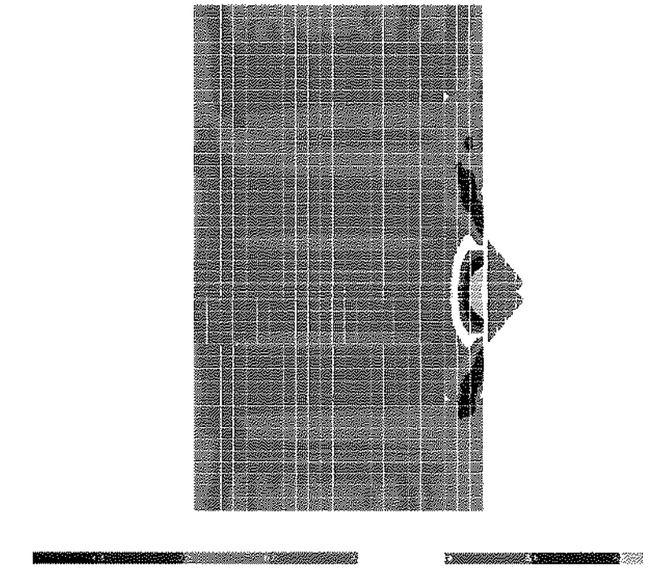


Figura 2: Distribucion de momento y-y. SAFE.

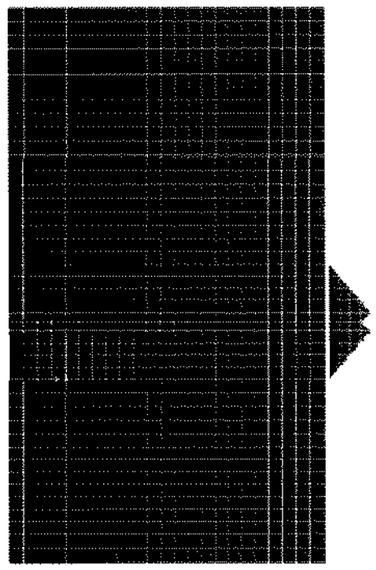


Figura 3: Diagrama de cortantes x-x. SAFE.

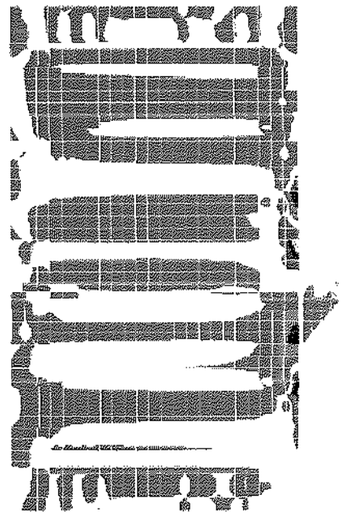


Figura 4: Diagrama de cortantes y-y. SAFE.

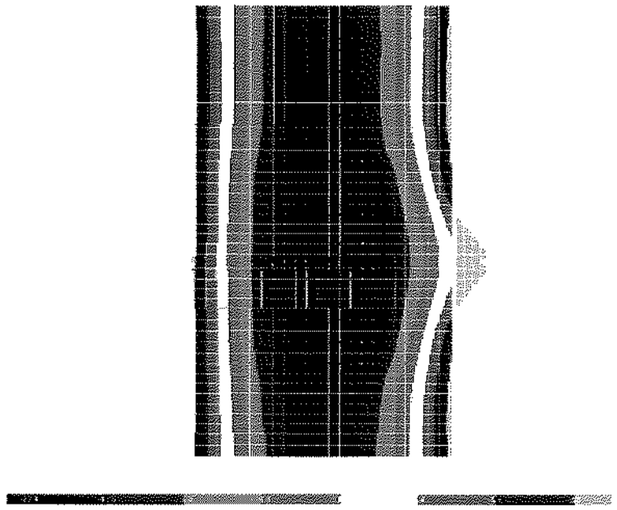


Figura 5: Diagrama de deformaciones istantaneas. SAFE.
Flecha1 = 21mm en el centro de las vigas.

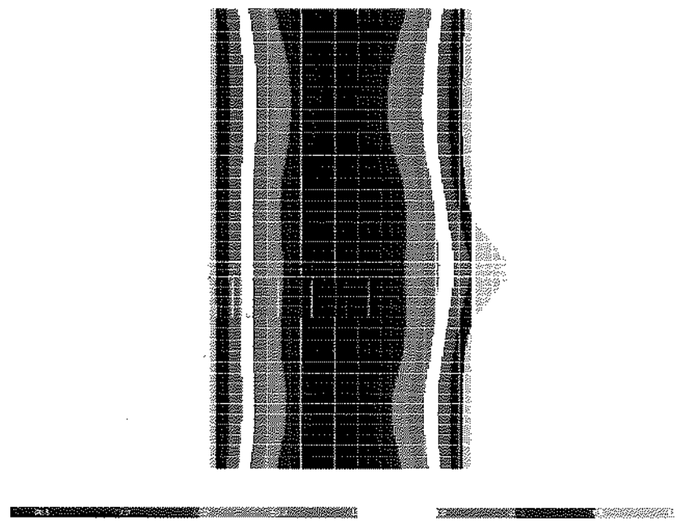


Figura 6: Diagrama de deformaciones diferidas. SAFE.
Flecha1 = 69mm en el centro de las vigas.

amatria
ingeniería

Esfuerzos de cálculo:

CUBIERTA

Vigas doble T(nervio):

ELU
Mxxmax = 18986 kNm
Vxxmax = 5600 kN

ELE
Mkk = 12300kNm

Borde macizo de la cubierta:

ELU
Mxxmax = 23386 kNm
Vxxmax = 4000 kN

ELE
Mkk = 14300kNm

Losa maciza zona refuerzo:

ELU
Mdmax = 9374kN·m
Mdmin = -7213
Vdmax = 5200 kN

ELE
Mkmax = 5080kNm
Mkmin = -4100kNm

Valor de cálculo para el rasante entre cubierta y pantalla UIC2:
Vd1 = 5300 kN en la zona de refuerzo
Vd2 = 2100 kN en el resto

POZO BOMBEO

Losa:

ELU
Mxxmax = -220 kN·m
Vxxmax = 2200 kN

ELE
Mkk = -150kNm

ELU
Myymax = 850 kN·m
Vyymax = 910 kN

ELE
Mkk = 552kNm

Zuncho 1:

ELU
Myymax = 676 kN·m
Vyymax = 1800kN

ELE
Mkk = 484kNm

Valor de cálculo para el rasante entre losa pozo y pantalla:
Vd = 2250 kN

8. CONCLUSIONES

Las estructuras se han dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de EHE-98 y del Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado. Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armado y planos se adjuntan al informe.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Enero de 2007

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: losa mod9
Fecha: 07/08/2007
Hora: 21:23:29

Cálculo de juntas entre hormigones a rasante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Rugosidad

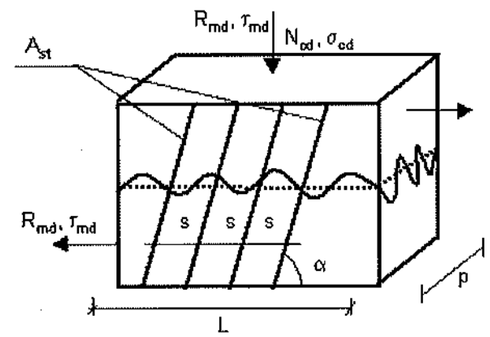
β = 0.40

μ = 0.90

- Geometría

p [m] = 1

l [m] = 2



- Resto datos

Ángulo de las armaduras α = 90.0

Axil sobre la superficie de contacto Nd [kN] = 0.0

2 Comprobación

Ast,total [cm²] = 127.63

Rasante último Rmu [kN] = 5904.9

Rasante máximo Rmu max [kN] = 13333.3

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: losa mod9
Fecha: 08/08/2007
Hora: 8:52:49

Cálculo de juntas entre hormigones a rasante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Rugosidad

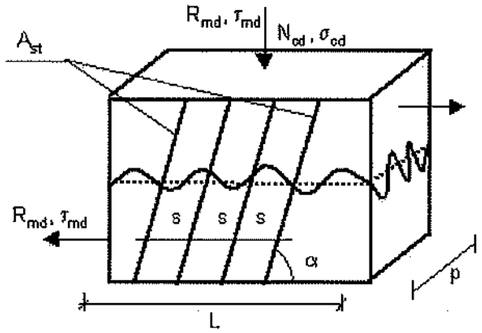
β = 0.40

μ = 0.90

- Geometría

p [m] = 1

l [m] = 1.0



- Resto datos

Ángulo de las armaduras α = 90.0

Axil sobre la superficie de contacto Nd [kN] = 0.0

2 Comprobación

Ast,total [cm²] = 49.09

Rasante último Rmu [kN] = 2422.3

Rasante máximo Rmu max [kN] = 6666.7

amatria ingeniería

MOMENTO ULTIMO NERVO

Titolo : Sección doble T nervd

N° Vertici 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	200	0
3	200	30
4	130	30
5	130	170
6	200	170

N° barre 3 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	160.85	100	193.4
2	160.85	100	20
3	160.85	100	6.6

Tipo Sezione: Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Sd} 0 — 0 kN
M_{xSd} 0 — 0 kNm
M_{ySd} 0 — 0

P.to applicazione N: Centro, Baricentro cls, Coord.[cm] xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B500S, C40/50

ε_{su} 10 ‰ — ε_{cu} 3.5
f_{yd} 434.8 N/mm² — f_{cd} 26.67
E_s 200000 N/mm² — α 0.85
E_s/E_c 15 — f_{cc}/f_{cd} 0.9
ε_{syd} 2.174 ‰ — $\sigma_{c,adm}$ 14.75
$\sigma_{s,adm}$ 300 N/mm² — τ_{co} 0.8667
τ_{c1} 2.4

M_{xRd} 24.739 kN m

σ_c	-22.62	N/mm²	
σ_s	434.8	N/mm²	
ε_c	1.910	‰	
ε_s	10.00	‰	
d	193.4	cm	
x	31.02	x/d	0.1604
		δ	0.7000

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n

Tipo flessione: Retta, Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio M-N

L_0 0 cm | Col. modello

Precompresso

Figura 6: MuRd= 24739kNm

amatria
ingeniería

Comprobación sección cubierta doble T- ELE-fisuración -

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 40$ $fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.1$ $f_{ctm} = 3.51 \frac{N}{mm^2}$

Geometría della sección

Sección total: Alma:

$H := 200 \cdot cm$ $B := 200 \cdot cm$ $ha := 25cm$ $bo := 60cm$

$c := 5 \cdot cm$ recubrimiento Ala:

$ho := 30cm$ espesor ala

$t1 := 20$ $t2 := 40$ nº barras a distancia "d" desde borde comprimido

$\phi 1 := 32 \cdot mm$ $\phi := 32 \cdot mm$ diametro armadura longitudinal

$d_1 := 6.6 \cdot cm$ $d_2 := 186.7 \cdot cm$ distancia armaduras desde borde

$Aa_1 = 160.85 cm^2$ armadura capa 1 $Aa_2 = 321.7 cm^2$ armadura capa 2

Bn(y):ancho viga variable en función de y

$San(x) = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot Bn(y)\, dy$

$Snc(x) + San(x) = 0$ $xn = 53.8 cm$ distancia eje neutro desde borde superior

$Ab := \int_0^H Bn(y)\, dy$ $Ab = 2.04\ m^2$ area bruta hormigón

$A_{id} := Ab + n \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2.38 m^2$ area homogeneizada

$Jb := 2 \cdot Jc\left(\frac{H}{2}\right)$ $Jb = 1.01\ m^4$ inercia bruta

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[Ab \cdot \frac{H}{2} + n \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$ $h_{id} = 103.84 cm$ distancia entre el baricentro della sec. ideal y el canto superior

$Jid := \int_0^H (h_{id} - y)^2 \cdot Bn(y)\, dy + Ja(h_{id})$ $Jid = 1.28\ m^4$ inercia homogeneizada

$Wid_s := \frac{Jid}{h_{id}}$ $Wid_s = 1.23 m^3$ modulo resistencia borde superior

$Wid_i := \frac{Jid}{H - h_{id}}$ $Wid_i = 1.33 m^3$ modulo resistencia borde inferior

$Jf := Jc(xn) + Ja(xn)$ $Jf = 0.527\ m^4$ inercia fisurada

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 4674.62 kN \cdot m$ momento de fisuración

Acciones de cálculo

$Mk := 12300 \cdot kN \cdot m$ comb I

$\sigma sr := n \cdot \frac{M_f}{Jf} \cdot (d_2 - xn)$ $\sigma sr = 83.81 \frac{N}{mm^2}$ tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón

$\sigma cmax := Mk \cdot \frac{xn}{Jf}$

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{|xn - d_i|}{xn}$ $\sigma s_1 = 78.31 \frac{N}{mm^2}$ compresión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 220.51 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00043$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 10cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.6828 \cdot m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 153.96\,mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2}\right)^2\right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00099$$

$\beta f := 1.7$

$w_k := \beta f \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m \qquad w_k = 0.26\,mm$

$w_k < w_{max}$ comprueba

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 11:40:06

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : VIGA_DT_CORT
b0 [m] = 0.60
h [m] = 2.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.06
ϕ [mm] = 12
nº ramas: 4
Area [cm²/m] = 75.4
ρ [·1.E-3] = 14

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 9264.0

Vu2 [kN] = 5833.4

Vcu [kN] = 585.7

Vsu [kN] = 5247.7

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 5833.4

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 14:02:09

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

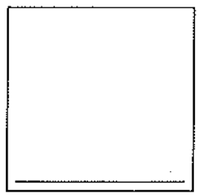
Sección : LOSA_POZO

b [m] = 1.00

h [m] = 1.00

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050

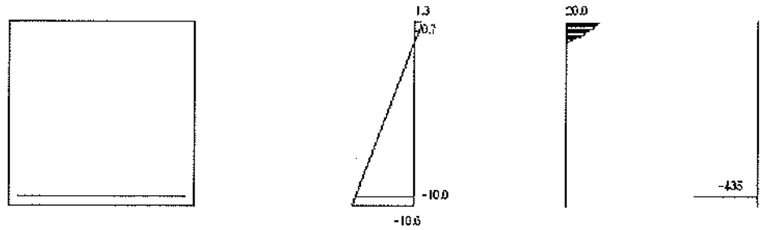


2 Comprobación

As [cm²] = 29.4

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 1164.1



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.110

1/r [1/m]·1.E-3 = 11.9

εs ·1.E-3 = 1.3

εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.7	0.0
0.950	29.4	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 14:01:41

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_POZO

b [m] = 1.00

h [m] = 1.00

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25

capa	nº barras	Separación [mm]
1	6	47.5

As [cm²] =

Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 552

Separación media entre fisuras sm [mm] =

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =

Abertura caracteristica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 14:03:56

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSA_POZO

b0 [m] = 1.00

h [m] = 1.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0º

separación s [m] = 0.04

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 113.1

ρ [·1.E-3] = 3

Inclinación de las bielas θ[º] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 7600.0

Vu2 [kN] = 4207.8

Vcu [kN] = 317.3

Vsu [kN] = 3890.5

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 4207.8

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 9:19:53

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

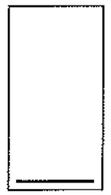
Sección : EJEMPLO1

b [m] = 0.50

h [m] = 1.00

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050

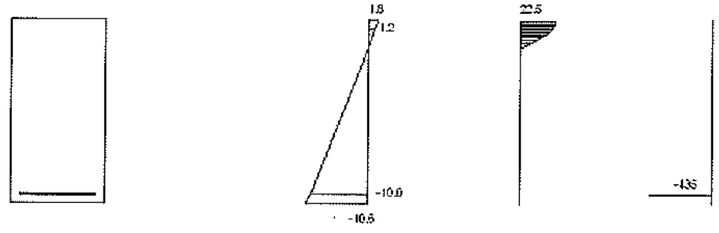


2 Comprobación

At [cm²] = 24.5

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 953.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.148

1/r [1/m]·1.E-3 = 12.4

εs ·1.E-3 = 1.8

εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	1.2	0.0
0.950	24.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 9:27:07

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases especificas de exposición : Qb

- Geometría de la sección

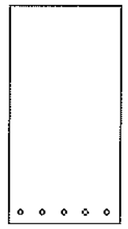
Sección : EJEMPLO1

b [m] = 0.50

h [m] = 1.00

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	5	52.5

As [cm²] = 24.5

Ac,ef [cm²] = 1200.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 484

Separación media entre fisuras sm [mm] = 162.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.88

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 150.3

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 225.2

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.24

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 20:15:36

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1

b0 [m] = 0,50

h [m] = 1.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.08

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 56,5

ρ [·1.E-3] = 5

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 3800.0

Vu2 [kN] = 2133.4

Vcu [kN] = 188.1

Vsu [kN] = 1945.3

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 2133.4

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 13:56:09

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

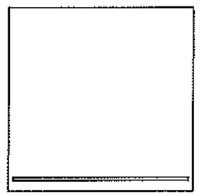
Sección : BORDE

b [m] = 2.00

h [m] = 2.00

ri [m] = 0.135

rs [m] = 0.050

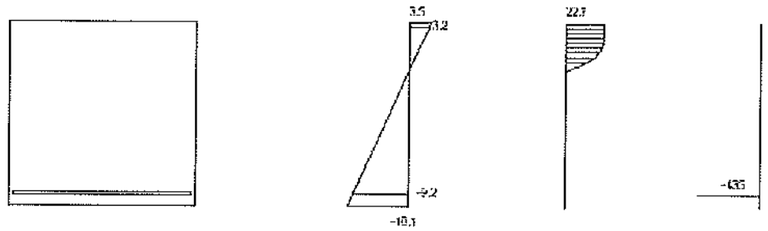


2 Comprobación

At [cm²] = 434.3

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 31173.3



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.515

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.8

εs ·1.E-3 = 3.5

εi ·1.E-3 = -10.1

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	3.2	0.0
1.865	434.3	-9.2	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 13:54:53

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

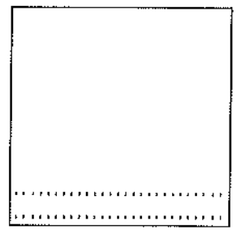
Sección : BORDE

b [m] = 2.00

h [m] = 2.00

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	27	82.0
2	27	200

As [cm²] = 434.3

Ac,ef [cm²] = 8440.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 14300

Separación media entre fisuras sm [mm] = 177.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.01

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 85.6

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 218.4

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Obra: ave
Fecha: 06/08/2007
Hora: 11:52:04

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

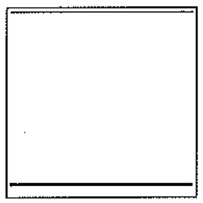
Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : BORDE

b0 [m] = 2.00

h [m] = 2.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0º

separación s [m] = 0.0563

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 80.4

ρ [·1.E-3] = 9

Inclinación de las bielas θ[º] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 29760.0

Vu2 [kN] = 7030.8

Vcu [kN] = 1631.1

Vsu [kN] = 5399.7

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 7030.8

Obra: ave
Fecha: 07/08/2007
Hora: 20:59:26

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

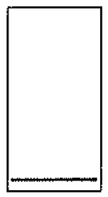
Sección : ZUNCHO

b [m] = 1.00

h [m] = 2.00

ri [m] = 0.125

rs [m] = 0.000

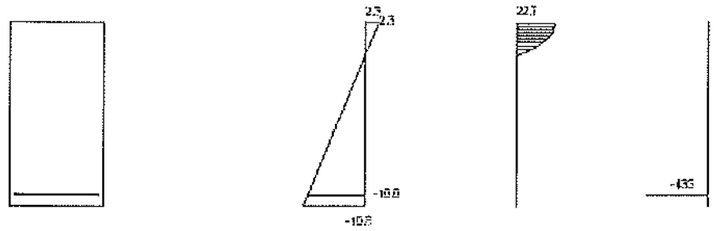


2 Comprobación

At [cm²] = 128.7

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 9741.4



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.350

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.5

εs ·1.E-3 = 2.3

εi ·1.E-3 = -10.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.000	0.0	2.3	0.0
1.875	128.7	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave
Fecha: 07/08/2007
Hora: 18:53:30

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

Sección : ZUNCHO

b [m] = 1.00

h [m] = 2.00

ri [m] = 0.125

rs [m] = 0.000

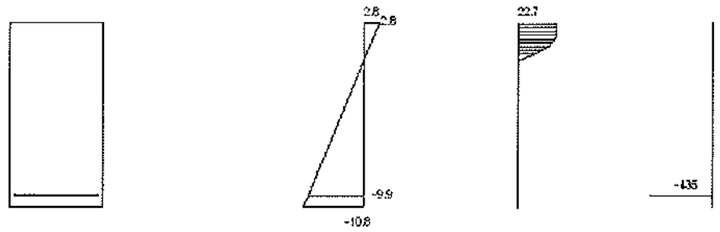


2 Comprobación

At [cm²] = 160.8

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 11975.0



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.407

1/r [1/m]·1.E-3 = 6.8

εs ·1.E-3 = 2.8

εi ·1.E-3 = -10.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.000	0.0	2.8	0.0
1.875	160.8	-9.9	434.8

Obra: ave
Fecha: 07/08/2007
Hora: 20:58:19

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

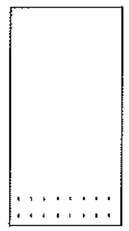
Sección : ZUNCHO

b [m] = 1.00

h [m] = 2.00

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	90.0
2	8	154

As [cm²] = 128.7

Ac,ef [cm²] = 4070.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 4100

Separación media entre fisuras sm [mm] = 223.0

Deformación media de las armaduras esm [-1.E-3] = 0.80

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 128.3

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 200.6

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Obra: ave
Fecha: 07/08/2007
Hora: 18:51:59

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-40

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

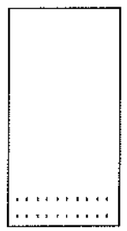
Sección : ZUNCHO

b [m] = 1.00

h [m] = 2.00

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	90.0
2	10	154

As [cm²] = 160.8

Ac,ef [cm²] = 4070.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 5080

Separación media entre fisuras sm [mm] = 207.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.86

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 106.6

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 201.0

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Obra: ave
Fecha: 07/08/2007
Hora: 21:02:18

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 40.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : ZUNCHO

b0 [m] = 1.00

h [m] = 2.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°

separación s [m] = 0.0643

ϕ [mm] = 12

nº ramas: 4

Area [cm²/m] = 70.4

ρ [·1.E-3] = 7

Inclinación de las bielas θ[°] = 45

Nd [kN] = 0.0

σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 15040.0

Vu2 [kN] = 5513.1

Vcu [kN] = 757.1

Vsu [kN] = 4756.1

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 5513.1

ANALISIS

E.L.S Y E.L.U

LOSA 12

AVE PRAT

GRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

LOSA 12

- pp: 1,675 T/m² = 16,44 KN/m²
- GG = 1,70 x 1,15 x 9,81 = 19,18 KN/m²
- C.L.P = 11,21 KN/m
- Su = 5 KN/m²
- SOBRECARGA TREN UIC

COEFICIENTES DINAMICOS $Cc = 1,21$

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{20,56} - 0,2} + 0,82 = 1,16$$

S.TREN = 1,21 x 1,16 x 15,625 x 9,81 = 215,2 KN/m

11,25/1,6

COEFICIENTES DE MAYORACION DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES	PP, GG, CLP	$\gamma = 1,5$
SOBRECARGAS	Su, STREN	$\gamma = 1,6$

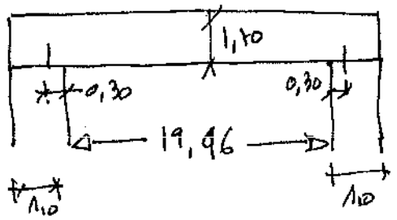
AVE PRAT

CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

POSICION DE LAS CARGAS - LAS LOSAS SOPORTARÁN UN PRADO DE LA VÍA CON CARGA UIC DE ± 0,383 m

LOSA 12

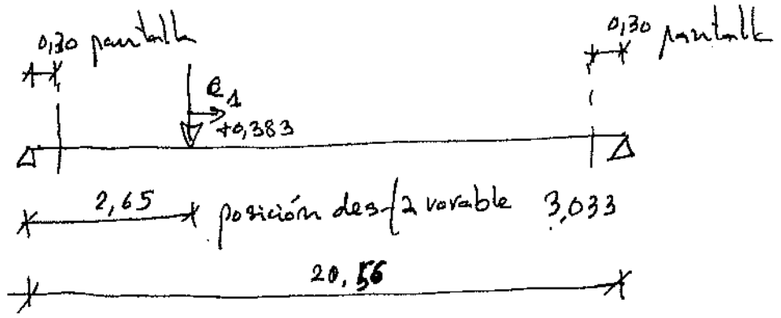


LUZ DE CALCULO $L_c = 19,96 + 2 \times 0,3$

$L_c = 20,56$ m

POSICION DE LAS CARGAS (ANCHO VIA 1,68 m = 0,84 + 0,84)

Qi CARGA i EN EJE VIA i



AVE PRAT

CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

COMBINACIONES LOSA 12

1) CARGA PRADO TRAS CENTRO LUZ +0,383 m

2) Q_1 AL 100%

3) LAS CARGAS DE VIA SE ASIMILAN A CARGAS PUNTU

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 25/10/06
Hora: 12:56:20 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

ANALISIS 2054 12

FLECHAS A TIEMPO ∞

- Materiales

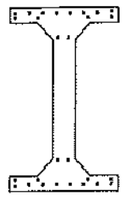
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : H170DT8FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.850	1-2	8
2	-0.500	0.850	2-3	2
3	-0.500	0.700	3-4	2
4	-0.250	0.700	4-5	2
5	-0.100	0.550	5-6	2
6	-0.100	-0.550	6-7	2
7	-0.250	-0.700	7-8	2
8	-0.500	-0.700	8-9	2
9	-0.500	-0.850	9-10	8
10	0.500	-0.850	10-11	2
11	0.500	-0.700	11-12	2
12	0.250	-0.700	12-13	2
13	0.100	-0.550	13-14	2
14	0.100	0.550	14-15	2
15	0.250	0.700	15-16	2
16	0.500	0.700	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 20.56

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.033	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	20.56	16.44
0	20.56	19.18

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.033	215.2

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	20.56	5

2 Resultados

- Canto mínimo

Canto útil d [m] = 1.65

Relación luz / canto l/d = 12.5

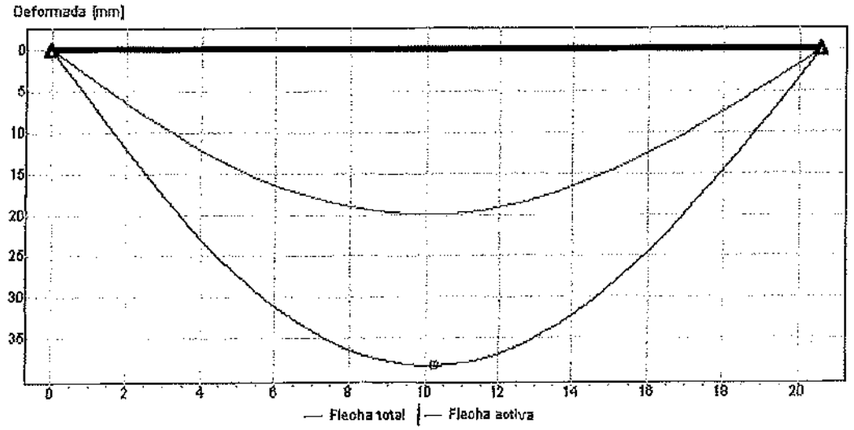
Cuantía estricta en centro de vano [·1.E-3] = 12

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno seleccionadas y los momentos aplicados en los extremos el sistema estructural se clasifica (Tabla 50.2.2.1) como viga simplemente apoyada

Máxima relación luz / canto para la que no se precisa comprobación de flechas = 14

EN ESTE CASO NO SE PRECISA COMPROBACIÓN DE FLECHAS

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 38.3

Flecha total/Longitud = 1 / 537 ADMISIBLE

Flecha activa [mm] = 19.9

Flecha activa/Longitud = 1 / 1031 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	1.1	0.0	0.6	0.1	0.8	0.1	2.5	1.4
0.82	2.1	0.0	1.2	0.3	1.5	0.2	5.1	2.7
1.23	3.2	0.0	1.9	0.4	2.3	0.2	7.6	4.1
1.64	4.2	0.0	2.5	0.5	3.0	0.3	10.0	5.4
2.06	5.2	0.0	3.1	0.7	3.8	0.4	12.5	6.7
2.47	6.2	0.0	3.6	0.8	4.5	0.5	14.8	7.9
2.88	7.2	0.0	4.2	0.9	5.2	0.6	17.1	9.1
3.29	8.1	0.0	4.7	1.0	5.8	0.6	19.3	10.3
3.70	9.0	0.0	5.1	1.1	6.5	0.7	21.4	11.4
4.11	9.9	0.0	5.6	1.3	7.1	0.8	23.4	12.4
4.52	10.7	0.0	6.0	1.4	7.7	0.8	25.3	13.4
4.93	11.5	0.0	6.4	1.5	8.2	0.9	27.0	14.3
5.35	12.2	0.0	6.7	1.6	8.8	0.9	28.7	15.2
5.76	12.9	0.0	7.1	1.6	9.3	1.0	30.2	16.0
6.17	13.6	0.0	7.4	1.7	9.7	1.1	31.7	16.7
6.58	14.1	0.0	7.6	1.8	10.1	1.1	33.0	17.3
6.99	14.7	0.0	7.8	1.9	10.5	1.1	34.1	17.9
7.40	15.1	0.0	8.0	1.9	10.8	1.2	35.1	18.4
7.81	15.5	0.0	8.2	2.0	11.1	1.2	36.0	18.9
8.22	15.9	0.0	8.3	2.0	11.4	1.2	36.8	19.2
8.64	16.1	0.0	8.4	2.0	11.6	1.3	37.4	19.5
9.05	16.4	0.0	8.5	2.1	11.7	1.3	37.8	19.7
9.46	16.5	0.0	8.5	2.1	11.8	1.3	38.1	19.9
9.87	16.6	0.0	8.5	2.1	11.9	1.3	38.3	19.9
10.28	16.6	0.0	8.5	2.1	11.9	1.3	38.3	19.9
10.69	16.6	0.0	8.4	2.1	11.9	1.3	38.2	19.8
11.10	16.5	0.0	8.3	2.1	11.8	1.3	37.9	19.7
11.51	16.4	0.0	8.2	2.1	11.7	1.3	37.5	19.5
11.92	16.1	0.0	8.0	2.0	11.5	1.3	37.0	19.1
12.34	15.8	0.0	7.9	2.0	11.3	1.2	36.3	18.8
12.75	15.5	0.0	7.7	2.0	11.1	1.2	35.4	18.3
13.16	15.1	0.0	7.4	1.9	10.8	1.2	34.5	17.8
13.57	14.6	0.0	7.2	1.9	10.5	1.1	33.4	17.2
13.98	14.1	0.0	6.9	1.8	10.1	1.1	32.2	16.6
14.39	13.5	0.0	6.6	1.7	9.7	1.0	30.8	15.9
14.80	12.9	0.0	6.3	1.6	9.2	1.0	29.4	15.1
15.21	12.2	0.0	5.9	1.5	8.7	0.9	27.8	14.3
15.63	11.5	0.0	5.5	1.5	8.2	0.9	26.1	13.4
16.04	10.7	0.0	5.1	1.4	7.7	0.8	24.3	12.5
16.45	9.9	0.0	4.7	1.3	7.1	0.8	22.4	11.5
16.86	9.0	0.0	4.3	1.1	6.4	0.7	20.5	10.5
17.27	8.1	0.0	3.9	1.0	5.8	0.6	18.4	9.5
17.68	7.2	0.0	3.4	0.9	5.1	0.6	16.3	8.4
18.09	6.2	0.0	3.0	0.8	4.4	0.5	14.1	7.2
18.50	5.2	0.0	2.5	0.7	3.7	0.4	11.8	6.1
18.92	4.2	0.0	2.0	0.5	3.0	0.3	9.5	4.9
19.33	3.2	0.0	1.5	0.4	2.3	0.2	7.2	3.7
19.74	2.1	0.0	1.0	0.3	1.5	0.2	4.8	2.5
20.15	1.1	0.0	0.5	0.1	0.8	0.1	2.4	1.2
20.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 11:19:29 a.m.

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

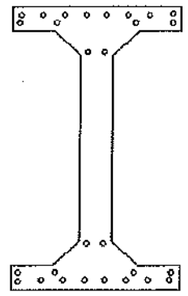
- Sección

Sección : H170DT8FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.850	1-2	8
2	-0.500	0.850	2-3	2
3	-0.500	0.700	3-4	2
4	-0.250	0.700	4-5	2
5	-0.100	0.550	5-6	2
6	-0.100	-0.550	6-7	2
7	-0.250	-0.700	7-8	2
8	-0.500	-0.700	8-9	2
9	-0.500	-0.850	9-10	8
10	0.500	-0.850	10-11	2
11	0.500	-0.700	11-12	2
12	0.250	-0.700	12-13	2
13	0.100	-0.550	13-14	2
14	0.100	0.550	14-15	2
15	0.250	0.700	15-16	2
16	0.500	0.700	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.6250	0.771
Ix [m4]	0.2456	0.3279
Iy [m4]	0.0270	0.0394
Ix [m]	0.63	0.65
Iy [m]	0.21	0.23
x´g [m]	0.50	0.50
y´g [m]	0.85	0.85

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.1299
Mfis [kN·m]	1353.7
y´fis [m]	0.42

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 11:22:10 a.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 12
ANALISIS FLECHA EN SERVICIO
SECCIÓN FISURADA

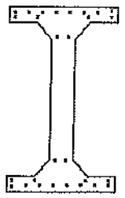
- Sección

Sección : H170DT8FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.850	1-2	8
2	-0.500	0.850	2-3	2
3	-0.500	0.700	3-4	2
4	-0.250	0.700	4-5	2
5	-0.100	0.550	5-6	2
6	-0.100	-0.550	6-7	2
7	-0.250	-0.700	7-8	2
8	-0.500	-0.700	8-9	2
9	-0.500	-0.850	9-10	8
10	0.500	-0.850	10-11	2
11	0.500	-0.700	11-12	2
12	0.250	-0.700	12-13	2
13	0.100	-0.550	13-14	2
14	0.100	0.550	14-15	2
15	0.250	0.700	15-16	2
16	0.500	0.700	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada
E·I [kN·m²] = 4012542

- Estructura

Longitud [m] = 20.56

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

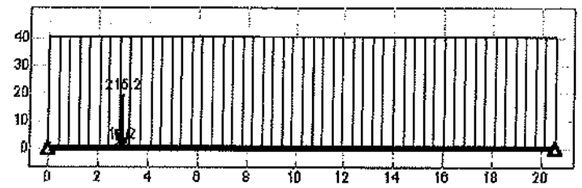
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.033	11.21
3.033	215.2

Cargas distribuidas uniformes :

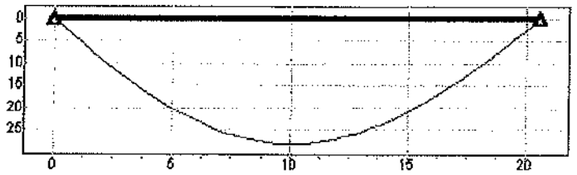
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	20.56	16.44
0	20.56	19.18
0	20.56	5

Cargas aplicadas[kN/m, kN y kN·m]



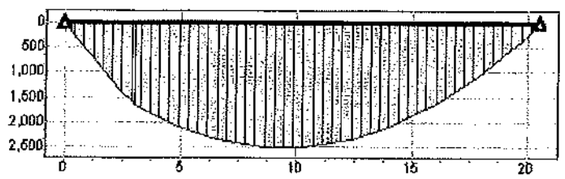
2 Resultados

- Deformada [mm]



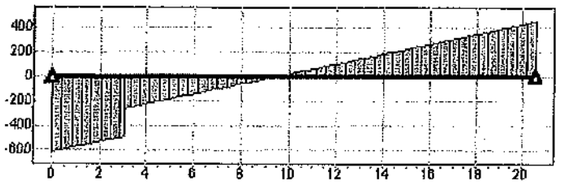
dmax= 27.95 x= 9.67 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 2603.4 x= 9.46 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 451.0 x= 20.56 Vmin= -610.6 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	610.6	451.0
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	4.59	-0.00	-610.58
0.41	1.89	4.58	247.64	-593.88
0.82	3.76	4.54	488.41	-577.18
1.23	5.62	4.48	722.31	-560.47
1.64	7.44	4.39	949.34	-543.77
2.06	9.23	4.29	1169.51	-527.07
2.47	10.96	4.15	1382.80	-510.37
2.88	12.64	4.00	1589.23	-493.66
3.03⁻	13.26	3.94	1665.07	-487.38
3.03	13.26	3.94	1665.07	-260.97
3.29	14.25	3.83	1730.70	-250.55
3.70	15.79	3.65	1830.29	-233.85
4.11	17.25	3.46	1923.01	-217.14
4.52	18.63	3.25	2008.87	-200.44
4.93	19.93	3.04	2087.85	-183.74
5.35	21.13	2.83	2159.97	-167.04
5.76	22.25	2.60	2225.22	-150.33
6.17	23.27	2.37	2283.61	-133.63
6.58	24.20	2.13	2335.12	-116.93
6.99	25.03	1.89	2379.77	-100.22
7.40	25.75	1.65	2417.55	-83.52
7.81	26.38	1.40	2448.45	-66.82
8.22	26.90	1.14	2472.50	-50.11
8.64	27.32	0.89	2489.67	-33.41
9.05	27.63	0.63	2499.97	-16.71
9.46	27.84	0.38	2503.41	-0.01
9.87	27.95	0.12	2499.98	16.70
10.28	27.94	-0.13	2489.68	33.40
10.69	27.84	-0.39	2472.51	50.10
11.10	27.62	-0.64	2448.47	66.81
11.51	27.31	-0.89	2417.57	83.51
11.92	26.89	-1.14	2379.80	100.21
12.34	26.38	-1.38	2335.16	116.91
12.75	25.76	-1.61	2283.65	133.62
13.16	25.05	-1.85	2225.27	150.32
13.57	24.24	-2.07	2160.02	167.02
13.98	23.35	-2.29	2087.91	183.73
14.39	22.36	-2.50	2008.93	200.43
14.80	21.30	-2.70	1923.08	217.13
15.21	20.15	-2.89	1830.36	233.84
15.63	18.92	-3.07	1730.77	250.54
16.04	17.62	-3.25	1624.31	267.24
16.45	16.25	-3.41	1510.99	283.94
16.86	14.82	-3.56	1390.80	300.65
17.27	13.33	-3.69	1263.74	317.35
17.68	11.79	-3.81	1129.81	334.05
18.09	10.19	-3.92	989.01	350.76
18.50	8.56	-4.02	841.35	367.46
18.92	6.89	-4.10	686.82	384.16
19.33	5.20	-4.16	525.41	400.86
19.74	3.48	-4.20	357.14	417.57
20.15	1.74	-4.23	182.01	434.27
20.56	0.00	-4.24	0.00	450.97

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 11:23:45 a.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 12
ANALISIS ESFUERZOS MAYORADO

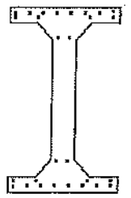
- Sección

Sección : H170DT8FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.850	1-2	8
2	-0.500	0.850	2-3	2
3	-0.500	0.700	3-4	2
4	-0.250	0.700	4-5	2
5	-0.100	0.550	5-6	2
6	-0.100	-0.550	6-7	2
7	-0.250	-0.700	7-8	2
8	-0.500	-0.700	8-9	2
9	-0.500	-0.850	9-10	8
10	0.500	-0.850	10-11	2
11	0.500	-0.700	11-12	2
12	0.250	-0.700	12-13	2
13	0.100	-0.550	13-14	2
14	0.100	0.550	14-15	2
15	0.250	0.700	15-16	2
16	0.500	0.700	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada
E·I [kN·m²] = 4012542

- Estructura

Longitud [m] = 20.56

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

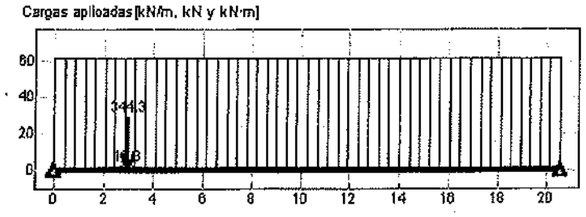
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
3.033	16.82
3.033	344.32

Cargas distribuidas uniformes :

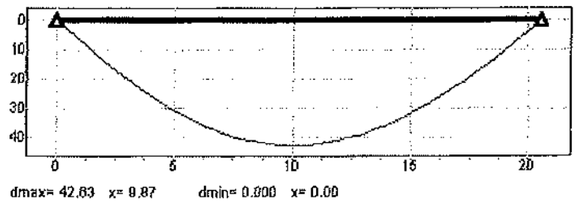
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	20.56	24.66
0	20.56	28.77
0	20.56	8

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



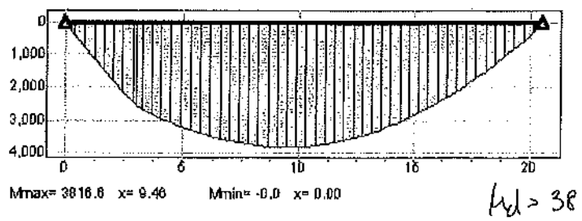
2 Resultados

- Deformada [mm]



dmax= 42.63 x= 9.87 dmin= 0.000 x= 0.00

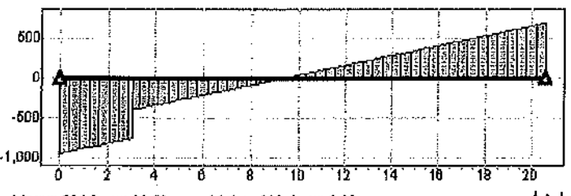
- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 3816.8 x= 9.46 Mmin= -0.0 x= 0.00

$M_d = 3817\ m\cdot kN < M_u = 4487\ m\cdot kN$

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 684.8 x= 20.56 Vmin= -939.4 x= 0.00

$V_d = 939{,}4\ kN < V_u = 1062\ kN$

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	939.4	684.8
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	7.02	-0.00	-939.37
0.41	2.88	7.00	381.07	-914.11
0.82	5.75	6.94	751.76	-888.85
1.23	8.59	6.85	1112.06	-863.59
1.64	11.38	6.72	1461.97	-838.33
2.06	14.11	6.55	1801.50	-813.07
2.47	16.76	6.35	2130.64	-787.81
2.88	19.32	6.11	2449.39	-762.55
3.03	20.26	6.02	2566.54	-753.05
3.03	20.26	6.02	2566.54	-391.91
3.29	21.78	5.85	2665.09	-376.15
3.70	24.13	5.57	2814.56	-350.89
4.11	26.36	5.27	2953.65	-325.63
4.52	28.46	4.96	3082.36	-300.37
4.93	30.44	4.64	3200.67	-275.11
5.35	32.28	4.31	3308.60	-249.85
5.76	33.98	3.96	3406.15	-224.58
6.17	35.54	3.61	3493.30	-199.32
6.58	36.95	3.25	3570.07	-174.06
6.99	38.21	2.88	3636.45	-148.80
7.40	39.31	2.50	3692.45	-123.54
7.81	40.26	2.12	3738.06	-98.28
8.22	41.06	1.74	3773.28	-73.02
8.64	41.69	1.35	3798.11	-47.76
9.05	42.16	0.96	3812.56	-22.50
9.46	42.48	0.57	3816.62	2.76
9.87	42.63	0.18	3810.29	28.02
10.28	42.62	-0.21	3793.58	53.28
10.69	42.46	-0.60	3766.48	78.54
11.10	42.13	-0.99	3728.99	103.80
11.51	41.65	-1.36	3681.12	129.06
11.92	41.01	-1.74	3622.86	154.32
12.34	40.22	-2.11	3554.21	179.58
12.75	39.28	-2.47	3475.18	204.84
13.16	38.19	-2.82	3385.75	230.10
13.57	36.96	-3.16	3285.95	255.36
13.98	35.59	-3.49	3175.75	280.62
14.39	34.09	-3.81	3055.17	305.88
14.80	32.46	-4.12	2924.20	331.14
15.21	30.70	-4.41	2782.84	356.40
15.63	28.83	-4.69	2631.10	381.66
16.04	26.85	-4.95	2468.97	406.92
16.45	24.76	-5.19	2296.45	432.18
16.86	22.58	-5.42	2113.55	457.44
17.27	20.31	-5.63	1920.26	482.70
17.68	17.96	-5.81	1716.58	507.96
18.09	15.53	-5.98	1502.51	533.22
18.50	13.04	-6.12	1278.06	558.48
18.92	10.50	-6.24	1043.22	583.74
19.33	7.92	-6.33	798.00	609.00
19.74	5.30	-6.40	542.39	634.26
20.15	2.65	-6.44	276.39	659.52
20.56	0.00	-6.46	0.00	684.78

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 11:24:27 a.m.

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

- Materiales

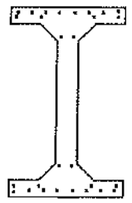
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : H170DT8FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.850	1-2	8
2	-0.500	0.850	2-3	2
3	-0.500	0.700	3-4	2
4	-0.250	0.700	4-5	2
5	-0.100	0.550	5-6	2
6	-0.100	-0.550	6-7	2
7	-0.250	-0.700	7-8	2
8	-0.500	-0.700	8-9	2
9	-0.500	-0.850	9-10	8
10	0.500	-0.850	10-11	2
11	0.500	-0.700	11-12	2
12	0.250	-0.700	12-13	2
13	0.100	-0.550	13-14	2
14	0.100	0.550	14-15	2
15	0.250	0.700	15-16	2
16	0.500	0.700	16-1	2

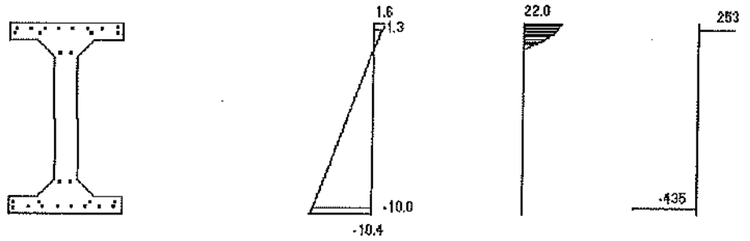
Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Comprobación

ϕ [mm] = 32
Nd [kN] = 0
Mxd [kN·m] = 3817
Myd [kN·m] = 0

Nu [kN] = 0
Mxu [kN·m] = 7487.3
Myu [kN·m] = -0.6
γ = 1.96



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.23
ß [°] = 359.7
1/r [1/m]·1.E-3 = 7.1
εs ·1.E-3 = 1.6
εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.05	1.3	253
1.65	-10.0	-435

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 11:25:01 a.m.

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : 20X170AL5FI32
b0 [m] = 0.20
h [m] = 1.70



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.15
ϕ [mm] = 12
nº ramas: 2
Area [cm²/m] = 15.1
ρ [·1.E-3] = 14

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 2624.0
Vu2 [kN] = 1062.0
Vcu [kN] = 169.3
Vsu [kN] = 892.7

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1062.0

Fase 1

AVE PRAT

PUENTE VIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

LOSA 13

- $PP_{h=1,20} = 1,425\ T/m^2 = 13,98\ kN/m^2$ // $PP_{h=1,30} = 13,37$
- $GG_{h=1,10} = 2,2 \times 1,15 \times 9,81 = 24,82\ kN/m^2$ // $GG_{h=1,10} = 22,56$
- C.L.P: 11,21 kN/m
- $S_{sc} = 5\ kN/m^2$
- SOBRECARGA TREN VIC

COEFICIENTES DINAMICOS C.C = 1,21

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{19,92} - 0,2} + 0,82 = 1,16$$

$$S.TREN = 1,21 \times 1,16 \times \left(15,625 \times \frac{11}{25/1,6}\right) \times 7,81) = 215,2\ kN/m$$

COEFICIENTES DE MAYORACION DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES PP, GG, CLP $\gamma = 1,5$

SOBRECARGAS S_{sc}, S.TREN $\gamma = 1,6$

[illegible]

. . . . .

ANALISIS

E.L.S Y E.L.U

LOSA 13

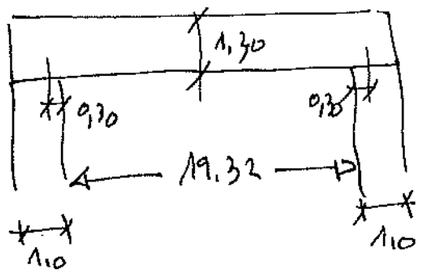
AVE PRAT

CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

POSICION DE LAS CARGAS - LAS LOSAS SOPORTARÁN UN RIPADO DE LA VÍA CON CARGA UIC DE ± 0,383 m.

LOSA 13

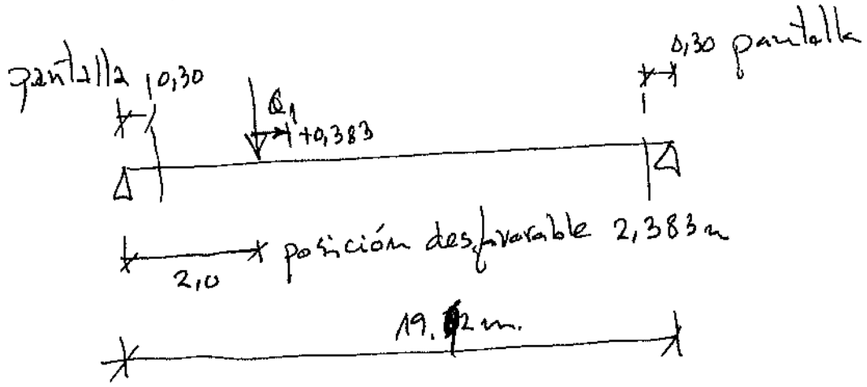


Luz de cálculo ⇒ L_c = 19,32 + 2×0,3

L_c = 19,92 m

Posicion DE LAS CARGAS (ANCHO VIA 1,68 m = 0,84+0,84)

Qi CARGA i EN EJE VIA i



AVE PRAT

CRUCE UIC - LOSAS CONSTRUIDAS EN 2 FASES

LOSAS 9 - 10 - 11 - 12 - 13

COMBINACIONES LOSA 13

1) CARGA RIPADA HACIA CENTRO LUZ +0,383 m
2) Q_1 AL 100%
3) LAS CARGAS DE VIA SE ASIMILAN A CARGAS PUNTUALES

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 25/10/06
Hora: 09:41:42 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

Losa 13

Análisis Flechas a t_∞

- Materiales

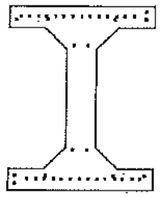
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : H130DT15FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	15
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	15
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 19.92

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
2.383	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19.92	13.37
0	19.92	22.56

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 100

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

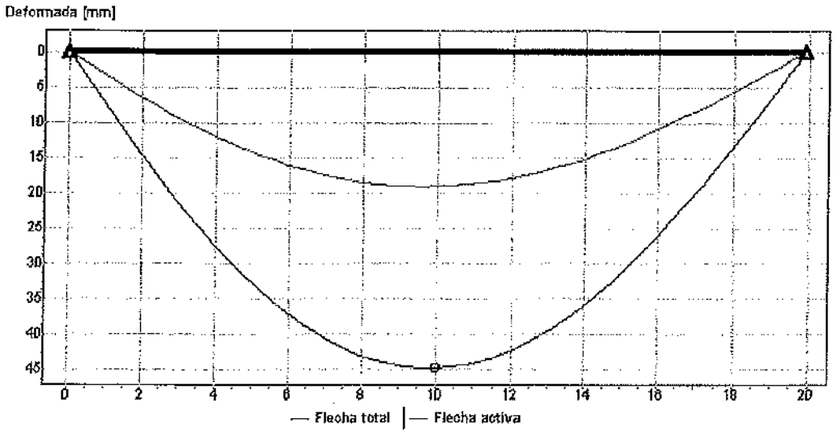
xp [m]	P [kN]
2.383	215.2

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19.92	5

2 Resultados

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 44.7
Flecha total/Longitud = 1 / 446 < 1/250 Y < 1/500 + Aprox = 49,84 mm.
Flecha activa [mm] = 19.0
Flecha activa/Longitud = 1 / 1049 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.5	0.0	0.6	0.0	0.8	0.0	3.0	1.3
0.80	3.0	0.0	1.2	0.0	1.7	0.0	5.9	2.6
1.20	4.6	0.0	1.8	0.1	2.5	0.0	8.8	3.9
1.59	6.0	0.0	2.3	0.1	3.3	0.0	11.7	5.2
1.99	7.5	0.0	2.9	0.1	4.1	0.1	14.5	6.4
2.39	8.9	0.0	3.4	0.1	4.9	0.1	17.3	7.6
2.79	10.3	0.0	3.9	0.1	5.6	0.1	19.9	8.8
3.19	11.6	0.0	4.4	0.2	6.4	0.1	22.5	9.9
3.59	12.9	0.0	4.8	0.2	7.1	0.1	24.9	10.9
3.98	14.2	0.0	5.2	0.2	7.7	0.1	27.2	11.9
4.38	15.3	0.0	5.6	0.2	8.4	0.1	29.4	12.9
4.78	16.5	0.0	6.0	0.2	9.0	0.1	31.5	13.7
5.18	17.5	0.0	6.3	0.3	9.5	0.1	33.4	14.5
5.58	18.5	0.0	6.6	0.3	10.1	0.1	35.2	15.3
5.98	19.4	0.0	6.8	0.3	10.6	0.1	36.9	16.0
6.37	20.2	0.0	7.0	0.3	11.0	0.1	38.4	16.6
6.77	21.0	0.0	7.2	0.3	11.4	0.1	39.8	17.1
7.17	21.6	0.0	7.4	0.3	11.8	0.1	41.0	17.6
7.57	22.2	0.0	7.5	0.3	12.1	0.1	42.0	18.0
7.97	22.7	0.0	7.6	0.3	12.4	0.2	42.9	18.4
8.37	23.1	0.0	7.7	0.3	12.6	0.2	43.6	18.6
8.76	23.4	0.0	7.8	0.3	12.8	0.2	44.1	18.8
9.16	23.6	0.0	7.8	0.3	12.9	0.2	44.5	18.9
9.56	23.8	0.0	7.8	0.3	13.0	0.2	44.7	19.0
9.96	23.8	0.0	7.7	0.3	13.0	0.2	44.7	19.0
10.36	23.8	0.0	7.7	0.3	13.0	0.2	44.5	18.9
10.76	23.6	0.0	7.6	0.3	12.9	0.2	44.2	18.7
11.16	23.4	0.0	7.5	0.3	12.8	0.2	43.8	18.5
11.55	23.1	0.0	7.3	0.3	12.6	0.2	43.1	18.2
11.95	22.7	0.0	7.1	0.3	12.4	0.2	42.3	17.8
12.35	22.2	0.0	6.9	0.3	12.1	0.1	41.3	17.4
12.75	21.6	0.0	6.7	0.3	11.8	0.1	40.2	16.9
13.15	20.9	0.0	6.5	0.3	11.4	0.1	39.0	16.4
13.55	20.2	0.0	6.2	0.3	11.0	0.1	37.5	15.8
13.94	19.3	0.0	6.0	0.3	10.5	0.1	36.0	15.1
14.34	18.4	0.0	5.7	0.3	10.1	0.1	34.3	14.4
14.74	17.5	0.0	5.3	0.3	9.5	0.1	32.4	13.6
15.14	16.4	0.0	5.0	0.2	9.0	0.1	30.5	12.7
15.54	15.3	0.0	4.6	0.2	8.3	0.1	28.4	11.9
15.94	14.1	0.0	4.3	0.2	7.7	0.1	26.2	10.9
16.33	12.9	0.0	3.9	0.2	7.0	0.1	23.9	10.0
16.73	11.6	0.0	3.5	0.2	6.3	0.1	21.5	9.0
17.13	10.3	0.0	3.1	0.1	5.6	0.1	19.0	7.9
17.53	8.9	0.0	2.7	0.1	4.8	0.1	16.4	6.9
17.93	7.5	0.0	2.2	0.1	4.1	0.1	13.8	5.8
18.33	6.0	0.0	1.8	0.1	3.3	0.0	11.1	4.6
18.72	4.5	0.0	1.4	0.1	2.5	0.0	8.4	3.5
19.12	3.0	0.0	0.9	0.0	1.7	0.0	5.6	2.3
19.52	1.5	0.0	0.5	0.0	0.8	0.0	2.8	1.2
19.92	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 25/10/06
Hora: 09:42:04 p.m.

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

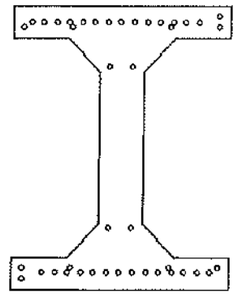
- Sección

Sección : H130DT15FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	15
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	15
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.5450	0.764
Ix [m4]	0.1256	0.1922
Iy [m4]	0.0267	0.0429
Ix [m]	0.48	0.50
Iy [m]	0.22	0.24
x´g [m]	0.50	0.50
y´g [m]	0.65	0.65

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0983
Mfis [kN·m]	1037.4
y´fis [m]	0.39

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:28:09 p.m.

Comprobación del Estado Límite de deformaciones en vigas

1 Datos

LOSA 13

ANALISIS FLECHAS A T_∞

- Materiales

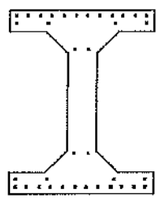
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γ_c = 1.50
γ_s = 1.15

- Sección

Sección : H130DT12FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	12
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	12
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Estructura

Longitud [m] = 19.92

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

CARGA ACTUANTE AL DESCIMBRAR

Edad de carga [días] = 60

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
2.383	11.21

Cargas distribuidas uniformes :

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19.92	13.37
0	19.92	22.56

RESTO DE CARGA PERMANENTE

Edad de carga [días] = 200

SOBRECARGA DE USO

Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
2.383	215.2

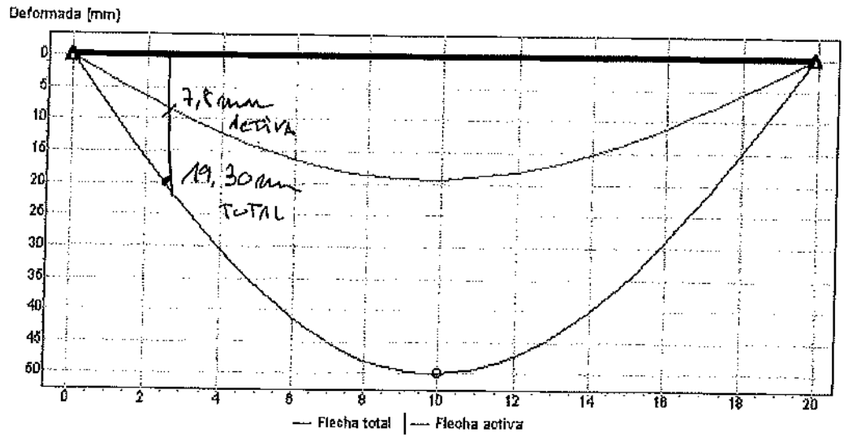
Cargas distribuidas uniformes :

1635

xl [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19,92	5

2 Resultados

- Resumen resultados



Flecha total [mm] = 49.9 ≈
Flecha total/Longitud = 1 / 399 < 1/250 ≃ 1/500 + 10 mm = 49,84 mm.
Flecha activa [mm] = 19.3
Flecha activa/Longitud = 1 / 1033 < 1/1000 ADMISIBLE

- Tabla deformaciones

HAY QUE OBSERVAR QUE LA VIA RECORRE LA LOSA APROXIMADAMENTE PARALELA AL APOYO, POR LO QUE EL RANGO DE FLECHAS ES ADMISIBLE

	Instantáneas				Diferidas		Total	Activa
	q1	q2	q3	d*	dq1	dq2+d*		
x [m]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]	δ [mm]
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.6	0.0	0.7	0.0	1.0	0.0	3.3	1.3
0.80	3.3	0.0	1.3	0.1	2.0	0.0	6.6	2.7
1.20	4.9	0.0	2.0	0.1	3.0	0.0	9.9	4.0
1.59	6.5	0.0	2.6	0.1	3.9	0.1	13.1	5.3
1.99	8.1	0.0	3.2	0.2	4.9	0.1	16.2	6.6
2.39	9.6	0.0	3.8	0.2	5.8	0.1	19.3	7.8
2.79	11.1	0.0	4.3	0.2	6.7	0.1	22.2	9.0
3.19	12.6	0.0	4.8	0.3	7.6	0.1	25.1	10.1
3.59	13.9	0.0	5.3	0.3	8.4	0.1	27.8	11.1
3.98	15.3	0.0	5.8	0.3	9.2	0.1	30.4	12.1
4.38	16.5	0.0	6.2	0.3	10.0	0.1	32.8	13.1
4.78	17.7	0.0	6.6	0.4	10.7	0.1	35.2	14.0
5.18	18.9	0.0	6.9	0.4	11.4	0.2	37.3	14.8
5.58	19.9	0.0	7.2	0.4	12.0	0.2	39.3	15.6
5.98	20.9	0.0	7.5	0.4	12.6	0.2	41.2	16.2
6.37	21.8	0.0	7.8	0.4	13.1	0.2	42.9	16.9
6.77	22.6	0.0	8.0	0.5	13.6	0.2	44.4	17.4
7.17	23.3	0.0	8.2	0.5	14.0	0.2	45.7	17.9
7.57	23.9	0.0	8.3	0.5	14.4	0.2	46.9	18.3
7.97	24.5	0.0	8.4	0.5	14.7	0.2	47.8	18.6
8.37	24.9	0.0	8.5	0.5	15.0	0.2	48.6	18.9
8.76	25.2	0.0	8.6	0.5	15.2	0.2	49.2	19.1
9.16	25.5	0.0	8.6	0.5	15.4	0.2	49.6	19.2
9.56	25.6	0.0	8.6	0.5	15.4	0.2	49.9	19.3
9.96	25.7	0.0	8.5	0.5	15.5	0.2	49.9	19.3
10.36	25.6	0.0	8.5	0.5	15.4	0.2	49.7	19.2
10.76	25.5	0.0	8.4	0.5	15.3	0.2	49.4	19.0
11.16	25.2	0.0	8.2	0.5	15.2	0.2	48.9	18.8
11.55	24.9	0.0	8.1	0.5	15.0	0.2	48.1	18.5
11.95	24.4	0.0	7.9	0.5	14.7	0.2	47.2	18.1
12.35	23.9	0.0	7.7	0.5	14.4	0.2	46.2	17.7
12.75	23.3	0.0	7.4	0.5	14.0	0.2	44.9	17.2
13.15	22.6	0.0	7.2	0.5	13.6	0.2	43.5	16.6
13.55	21.7	0.0	6.9	0.4	13.1	0.2	41.9	16.0
13.94	20.9	0.0	6.6	0.4	12.6	0.2	40.2	15.3
14.34	19.9	0.0	6.2	0.4	12.0	0.2	38.3	14.5
14.74	18.8	0.0	5.9	0.4	11.3	0.2	36.2	13.8
15.14	17.7	0.0	5.5	0.4	10.7	0.1	34.0	12.9
15.54	16.5	0.0	5.1	0.3	9.9	0.1	31.7	12.0
15.94	15.2	0.0	4.7	0.3	9.2	0.1	29.2	11.1
16.33	13.9	0.0	4.3	0.3	8.4	0.1	26.7	10.1
16.73	12.5	0.0	3.9	0.3	7.5	0.1	24.0	9.1
17.13	11.1	0.0	3.4	0.2	6.7	0.1	21.2	8.0
17.53	9.6	0.0	2.9	0.2	5.8	0.1	18.4	6.9
17.93	8.0	0.0	2.5	0.2	4.8	0.1	15.4	5.8
18.33	6.5	0.0	2.0	0.1	3.9	0.1	12.4	4.7
18.72	4.9	0.0	1.5	0.1	2.9	0.0	9.4	3.5
19.12	3.3	0.0	1.0	0.1	2.0	0.0	6.3	2.4
19.52	1.6	0.0	0.5	0.0	1.0	0.0	3.1	1.2
19.92	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:30:07 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 13

ANALISIS DE FLECHA
CON SECCION FISURADA

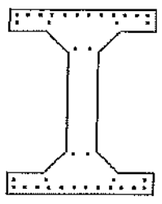
- Sección

Sección : H130DT12FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	12
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	12
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada

E·I [kN·m²] = 2784707

- Estructura

Longitud [m] = 19.92

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

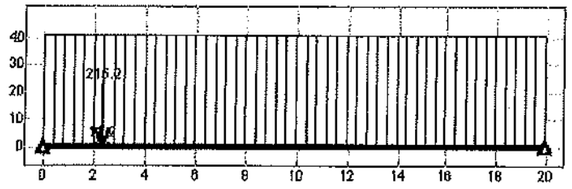
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
2.383	11.21
2.383	215.2

Cargas distribuidas uniformes :

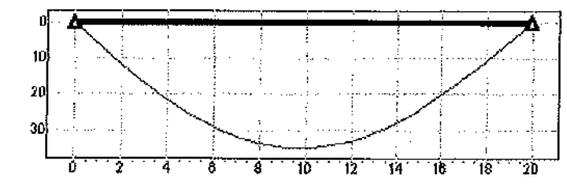
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19.92	13.37
0	19.92	22.56
0	19.92	5

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



2 Resultados

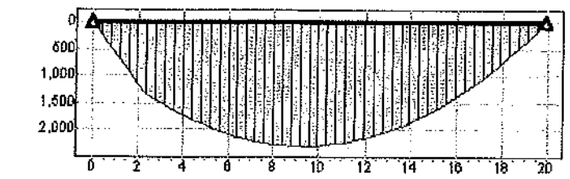
- Deformada [mm]



dmax= 34.86 x= 9.96 dmin= 0.000 x= 0.00

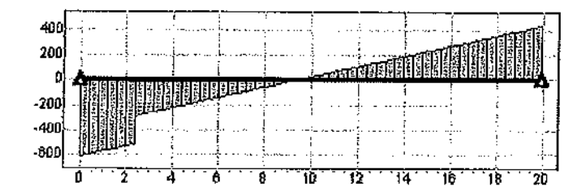
- Ley de flectores [kN·m]

1637



Mmax= 2308.6 x= 9.16 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 434.7 x= 19.92 Vmin= -607.0 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	607.0	434.7
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	5.91	-0.00	-606.99
0.40	2.35	5.89	238.58	-590.68
0.80	4.69	5.84	470.65	-574.37
1.20	7.00	5.75	696.24	-558.07
1.59	9.27	5.64	915.32	-541.76
1.99	11.49	5.49	1127.91	-525.46
2.38	13.60	5.32	1330.24	-509.45
2.38	13.60	5.32	1330.24	-283.04
2.39	13.64	5.32	1332.33	-282.74
2.79	15.72	5.12	1441.73	-266.43
3.19	17.72	4.90	1544.62	-250.13
3.59	19.63	4.68	1641.03	-233.82
3.98	21.44	4.43	1730.93	-217.51
4.38	23.16	4.18	1814.34	-201.21
4.78	24.77	3.92	1891.25	-184.90
5.18	26.28	3.64	1961.67	-168.59
5.58	27.67	3.36	2025.59	-152.29
5.98	28.95	3.06	2083.01	-135.98
6.37	30.11	2.76	2133.94	-119.67
6.77	31.15	2.45	2178.37	-103.37
7.17	32.06	2.14	2216.30	-87.06
7.57	32.85	1.82	2247.74	-70.75
7.97	33.51	1.49	2272.68	-54.45
8.37	34.04	1.17	2291.12	-38.14
8.76	34.44	0.84	2303.07	-21.83
9.16	34.71	0.51	2308.52	-5.53
9.56	34.84	0.18	2307.47	10.78
9.96	34.85	-0.15	2299.93	27.09
10.36	34.72	-0.48	2285.89	43.39
10.76	34.47	-0.81	2265.35	59.70
11.16	34.08	-1.13	2238.32	76.00
11.55	33.57	-1.45	2204.79	92.31
11.95	32.93	-1.76	2164.77	108.62
12.35	32.17	-2.06	2118.25	124.92
12.75	31.29	-2.36	2065.23	141.23
13.15	30.29	-2.66	2005.71	157.54
13.55	29.17	-2.94	1939.70	173.84
13.94	27.95	-3.21	1867.20	190.15
14.34	26.61	-3.47	1788.19	206.46
14.74	25.18	-3.72	1702.69	222.76
15.14	23.65	-3.96	1610.69	239.07
15.54	22.03	-4.18	1512.20	255.38
15.94	20.32	-4.39	1407.21	271.68
16.33	18.53	-4.58	1295.72	287.99
16.73	16.67	-4.76	1177.74	304.30
17.13	14.74	-4.92	1053.26	320.60
17.53	12.75	-5.06	922.28	336.91
17.93	10.71	-5.18	784.81	353.22
18.33	8.62	-5.29	640.84	369.52
18.72	6.50	-5.37	490.38	385.83
19.12	4.35	-5.43	333.41	402.13
19.52	2.18	-5.46	169.96	418.44
19.92	0.00	-5.47	0.00	434.75

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:28:26 p.m.

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

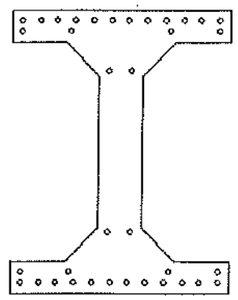
- Sección

Sección : H130DT12FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	12
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	12
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.5450	0.732
Ix [m4]	0.1256	0.1863
Iy [m4]	0.0267	0.0421
ix [m]	0.48	0.50
iy [m]	0.22	0.24
x´g [m]	0.50	0.50
y´g [m]	0.65	0.65

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0901
Mfis [kN·m]	1005.7
y´fis [m]	0.37

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:30:52 p.m.

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

LOSA 13

ANALISIS DE ESFUERZOS MAYORADOS

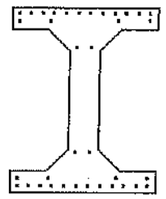
- Sección

Sección : H130DT12FI32

Contorno exterior

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	12
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	12
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

Recubrimiento exterior [m] : 0.050



- Rigidez

Inercia considerada : Fisurada

E·I [kN·m²] = 2784707

- Estructura

Longitud [m] = 19.92

Vinculación de los extremos de la viga :

Extremo izquierdo : Apoyo

Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

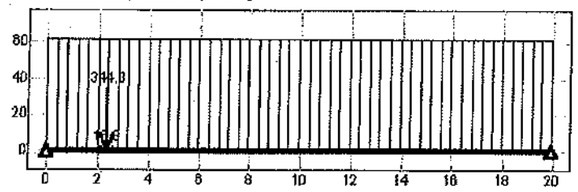
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
2.383	16.82
2.383	344.33

Cargas distribuidas uniformes :

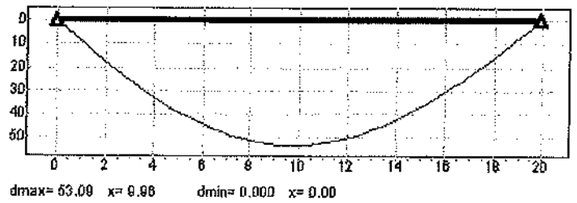
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	19.92	20.06
0	19.92	33.84
0	19.92	8

Cargas aplicadas[kN/m, kN y kN·m]



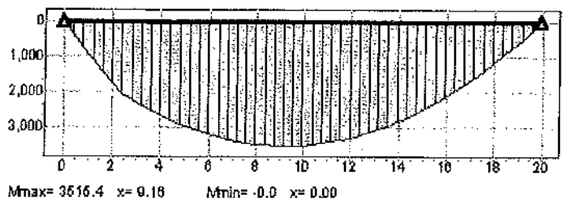
2 Resultados

- Deformada [mm]



dmax= 53.09 x= 9.96 dmin= 0.000 x= 0.00

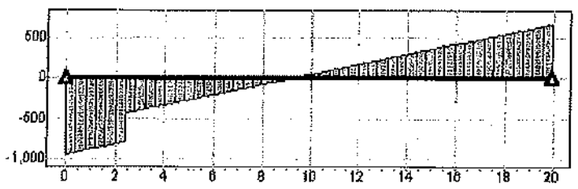
- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 3516.4 x= 9.16 Mmin= -0.0 x= 0.00

$M_d = 3516 < M_u = 7289$ mkN

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 659.7 x= 19.92 Vmin= -934.5 x= 0.00

$V_d = 935$ kN $V_{ult} = 1505$ kN

2 cercos ϕ12 /15cm

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	934.5	659.7
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	9.02	-0.00	-934.47
0.40	3.59	8.99	367.38	-909.81
0.80	7.16	8.91	724.94	-885.15
1.20	10.69	8.79	1072.67	-860.49
1.59	14.15	8.61	1410.57	-835.83
1.99	17.54	8.38	1738.65	-811.17
2.38	20.77	8.12	2051.09	-786.96
2.38	20.77	8.12	2051.09	-425.81
2.39	20.83	8.11	2054.24	-425.35
2.79	24.00	7.81	2218.79	-400.69
3.19	27.04	7.48	2373.51	-376.03
3.59	29.95	7.13	2518.41	-351.37
3.98	32.72	6.76	2653.48	-326.71
4.38	35.33	6.37	2778.73	-302.05
4.78	37.79	5.96	2894.15	-277.39
5.18	40.08	5.54	2999.75	-252.73
5.58	42.20	5.10	3095.53	-228.07
5.98	44.15	4.66	3181.48	-203.41
6.37	45.91	4.19	3257.60	-178.74
6.77	47.49	3.72	3323.90	-154.08
7.17	48.88	3.24	3380.38	-129.42
7.57	50.07	2.76	3427.03	-104.76
7.97	51.07	2.26	3463.85	-80.10
8.37	51.88	1.77	3490.85	-55.44
8.76	52.48	1.27	3508.02	-30.78
9.16	52.88	0.76	3515.37	-6.12
9.56	53.09	0.26	3512.90	18.54
9.96	53.09	-0.24	3500.60	43.20
10.36	52.90	-0.74	3478.47	67.86
10.76	52.50	-1.24	3446.53	92.53
11.16	51.91	-1.73	3404.75	117.19
11.55	51.13	-2.21	3353.15	141.85
11.95	50.15	-2.69	3291.73	166.51
12.35	48.99	-3.15	3220.48	191.17
12.75	47.64	-3.61	3139.40	215.83
13.15	46.12	-4.05	3048.50	240.49
13.55	44.42	-4.48	2947.78	265.15
13.94	42.55	-4.89	2837.23	289.81
14.34	40.52	-5.29	2716.86	314.47
14.74	38.34	-5.67	2586.66	339.14
15.14	36.00	-6.03	2446.63	363.80
15.54	33.53	-6.37	2296.78	388.46
15.94	30.93	-6.69	2137.11	413.12
16.33	28.21	-6.98	1967.61	437.78
16.73	25.37	-7.25	1788.29	462.44
17.13	22.44	-7.49	1599.14	487.10
17.53	19.41	-7.71	1400.16	511.76
17.93	16.30	-7.89	1191.37	536.42
18.33	13.12	-8.05	972.74	561.08
18.72	9.89	-8.17	744.29	585.74
19.12	6.62	-8.26	506.02	610.41
19.52	3.32	-8.31	257.92	635.07
19.92	0.00	-8.33	0.00	659.73

1641

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:31:50 p.m.

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

- Materiales

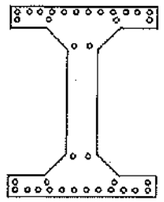
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : H130DT12FI32

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.500	0.700	1-2	12
2	-0.500	0.700	2-3	2
3	-0.500	0.550	3-4	2
4	-0.250	0.550	4-5	2
5	-0.100	0.400	5-6	2
6	-0.100	-0.300	6-7	2
7	-0.250	-0.450	7-8	2
8	-0.500	-0.450	8-9	2
9	-0.500	-0.600	9-10	12
10	0.500	-0.600	10-11	2
11	0.500	-0.450	11-12	2
12	0.250	-0.450	12-13	2
13	0.100	-0.300	13-14	2
14	0.100	0.400	14-15	2
15	0.250	0.550	15-16	2
16	0.500	0.550	16-1	2

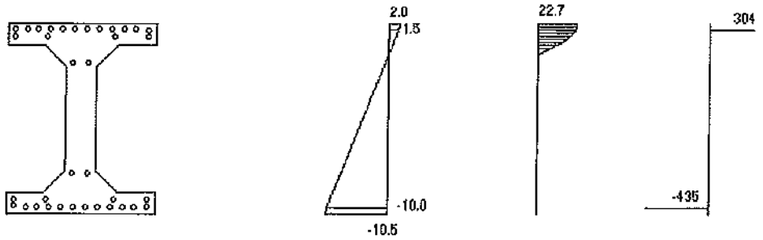
Recubrimiento exterior [m] : 0.050



2 Comprobación

ϕ [mm] = 32
Nd [kN] = 0
Mxd [kN·m] = 3516
Myd [kN·m] = 0

Nu [kN] = 0
Mxu [kN·m] = 7289.6
Myu [kN·m] = -0.7
γ = 2.07



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.21
ß [°] = 0.0
1/r [1/m]·1.E-3 = 9.6
εs ·1.E-3 = 2.0
εi ·1.E-3 = -10.5

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.05	1.5	304
1.25	-10.0	-435

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:34:01 p.m.

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

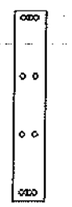
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : 20X130AL5FI32
b0 [m] = 0.20
h [m] = 1.30



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.15
ϕ [mm] = 12
nº ramas: 4
Area [cm²/m] = 30.2
ρ [·1.E-3] = 22

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 1984.0
Vu2 [kN] = 1505.7
Vcu [kN] = 154.6
Vsu [kN] = 1351.1

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1505.7

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Obra Ave Prat - Isolux Corsan - Estructuras de Hormigón Armado
Fecha: 26/10/06
Hora: 12:32:57 p.m.

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : 20X130AL5FI32
b0 [m] = 0.20
h [m] = 1.30



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.10
φ [mm] = 12
nº ramas: 2
Area [cm²/m] = 22.6
ρ [·1.E-3] = 22

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 1984.0
Vu2 [kN] = 1168.0
Vcu [kN] = 154.6
Vsu [kN] = 1013.4

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 1168.0

1 cerco φ12 . Vu ≥ Vd ~~XXX~~ CUMPLE

Losa 13 : Losa 13 - H370 . SDB

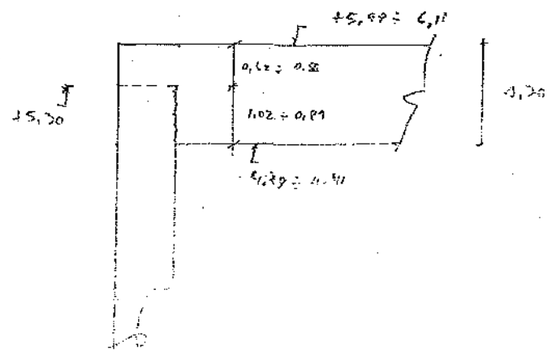
Ruiz. CP = | 90,06 T/mina b = 1,625 m : 55,98 T/m
| 48,74 T/metro b = 1,0 m

Ruiz TREN = | 4,21 T/mina b = 1,625 m : 2,6 T/m
| 2,54 T/metro b = 1,0 m

Ruiz SC : | 7,40 T/mina b = 1,625 m : 4,55 T/m
| 4,13 T/metro b = 1,0

Ruiz 60T : | 46,40 T/mina b = 1,625 m : 28,55 T/m
| 10,43 T/metro b = 1,0 m

M = 1,2 · (55,98 + 2,6 + 4,55 + 28,55) = 137,52 T·m



Arm. Hz. : 4 rdd. el bache para Losa 12.
para 3 ramas a ϕ12/m l = 4,30 m.

Tiral principal:
R1 = 137,52 T/m
V = 0,5 m
h = 0,68 m
γ = 1,20

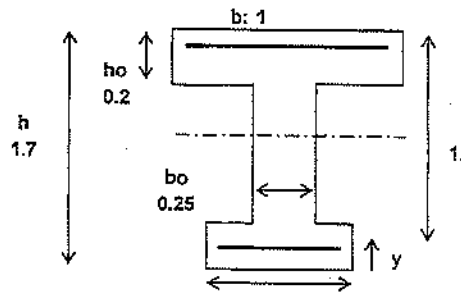
R1 Losa 13 = R1 Losa 12 ⇒ {a2 ; a3} Losa 13 = {a1 a3} Losa 12
h Losa 13 > h Losa 12 ⇒ a2 Losa 13 < a1 Losa 12

⇒ Utilizamos la armadura de la losa 12.

a1 = 7,03 ϕ25/m
a2 = 4,27 ϕ25/m
a3 = 6,04 ϕ25/m

Càlcul de la inèrcia fissurada

NERVI LLOSA 13 H=1,7 m



$b_{cap\ de\ tracció}$: 1
gruix ala traccionada: 0.2

As2 = 96.5 cm2
d' = 0.08133 m

10	32	80.42 cm2	1ª capa
2	32	16.08 cm2	2ª capa
0	32	0 cm2	3ª capa

recobriment superior, c_{sup} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{sup} : 6 cm

As1= 96.78 cm2

10	32	80.42 cm2	1ª capa
2	32	16.08 cm2	2ª capa
1	6	0.28 cm2	3ª capa

recobriment inferior, c_{inf} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{inf} : 6 cm

recobriment lateral, c_{lat}: 0 cm
En cas de llosa indefinida escriviu "0" (zero)

Materials:

Es: 21000000 T/m2
Ec: 2857679 T/m2
n = 7.349

fck : 40 MPa
fyk: 500 MPa

Ma : 328.86 mT

$\delta = ho/d$ =	0.124
$\xi = \delta \cdot (b/bo-1)$ =	0.372
$\rho1 = As1/(b \cdot d)$ =	0.00598065
$\rho2 = As2/(b \cdot d)$ =	0.00596334
$\beta = \xi + n \cdot (\rho1 + \rho2) \cdot b/bo$ =	0.7231
$\alpha = 2n \cdot (\rho1 + \rho2 \cdot d'/d) \cdot b/bo + \xi \cdot \delta$ =	0.4154

$n \cdot \rho_1 <= (\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta))$? Si es compleix cal aplicar les fórmules de secció rectangular; si no unes pròpies per secció en T.

$n \cdot \rho1$ = 0.0439518
$(\delta^2 + 2n\rho_2 \cdot (\delta - d'/d)) / (2 \cdot (1-\delta))$ = 0.01246538 Feu servir les fórmules de secció en T

Secció rectangular o plana

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.22847
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.13361 m4

Secció en T, doble T o T invertida

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.24555
Ic (annex 9, EHE) = 0.0189911 m4
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.1320845 m4

Valors a tenir en compte:

X = 0.397353921 m comptats des de fibra superior
If = 0.1320845

curvatura 1/r = M/(Ec·If)
tensió fibra més comprimida de formigó $\sigma c = M \cdot X / If$
tensions a les armadures: $\sigma s1 = n \cdot \sigma c \cdot (d-X)/X$
$\sigma s2 = -n \cdot \sigma c \cdot (X-d')/X$

Mètode general de càlcul de l'obertura de fissura

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$

tipus d'accions
- ○ fissuració per accions indirectes solament
- ◉ casos restants

β = 1.7

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficac} / As$

c = 0.05 m
ϕ = 0.032 m
☐ grup de barres

32	8.04	cm2
32	8.04	cm2
NO	0	cm2

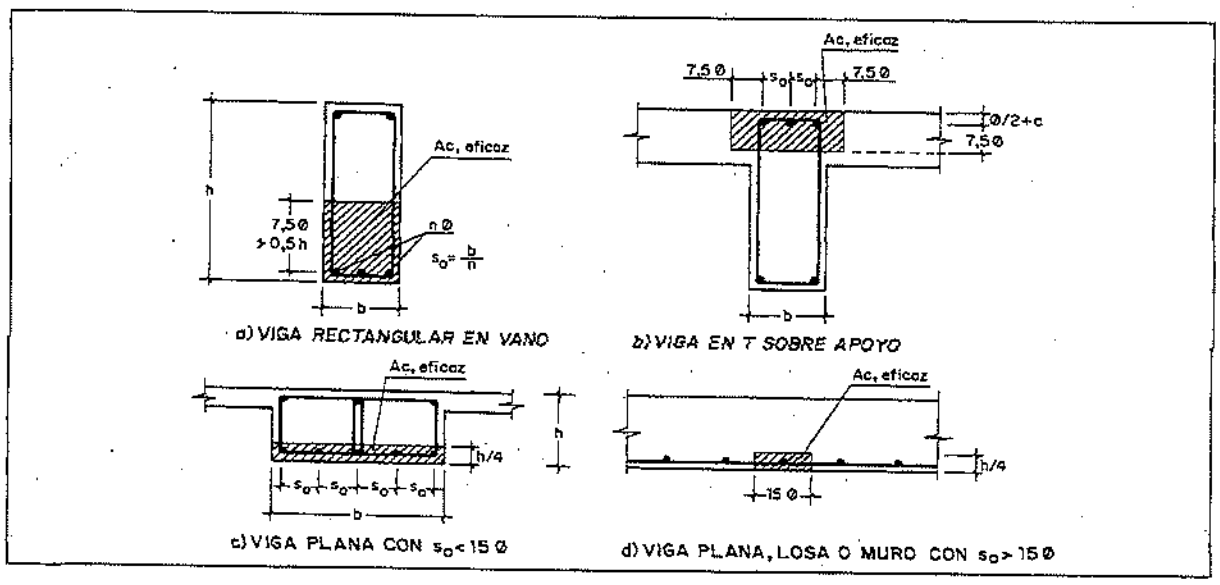
k_1 = 0.125

Cas
- ◉ flexió simple
- ○ tracció simple

NOTA: prenem el diàmetre màxim de les barres en tracció independentment de la capa on es trobi aquesta barra. En cas de grup de barres es pren el diàmetre de barra equivalent. Aquest valor l'utilitzem pel càlcul de "15·ϕ".

$s = \min(b_{cap\ de\ tracció}/n^o\ de\ \phi\ ;\ 15\phi) =$ 0.1 m

$Ac_{eficaç} =$ 0.2495 m2 amb $As =$ 0.00965 m2



Cas
- ○ biga rectangular
- ○ biga plana
- ○ mur, llosa indefinida
- ◉ doble T ò T invertida

Opcions per a bigues planes/murs o llosa:
- ○ altura=h/4
- ◉ altura=min(h/4; yfilai+7,5f)

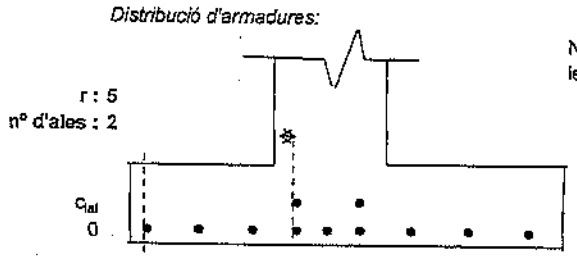
Comptem els 7,5f des de:
- ○ y fila 1 ◉ y fila 2 ○ y fila 3

Càlcul de Aceficaç biga doble T ò T invertida:

L'ample de la secció eficaç serà igual a l'ample del cap de traccions si la separació entre les armadures de la 1ª fila (distància entre eixos) és inferior a 15·ϕ. Si no, l'ample serà 15·ϕ pel nombre de barres interiors de la 1ª fila més (recobriment lateral + ϕ/2 + 7,5·ϕ) per a les barres dels extrems. L'altura de la secció eficaç serà el valor mínim entre ($y_{fila\,i}$ + 7,5·ϕ), gruix de l'ala i h/4 per a la zona fora del nervi; i, pel que fa al nervi, l'altura serà el valor mínim entre ($y_{fila\,i}$ + 7,5·ϕ) i h/2 .

NOTA: el valor de ϕ correspon al del diàmetre de la barra a tracció més grossa (entre les 3 capes) ò el de l'àrea equivalent en cas de grup de barres.

Distribució d'armadures:



NOTA: La distribució d'armadures ha de ser coherent amb una separació constant de les barres. Al nervi hi haurà 2 barres com a mínim.

altura zona ales = 0.2 m
altura zona nervi = 0.398 m

Dels 10 rodons disposats a 1ª capa n'hi ha 2 al nervi ⟹ 8 a les ales.

Dels 2 rodons disposats a 2ª capa n'hi ha 2 al nervi ⟹ 0 a les ales.

Dels 1 rodons disposats a 3ª capa n'hi ha 0 al nervi ⟹ 1 a les ales.

$Ac_{eficaç}$ nervi = 0.0995 m2 $Ac_{eficaç}$ ala = 0.15 m2
As nervi= 0.0032164 m2 As ala = 0.0064336 m2

$Ac_{eficaç}$ biga doble T ò T invertida= 0.2495 m2
As= 0.00965 m2

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As =$ 0.1614 m

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1 - k_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4 \cdot \sigma_s/Es$

Es = 21000000 T/m2

$\sigma_s = n \cdot (M_s \cdot X/If) \cdot (d-X)/X =$ 22338.575 T/m2

$k_2 =$ 0.5

Cas:
- ○ càrrega instantània no repetida
- ◉ casos restants

$\sigma_{sr} = n\cdot(M_{fis}\cdot X/If)\cdot(d-X)/X =$ **9409.97** **T/m2**

Mfis = fct,fl · (I_b/y_g) = 138.53 mT

$f_{ct,fl} = 0{,}37\cdot f_{ck,j}^{2/3}$ = 4.32755 N/mm2
y_g = 0.85 m
I_b = 0.27210417 m4

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es\cdot(1-k_2\cdot(\sigma_{s,r}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4\cdot\sigma_s/Es =$ **0.00097**

$w_k = \beta\cdot s_m\cdot\varepsilon_{sm} =$ **0.265** **mm**

Càlcul de fletxes NERVI

Fletxa total = finst + fdif.

finst és la causada per g1+g2+q amb Ie3 corresponent a Ma = Mg1+Mg2+Mq: finst = f(Mg1+Mg2+Mq; Ele3)

fdif és la suma de la fdif deguda a l'increment de fletxa que es produeix des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) ; i la fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa que es produeix a t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2). El terme finst_g2= f(Mg1+Mg2; Ele2) - f(Mg1;Ele1) representa l'increment de la fletxa instantània produïda a t2 per l'aplicació de g2 (inclou l'increment de fletxa produït per g1 per la pèrdua de rigidesa que suposa aplicar g2). El terme fi*= f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2; Ele2) representa l'increment de fletxa deguda a g1+g2 per la pèrdua de rigidesa que suposa l'aplicació de q a l'instant t2+dt.

Fletxa instantània:

Càlcul de la inèrcia equivalent: secció central per a elements recolzats i continus; secció d'arranc a voladius:

$I_e = (M_{fis}/M_a)^3\cdot I_b + (1-(M_{fis}/M_a)^3)\cdot I_{fis} <= I_b$

Mg1+Mg2+Mq : 328.86 mT
Mfis = 138.53 mT
Ib = 0.27210417 m4
If = 0.1320845 m4

I_{e3} = **0.1426** **m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** **0.524**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{oj} = 10000\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$
$E_j = 8500\cdot(f_{cm,j})^{1/3}$

per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)
vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació
○ Eoj
◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)
fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment
○ ràpid
◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ Ecorregit = β·E = **3089105.01** **T/m2**
β : **1**

Fletxa diferida:

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1):

Mg1 :	**104.71**	**mT**
Mfis =	138.53	mT
Ib =	0.27210417	m4
If =	0.1320845	m4

I_{e1} = **0.2721** m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** 1

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

Eoj = 10000·(fcm,j)$^{1/3}$
Ej = 8500·(fcm,j)$^{1/3}$

per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)
vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació
○ Eoj
◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)
fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment
○ ràpid
◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E =** **3089105.01** **T/m2**
β : 1

Càlcul de λ(∞,t1)):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho 2)$

ρ2 = 0.00596334

edat d'aplicació de la càrrega: 2 setmanes ⟹ ξ(j) = 0.5
ξ(∞) = 2

λ(∞,t1) = **1.155**

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2) = (f(Mg1+Mg2;Ele2) - f(Mg1;Ele1) + f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2;Ele2)) · λ(∞, t2) =(f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1;Ele1)) · λ(∞, t2)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1) i finst(Mg1+Mg2;Ie3):

Els valors de E i Ie1 els acabem de calcular i són:

E = **3089105.01** T/m2
I_{e1} = **0.2721** m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** **1**

Com a valors de E i Ie3 podem prendre els ja calculats:

E = **3089105.01** T/m2
I_{e3} = **0.1426** m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** **0.524**

Càlcul de λ(∞,t2)):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho 2)$

ρ2 = 0.00596334

edat d'aplicació de la càrrega: 3 mesos ⟹ ξ(j) = 1
ξ(∞) = 2

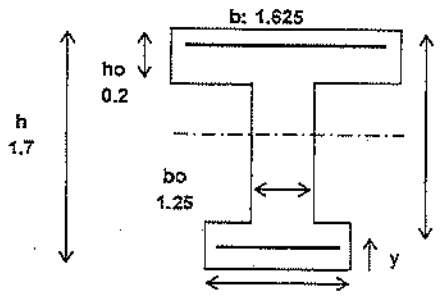
λ (∞,t2)= **0.77**

Valors de fletxa:

instantànea:		
finst(Mg1+Mg2+Mq; Ele3) :	**3.5**	**cm**
finst(Mg1; Ele1) :	**0.59**	**cm**
finst(Mg1+Mg2; Ele3) :	**2.33**	**cm**
diferida:		
finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) =	0.68	cm
(finst(Mg1+Mg2;Ele3) - finst(Mg1;Ele1)) ·λ(∞, t2) =	1.34	cm
fdif =	**2.02**	**cm**
f total = f inst + f dif =	**5.52**	**cm**
Llum de càlcul:	20	m ⟹ **f / L =** **1/362,3**

Càlcul de la inèrcia fissurada

VORA LLOSA 13 H=1,70 m



$b_{cap\ de\ tracció}$: 1.625
gruix ala traccionada: 0.2

As2 = 217.15 cm2
d' = 0.10348 m

16 32	128.68	cm2	1ª capa
11 32	88.47	cm2	2ª capa
0 32	0	cm2	3ª capa

recobriment superior, c_{sup} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{sup} : 6 cm

As1 = 217.43 cm2

16 32	128.68	cm2	1ª capa
11 32	88.47	cm2	2ª capa
1 6	0.28	cm2	3ª capa

recobriment inferior, c_{inf} : 5 cm
separació lliure entre files, s_{inf} : 6 cm

recobriment lateral, c_{lat}: 0 cm
En cas de llosa indefinida escriviu "0" (zero)

Materials:

Es: 21000000 T/m2
Ec: 2857679 T/m2
n = 7.349

fck : 40 MPa
fyk: 500 MPa

Ma : 701.31 mT

y 1ª capa = 6.6 cm
y 2ª capa = 15.8 cm
y 3ª capa = 23.7 cm

δ = ho/d = 0.125
$\xi = \delta\cdot(b/bo-1)$ = 0.038
$\rho1$= As1/ (b·d) = 0.00838181
$\rho2$= As2/ (b·d) = 0.00837102
$\beta=\xi+n\cdot(\rho1+\rho2)\cdot b/bo$ = 0.1981
$\alpha = 2n\cdot(\rho1+\rho2\cdot d'/d)\cdot b/bo+\xi\cdot\delta$ = 0.1753

$n\cdot\rho_1 <= (\delta^2 + 2n\rho_2\cdot(\delta-d'/d)) / (2\cdot(1-\delta))$? Si es compleix cal aplicar les fórmules de secció rectangular; si no unes pròpies per secció en T.
$n\cdot\rho1$ = 0.06159792
$(\delta^2 + 2n\rho_2\cdot(\delta-d'/d)) / (2\cdot(1-\delta))$ = 0.01315944 Feu servir les fórmules de secció en T

Secció rectangular o plana

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.25941
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.2772 m4

14:06 16/07/2007 comprovació_fissuració ELS_vora_losa13_H170

Secció en T, doble T o T invertida

profunditat relativa de la fibra neutra, X/d (annex 9, EHE) = 0.26509
Ic (annex 9, EHE) = 0.0396589 m4
Inèrcia fissurada, If (annex 9, EHE) = 0.2758931 m4

Valors a tenir en compte:

X = 0.423176422 m comptats des de fibra superior
If = 0.2758931

curvatura $1/r = M/(Ec\cdot If)$
tensió fibra més comprimida de formigó $\sigma c = M\cdot X / If$
tensions a les armadures: $\sigma s1 = n\cdot\sigma c\cdot(d-X)/X$
$\sigma s2 = -n\cdot\sigma c\cdot(X-d')/X$

Mètode general de càlcul de l'obertura de fissura

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$

β = 1.7

tipus d'accions
- ○ fissuració per accions indirectes solament
- ◉ casos restants

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4\cdot k_1\cdot\phi\cdot Ac_{eficac} / As$

c = 0.05 m
ϕ = 0.032 m
☐ grup de barres

32	8.04	cm2
32	8.04	cm2
NO	0	cm2

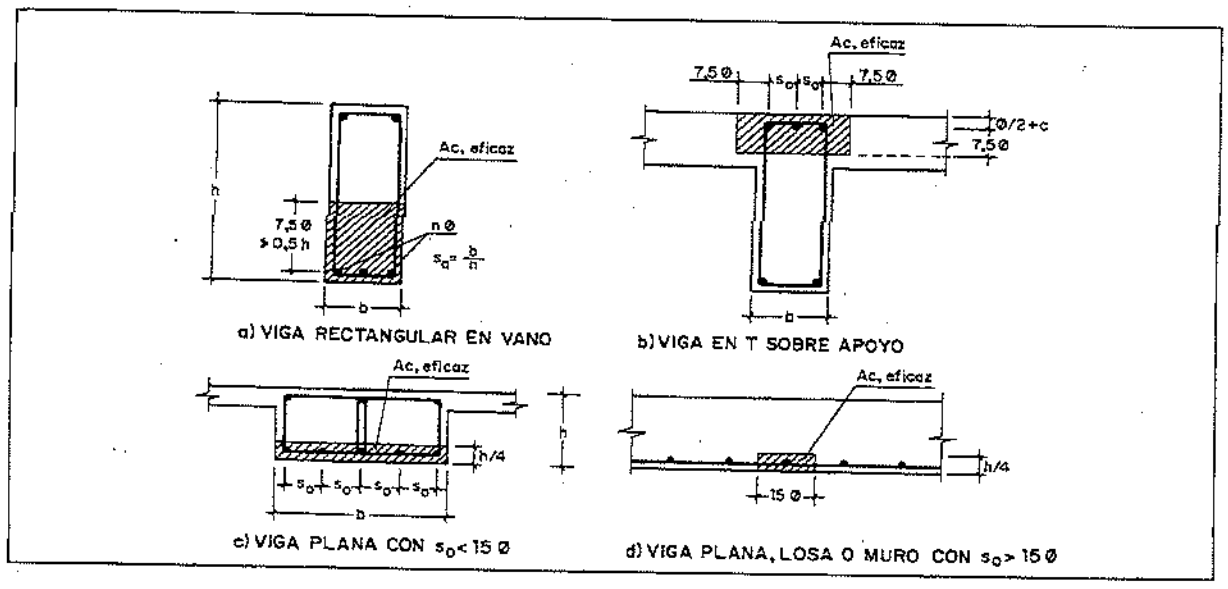
k_1 = 0.125

Cas
- ◉ flexió simple
- ○ tracció simple

NOTA: prenem el diàmetre màxim de les barres en tracció independentment de la capa on es trobi aquesta barra. En cas de grup de barres es pren el diàmetre de barra equivalent. Aquest valor l'utilitzem pel càlcul de "15·ϕ".

$s = \min\{b_{cap\ de\ tracció}/n^{o}\ de\ \phi\ ;\ 15\phi\} =$ 0.102 m

$Ac_{eficaç} =$ 0.5725 m2 amb $As =$ 0.021715 m2



Cas
- ○ biga rectangular
- ○ biga plana
- ○ mur, llosa indefinida
- ◉ doble T ó T invertida

Opcions per a bigues planes/murs o llosa:
- ○ altura=h/4
- ◉ altura=min(h/4; yfila1+7,5f)

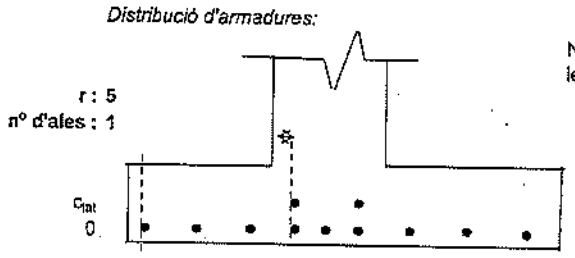
Comptem els 7,5f des de:
- ○ y fila 1
- ◉ y fila 2
- ○ y fila 3

Càlcul de Aceficaç biga doble T ò T invertida:

L'ample de la secció eficaç serà igual a l'ample del cap de traccions si la separació entre les armadures de la 1ª fila (distància entre eixos) és inferior a 15·ϕ. Si no, l'ample serà 15·ϕ pel nombre de barres interiors de la 1ª fila més (recobriment lateral + ϕ/2 + 7,5·ϕ) per a les barres dels extrems. L'altura de la secció eficaç serà el valor mínim entre ($y_{fila\,1}$ + 7,5·ϕ), gruix de l'ala i h/4 per a la zona fora del nervi; i, pel que fa al nervi, l'altura serà el valor mínim entre ($y_{fila\,1}$ + 7,5·ϕ) i h/2 .

NOTA: el valor de ϕ correspon al del diàmetre de la barra a tracció més grossa (entre les 3 capes) ò el de l'àrea equivalent en cas de grup de barres.

Distribució d'armadures:



NOTA: La distribució d'armadures ha de ser coherent amb una separació constant de les barres. Al nervi hi haurà 2 barres com a mínim.

altura zona ales = 0.2 m
altura zona nervi = 0.398 m

Dels 16 rodons disposats a 1ª capa n'hi ha 11 al nervi ⟹ 5 a les ales.

Dels 11 rodons disposats a 2ª capa n'hi ha 6 al nervi ⟹ 5 a les ales.

Dels 1 rodons disposats a 3ª capa n'hi ha 0 al nervi ⟹ 1 a les ales.

$Ac_{eficaç}$ nervi = 0.4975 m2 $Ac_{eficaç}$ ala = 0.075 m2
As nervi= 0.013672386 m2 As ala = 0.008042614 m2

$Ac_{eficaç}$ biga doble T ò T invertida= 0.5725 m2
As= 0.021715 m2

$s_m = 2c + 0{,}2s + 0{,}4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot Ac_{eficaç} / As =$ 0.1626 m

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1 - k_2 \cdot (\sigma_{s2}/\sigma_s)^2) >= 0{,}4 \cdot \sigma_s/Es$

Es = 21000000 T/m2

$\sigma_s = n \cdot (M_a \cdot X/If) \cdot (d-X)/X =$ 21915.92 T/m2

$k_2 =$ 0.5

Cas:
- ○ càrrega instantànea no repetida
- ◉ casos restants

$\sigma_{sr} = n\cdot(M_{fis}\cdot X/If)\cdot(d-X)/X =$ 9492.805 T/m2

Mfis = fct,fl · (I_b/y_g) = 303.77 mT

fct,fl = 0,37·fck,j$^{2/3}$ = 4.32755 N/mm2
y_g = 0.85 m
I_b = 0.59664583 m4

$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/Es \cdot (1- k_2\cdot(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2) >= 0,4\cdot\sigma_s/Es =$ 0.00095

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} =$ 0.263 mm

Càlcul de fletxes NERVI

Fletxa total = finst + fdif.

finst és la causada per g1+g2+q amb Ie3 corresponent a Ma = Mg1+Mg2+Mq: finst = f(Mg1+Mg2+Mq; Ele3)

fdif és la suma de la fdif deguda a l'increment de fletxa que es produeix des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) ; i la fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa que es produeix a t2: fdif(finst_g2 + fi*) = (finst_g2 + fi*) · λ(∞, t2). El terme finst_g2= f(Mg1+Mg2; Ele2) - f(Mg1;Ele1) representa l'increment de la fletxa instantània produïda a t2 per l'aplicació de g2 (inclou l'increment de fletxa produït per g1 per la pèrdua de rigidesa que suposa aplicar g2). El terme fi*= f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2; Ele2) representa l'increment de fletxa deguda a g1+g2 per la pèrdua de rigidesa que suposa l'aplicació de q a l'instant t2+dt.

Fletxa instantània:

Càlcul de la inèrcia equivalent: secció central per a elements recolzats i continus; secció d'arranc a voladius:

$I_e = (M_{fis}/M_a)^3 \cdot I_b + (1- (M_{fis}/M_a)^3)\cdot I_{fis} <= I_b$

Mg1+Mg2+Mq : **701.31** mT
Mfis = 303.77 mT
Ib = 0.59664583 m4
If = 0.2758931 m4

I_{e3} = **0.302** m4 ⟹ **factor = Ie / Ib =** **0.506**

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

Eoj = 10000·(fcm,j)$^{1/3}$
Ej = 8500·(fcm,j)$^{1/3}$

per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)
vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació
○ Eoj
◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)
fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment
○ ràpid
◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E =** **3089105.01** **T/m2**
β : 1

Fletxa diferida:

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t1: fdif(finst_g1)= finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1):

Mg1 :	**241.4**	**mT**
Mfis =	303.77	mT
Ib =	0.59664583	m4
If =	0.2758931	m4

I_{e1} = **0.5966** **m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** 1

Càlcul del mòdul de deformació del formigó a j dies d'edat:

$E_{oj} = 10000 \cdot (f_{cm,j})^{1/3}$
$E_j = 8500 \cdot (f_{cm,j})^{1/3}$

per a càrregues instantànies o ràpidament variables (tangent)
vàlida si les tensions en servei no sobrepassen 0,45·fcj

mòdul de deformació
○ Eoj
◉ Ej

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j)
fcm = fck + 8 N/mm2 = 48 N/mm2

edat: 28 d

enduriment
○ ràpid
◉ normal

ràpid: ciment 42,5R, 52,5, 52,5R si a/c <= 0.6 i 32,5R, 42,5 si a/c<= 0.5.

normal: casos restants.

coeficient d'edat = 1

fcm,j = fcm · coeficient d'edat (j) = 48 N/mm2

E = 3089105.01 T/m2 ⟹ **Ecorregit = β·E =** **3089105.01** **T/m2**
β : **1**

Càlcul de λ(∞,t1)):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho 2)$

ρ2 = 0.00837102

edat d'aplicació de la càrrega: 2 setmanes ⟹ ξ(j) = 0.5
ξ(∞) = 2

λ(∞,t1) = 1.057

Fletxa diferida deguda a l'increment de fletxa des de t2: fdif(finst_g2 + fi") = (finst_g2 + fi") · λ(∞, t2) = (f(Mg1+Mg2;Ele2) - f(Mg1;Ele1) + f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1+Mg2;Ele2)) · λ(∞, t2) =(f(Mg1+Mg2;Ele3) - f(Mg1;Ele1)) · λ(∞, t2)

Càlcul de finst(Mg1;Ele1) i finst(Mg1+Mg2;Ie3):

Els valors de E i Ie1 els acabem de calcular i són:

E = **3089105.01** **T/m2**
I_{e1} = **0.5966** **m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** 1

Com a valors de E i Ie3 podem prendre els ja calculats:

E = **3089105.01** **T/m2**
I_{e3} = **0.302** **m4** ⟹ **factor = Ie / Ib =** **0.506**

Càlcul de λ(∞,t2)):

$\lambda = (\xi(\infty) - \xi(j))/(1+50\cdot\rho 2)$

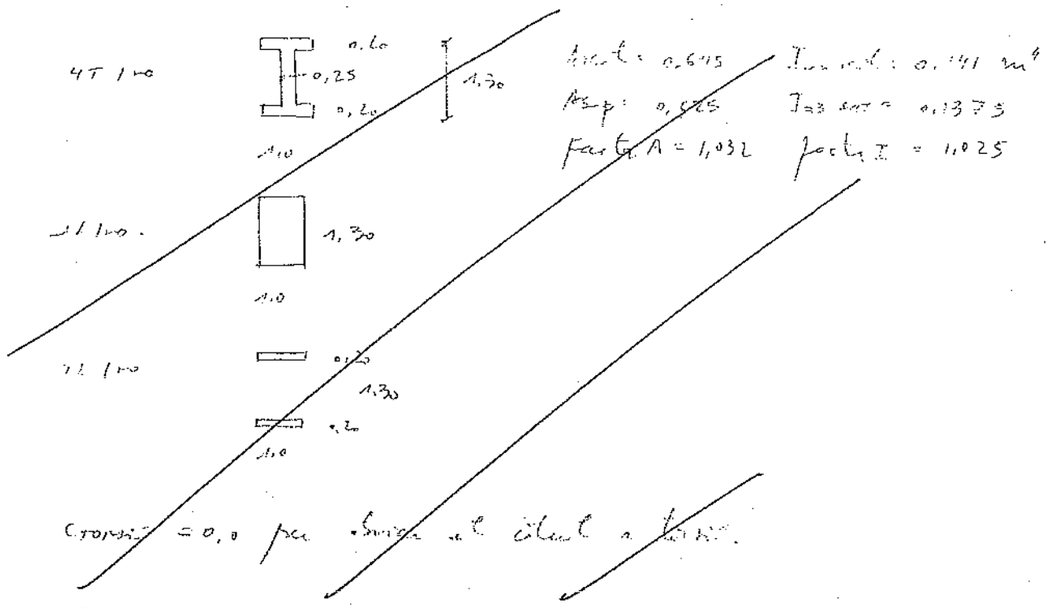
ρ2 = 0.00837102

edat d'aplicació de la càrrega: 3 mesos ⟹ ξ(j) = 1
ξ(∞) = 2

λ (∞,t2)= 0.705

Valors de fletxa:

instantània:		
finst(Mg1+Mg2+Mq; Ele3) :	**3.6**	**cm**
finst(Mg1; Ele1) :	**0.625**	**cm**
finst(Mg1+Mg2; Ele3) :	**2.34**	**cm**
diferida:		
finst(Mg1;Ele1) ·λ(∞,t1) =	0.66	cm
(finst(Mg1+Mg2;Ele3) - finst(Mg1;Ele1)) ·λ(∞, t2) =	1.21	cm
fdif =	**1.87**	**cm**
f total = f inst + f dif =	**5.47**	**cm**
Llum de càlcul:	**20**	**m** ⟹ **f / L =** **1/365.6**



Inert : 0,645 I_{inert} : 0,141 m⁴
Asp : 0,625 $I_{as\ sup}$ = 0,1375
Facteur A = 1,032 facteur I = 1,025

Croisillons = 0,0 pas à prendre en compte dans le calcul des poutres.

Charges :

Poutre principale : "courante" sur zone de base transversale.

Terre :

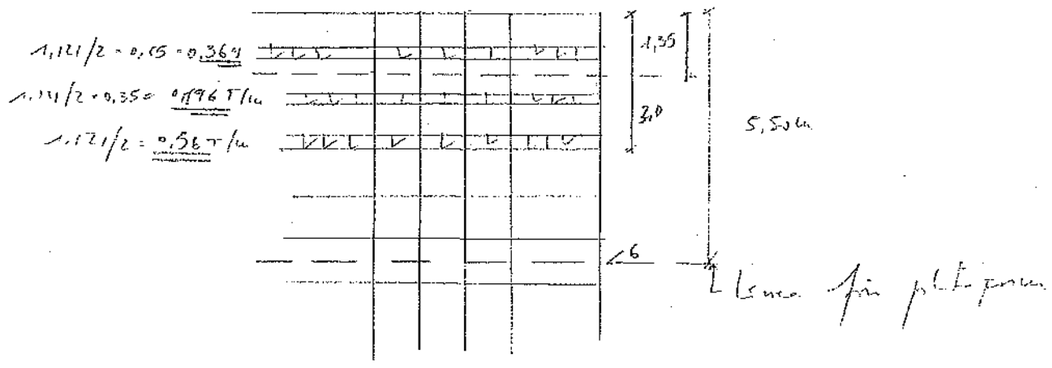
. 1,35 m plateforme à 1,15 m sous la plateforme

base transversale $d = 1.25$ m $d = 1.15$

$h = 1.0$ m → $2,0 \times 1,25 = 2,50$ T/m $2,30$ T/m

$h = 1,625$ m → $4,0625$ T/m $3,711$ T/m

V_{10} : 1,121 T/m



Stockage :

sc = 0,5 T/m² sur plateforme

sc = 0,4 T/m² sur zone de plateforme :

correspond à la base transversale :

$h = 1,0$ → sc 0,5 : 0,5 T/m

sc : 0,4 : 0,4 T/m

$h = 1,625$ → sc 0,5 : 0,8125 T/m

sc : 0,4 : 0,65 T/m

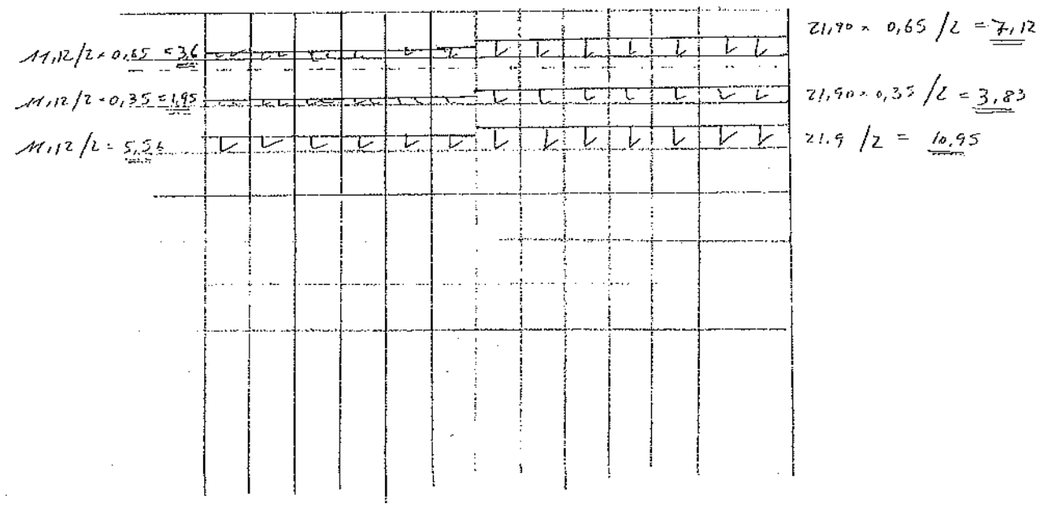
Il convient de prendre en 1/2 de la 6ème palette.

Trottoir :

ϕ : 1,157 / (√20 − 0,2) + 0,62 = 1,157

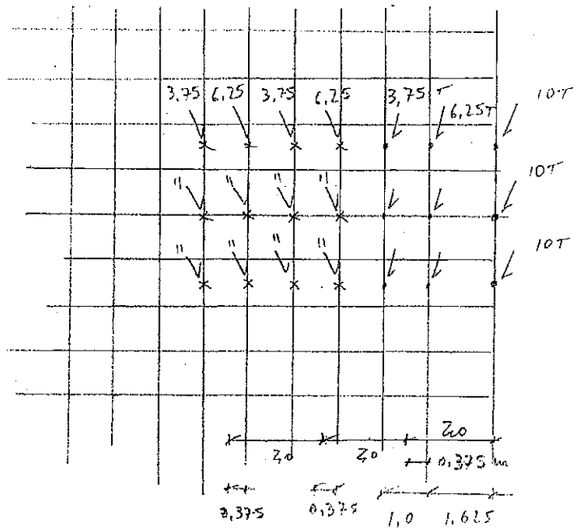
1,21 × 1,157 × 23 / 1,6 = 21,87 T/m sur 1,0 + 1,5 = 2,50 m

à la roue : 8T/m = 1,21 × 1,157 = 11,12 T/m

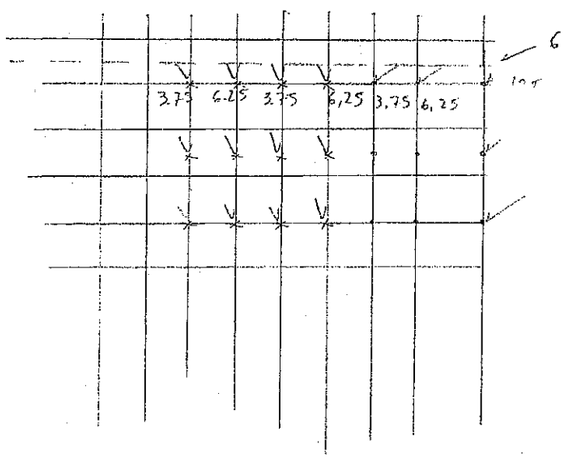


— CARRO 1&2

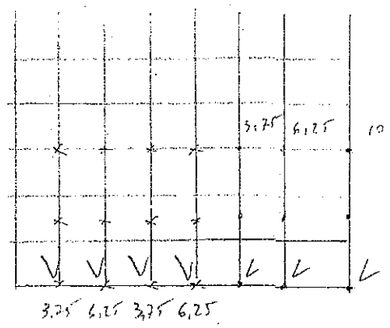
CARRO CL VORA POSICIÓ TRANSVERSAL × × / × × / × × : 6 0 CL V_T



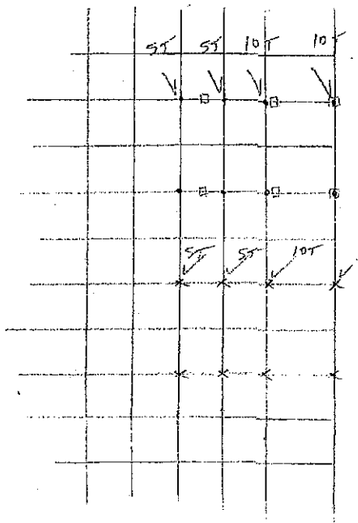
CARRO VIC1 VORA EN POSICIÓ TRANSVERSAL × × / × × / × × : 6 0 V 1 V_T



CARRO VIC2 VORA EN POSICIÓ TRANSVERSAL × × / × × / × × : 6 0 U 2 V_T



CARRO CL VORA POSICIÓ LONGITUDINAL : × × × / × × × : 6 0 CL V_L



aproximadament:
1.625 ≤ 1.5 ⇒ no
FEM REFORÇ, 1 U x Ha C
aparell al 50%