

Puente PIAI La Paloma

Memoria de cálculo estructural

Septiembre 2015

Índice

1	Criterios generales.....	5
1.1	Alcance.	5
1.2	Generalidades.....	5
1.3	Descripción general y justificación de la solución.	6
1.4	Documentos de referencia.	7
1.5	Hipótesis de cargas.....	7
1.5.1	Acciones características, valores representativos y estados de combinación.....	7
1.5.2	Cargas adoptadas.....	7
1.5.3	Cargas permanentes.	7
1.5.4	Sobrecargas de uso.	8
1.5.5	Retracción y efectos térmicos.....	8
1.5.6	Presión de viento.	8
1.6	Cálculo de solicitaciones y dimensionado.	8
2	Pilotaje.....	9
3	Vigas Cabezal	10
3.1	Cálculo como macizo	10
3.2	Cálculo como viga cabezal.....	11
4	Losa de tablero	11
5	Defensa New Jersey.....	13
6	Losa de acceso.....	14

Índice de figuras

Figura 1 – Corte transversal de tablero	6
Figura 2 – Esquema del macizo considerado.....	10
Figura 3 – Momento longitudinal, T_m (ELU).....	11
Figura 4 – Momento transversal, T_m (ELU).....	12
Figura 5 – Corte de la defensa New Jersey.....	13

Índice de tablas

Tabla 1 – Características de los hormigones	5
Tabla 2 – Características de las armaduras	6
Tabla 3 –Solicitaciones máximas (ELU) y armaduras.....	11
Tabla 4 –Solicitaciones máximas, Momento Longitudinal (ELU) y armadura	12
Tabla 5 –Solicitaciones máximas, Momento Transversal (ELU) y armadura.....	12
Tabla 6 –Momento Transversal - Solicitaciones máximas (ELU)	14
Tabla 7 - Momento Transversal negativo- Solicitaciones máximas (ELU)	14
Tabla 8 –Momento Longitudinal - Solicitaciones máximas (ELU).....	14

Anexos

Anexo I – Verificaciones de viga cabezal

Anexo II – Verificaciones de losa de tablero

1 Criterios generales

1.1 Alcance.

El presente documento tiene la finalidad de justificar analíticamente la verificación estructural del diseño del puente en el PIAI La Paloma, en el departamento de Montevideo, Uruguay.

1.2 Generalidades.

En lo que sigue se presenta el análisis de los principales elementos estructurales con el desarrollo necesario para su comprensión. Se utilizan las técnicas propias de la ingeniería estructural pero de modo alguno suplantamos el conocimiento de la materia tratada ni la experiencia y el buen censo, que es parte integral del arte de la ingeniería. Los aspectos desarrollados están destinados a una finalidad y público bien concretos, por lo tanto se analiza y explicita en la memoria los fundamentos esenciales sin llegar a niveles didácticos.

Se han definido los materiales y niveles de control que se indica en las tablas siguientes.

Tabla 1 – Características de los hormigones

Especificación	Ejecutado en sitio Superestructura y subestructura	Ejecutado en sitio Pilotaje
UNIT 972:97, Resistencia característica a compresión a los 28 días (MPa)	25	25
Cantidad mínima de cemento (kg/m^3)	300	300
Tamaño máximo del árido (mm)	25	30
Máxima relación agua/cemento	0.50	0.55
Consistencia del hormigón	Fluida	Fluida
Asentamiento en Cono de Abrams (cm)	10 ± 2	15 ± 2
Adensado	Vibrado	
Nivel de control previsto	Normal	Normal

Tabla 2 – Características de las armaduras

Especificación	Armadura pasiva
Designación	UNIT 843:95 ADN 500
Carga unitaria (MPa)	Límite elástico: 500
Nivel de control previsto	Normal

1.3 Descripción general y justificación de la solución.

Los principales requisitos determinantes de la solución son:

- Ancho de plataforma total de 10,76m, con 8,00m de calzada y 2,00m de vereda.
- Defensas rígidas tipo “New Jersey”.
- No admisión de apoyos intermedios.

Se adoptó una solución de puente losa hormigonada en sitio apoyada en vigas que actuarán como vigas cabezal, transmitiendo la carga directamente a los pilotes.

Los elementos estructurales principales son:

- Viga cabezal y pilotes.
- Losa de hormigón.
- Defensas rígidas tipo “New Jersey” de 0.38m en la base.

Losas de acceso dispuestas en una extensión de 5.50m apoyando en las vigas cabezales.

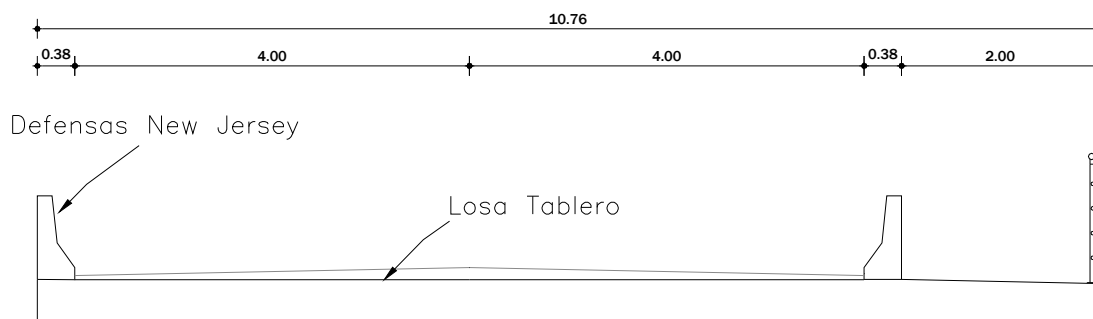


Figura 1 – Corte transversal de tablero

1.4 Documentos de referencia.

Para las estructuras de hormigón estructural, cuando no se explicita otra cosa se hace aplicación de la siguiente normativa y especificaciones:

- MTOP-DNV: Pliego General de Condiciones para la Construcción de Puentes y Carreteras - Capítulo D – Tren de carga DNV36 Ton.
- MOPU: Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP-98).
- EHE 2008: Hormigón estructural.
- UNIT 1050/2005: Hormigón armado.
- EUROCÓDIGO 2 – Parte 1: Hormigón estructural.
- EUROCÓDIGO 2 – Parte 2: Puentes.
- ACI 318S-05: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

1.5 Hipótesis de cargas.

1.5.1 Acciones características, valores representativos y estados de combinación.

Como es de uso, a partir de las acciones variables características individuales Q_i y con aplicación de un factor apropiado ψ_j se obtienen los valores de combinación $\psi_0 \cdot Q_i$, valor frecuente $\psi_1 \cdot Q_i$ y valor cuasi permanente $\psi_2 \cdot Q_i$, según sea el estado de carga que se esté comprobando, siendo indicado para cada caso especial.

En cada estado de combinación intervienen las cargas permanentes y diversas acciones variables con su correspondiente valor de combinación, factorizados cada uno por el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ_G y γ_Q .

Tal como lo indicado en el Eurocódigo 2, el valor de combinación factorizado con el coeficiente parcial de seguridad que se puede adoptar es el valor del límite físico. Cosa similar para cualquier acción cuyo valor extremo esté topeado así como para las sollicitaciones por coacción, reológicas y termohigrométricas cuya magnitud se considera ya como un valor límite superior libre de cualquier factor parcial de seguridad.

Por su lado en relación a la componente resistente de las estructuras, se han verificado las partes estructurales en condiciones de ejecución que implican la utilización de materiales y procedimientos a un nivel de control indicado anteriormente.

1.5.2 Cargas adoptadas.

Son básicamente las establecidas en el Pliego General de Condiciones para la Construcción de Puentes y Carreteras.

1.5.3 Cargas permanentes.

Se adoptan las siguientes cargas:

- Cargas gravitatorias: peso de componentes estructurales, de superficie de rodamiento y defensas, determinadas con las densidades establecidas en la normativa.

1.5.4 Sobrecargas de uso.

Se adoptan las siguientes cargas:

- Sobrecarga vehicular con la aplicación de incremento por impacto que corresponda (Tren de carga DNV 36 Ton).
- Esfuerzo longitudinal por aceleración o frenado.
- Carga accidental por impacto contra las defensas.

1.5.5 Retracción y efectos térmicos.

De la aplicación del Pliego General de Condiciones para la Construcción de Puentes y Carreteras la retracción resulta equivalente a una caída de temperatura de 25°C.

En lo que refiere a los aspectos vinculados con el aumento o disminución de temperatura, se ha considerado una variación generalizada de 20°C.

Estos efectos generados por las variaciones estacionales de temperatura y retracción y al tratarse de acciones de coacción y concomitantes con otras acciones se les deben aplicar los correspondientes coeficientes para llevarlos a estados de combinación.

1.5.6 Presión de viento.

Se considera el viento actuando horizontalmente y en dos direcciones principales: paralela y perpendicular al eje del puente. Asimismo se consideran dos situaciones:

- Puente cargado: $p = 150\text{Kg/m}^2$.
- Puente descargado: $p = 250\text{Kg/m}^2$.

Para la determinación de la superficie de acción de estas presiones se utilizaron los siguientes criterios:

- Viento perpendicular al eje del puente sobre la superestructura del puente descargado.
- Viento perpendicular al eje del puente sobre la superestructura del puente cargado. La banda de carga móvil se supone continua y de 2m de altura.
- Viento paralelo al eje del puente sobre la superestructura.
- Viento sobre pórticos.

1.6 Cálculo de solicitaciones y dimensionado.

Para la obtención de las solicitaciones se efectúa la modelación de todas y cada una de las partes de la estructura, con la aplicación de los siguientes programas computacionales, todos ellos de amplia difusión en la comunidad técnica:

- SAP2000.
- Ftool.

Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes de acuerdo a las hipótesis básicas definidas en la normativa aplicable.

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis, se hacen de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones, y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura.

Para la obtención de las solicitaciones determinantes en el dimensionado de los partes integrantes de las estructuras se obtienen los diagramas envolventes.

Para el dimensionado de la armadura se ha aplicado la normativa indicada. Se han utilizado los siguientes programas:

- Prontuario Informático del Hormigón Estructural.
- Gala Reinforcement.
- Planillas de cálculo propias desarrolladas para el dimensionado de los distintos elementos.

Con carácter general, en los estados límites de servicio, se comprueban deformaciones (flechas) y fisuración. Según los criterios de verificación establecidos en la ENV 1992-Parte 2, el puente se clasifica en la categoría B, en consecuencia se verifica fisuración a 0,3mm para la combinación de carga poco probable.

En los capítulos siguientes se detalla el cálculo de solicitaciones y dimensionado de los distintos elementos estructurales.

2 Pilotaje

Se considerarán pilotes de 40cm de diámetro.

La carga máxima sobre los pilotes es:

- Peso propio tablero + NJ + Carpeta + viga: 24,2 T.
- Sobrecarga Calzada + vereda: 26,7 T.

Por lo tanto, los pilotes deberán tener una capacidad nominal de 51,0 T.

3 Vigas Cabezal

Además de transmitir las cargas a los pilotes, las vigas cabezal trabajarán como macizos contra el terreno para llevarse las cargas horizontales.

3.1 Cálculo como macizo

Las cargas horizontales que actúan sobre el puente son:

- Esfuerzo de frenado: 7,0 T.
- Viento: 1,0 T.

Por lo tanto, las vigas cabezal actuando contra el terreno deberán llevarse un esfuerzo de 8,0 T.

Se determinó la capacidad de los suelos para tomar cargas horizontales a partir de la determinación de la resistencia a la deformación lateral como acción pasiva.

Se calculó el empuje pasivo límite último para carga infinita, aplicando la expresión clásica:

$$\sigma_p = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Dónde:

σ_p = tensión pasiva límite a la profundidad calculada

γ = peso específico del suelo con humedad natural

φ = ángulo de fricción interna obtenido a partir de triaxil en ensayo no drenado

H = profundidad a la que se calcula el empuje

C = cohesión obtenida a partir del triaxil en ensayo no drenado

Se adoptó un 50% de la resistencia pasiva como valor resistente último del suelo y se aplicó a las acciones los correspondientes factores de amplificación.

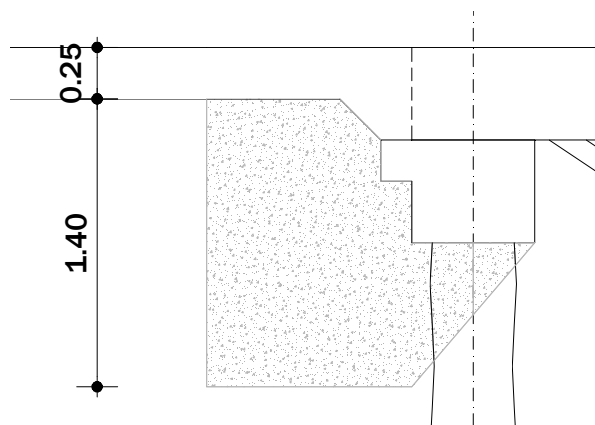


Figura 2 – Esquema del macizo considerado

No se consideró la cohesión del suelo ni el rozamiento del macizo con el terreno.
De forma conservadora, se consideró un terreno con $\varphi = 0^\circ$.

$$\rightarrow K_p = 0,50 \rightarrow F_{resist} = 0,50 \times 1,80 \times (1,65 + 0,25) / 2 \times 1,40 \times 10,76 = 12,90 \text{ T} \rightarrow FS = 12,9 / 8 = 1,60 \rightarrow \text{OK!}$$

3.2 Cálculo como viga cabezal

A continuación se presentan las solucitaciones máximas para la viga y armaduras resultantes:

Tabla 3 –Solicitaciones máximas (ELU) y armaduras

Solicitación	VALOR	As (cm2)	Armadura
M- (Tm)	-37.63	15.70	5 Φ 20
M+ (Tm)	21.26	15.70	5 Φ 20
V (Tm)	67.13		4 x Φ 10/20

En el Anexo I se muestran las verificaciones realizadas.

4 Losa de tablero

Consta de una losa hormigonada en sitio de 45cm de espesor. A continuación se muestran las solucitaciones máximas resultantes en el modelo de elementos finitos.

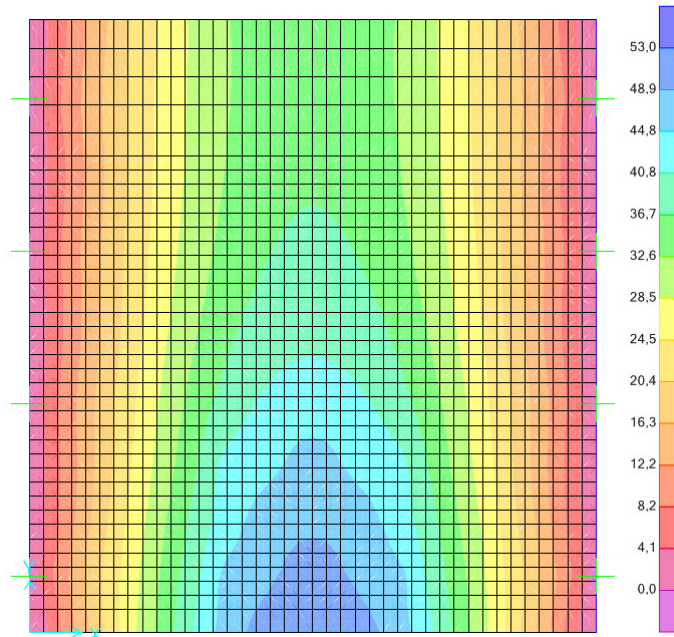


Figura 3 – Momento longitudinal, Tm (ELU)

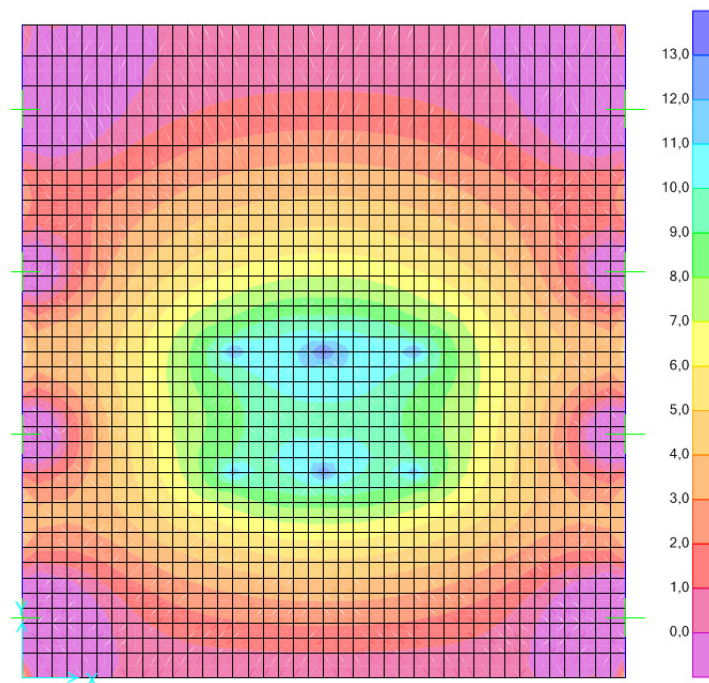


Figura 4 – Momento transversal, Tm (ELU)

En las siguientes tablas se muestran los esfuerzos de diseño y las armaduras resultantes:

Tabla 4 –Solicitaciones máximas, Momento Longitudinal (ELU) y armadura

M+ (T.m)	As (cm ² /m)	Armadura
53.00	35.06	Ø25/14

Tabla 5 –Solicitaciones máximas, Momento Transversal (ELU) y armadura

M+ (T.m)	As (cm ² /m)	Armadura
13.00	10.05	Ø16/20

En el Anexo II se muestran las verificaciones realizadas.

5 Defensa New Jersey.

Las mismas tienen una sección como la que se muestra en la figura a continuación.

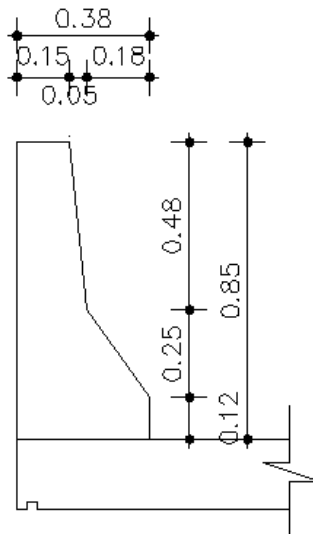


Figura 5 – Corte de la defensa New Jersey

Se determinan las solicitaciones para la carga accidental de impacto de 20 t repartido en un ancho de 3 m.

$$M_d = 5.7 \text{ tm/m (e=20cm)} \rightarrow A_s = 8.87 \text{ cm}^2/\text{m (}\Phi 16/22\text{)}$$

6 Losa de acceso.

La losa de acceso consiste en una losa hormigonada en sitio de 25 cm de espesor.

Para su análisis se la considera apoyada en la viga dintel del estribo y la mitad de la longitud sobre el terraplén de acceso.

En las siguientes tablas se muestran los esfuerzos de diseño.

Tabla 6 –Momento Transversal - Solicitaciones máximas (ELU)

M+ (T.m)	As (cm ² /m)	Armadura
4.00	4.77	Φ12/20

Tabla 7 - Momento Transversal negativo- Solicitaciones máximas (ELU)

M+ (T.m)	As (cm ² /m)	Armadura
4.60	5.20	Φ12/20

Tabla 8 –Momento Longitudinal - Solicitaciones máximas (ELU)

M+ (T.m)	As (cm ² /m)	Armadura
7.70	10.00	Φ16/20
11.20	15.28	Φ16/10

ANEXO I

VERIFICACIONES DE VIGA CABEZAL



Job Number: PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title: Viga Cabezal - M+

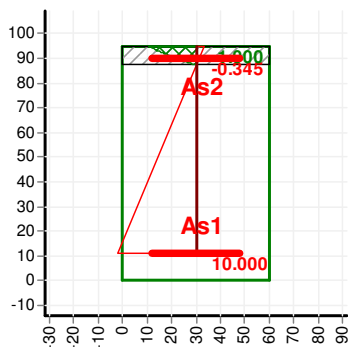
General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, M_x

$N < 0$ is compression !

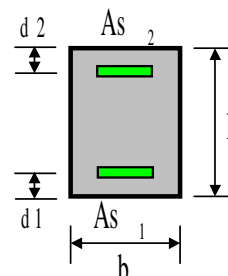
Section



Data [cm]

$b = 60$
 $h = 95$

$d1 = 11$
 $d2 = 5$



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $\epsilon_{c2u} = -3.500$ o/oo
 $\epsilon_{c2} = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 500.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $\epsilon_{su} = 10.000$ o/oo

Factors

Concrete: $\gamma_{ac} = 1.50$
Steel: $\gamma_{as} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

$As1, As2$ ratio: $As1 + As2 = \min$

Loads

Load	N [t]	M_x [tm]
L1	0	-22

Solve data

II order moments: No

Results

Area [cm ²]	ϵ_{si} [o/oo]	Stress [MPa]
-------------------------	------------------------	--------------



As2	0.01	-0.345	-69.05
As1	6.22	10.000	434.78

Concrete strain:	ec,min = -1.000 o/oo
Compressive zone depth:	x = 7.64 cm
Total reinf. area:	As_tot = 6.23 cm2
Reinf. ratio:	0.11 %



Job Number: PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title: Viga Cabezal - M-

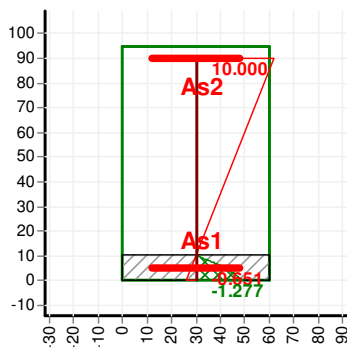
General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, M_x

$N < 0$ is compression !

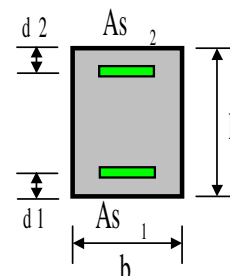
Section



Data [cm]

$b = 60$
 $h = 95$

$d_1 = 5$
 $d_2 = 5$



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec_{2u} = -3.500$ o/oo
 $ec_2 = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 500.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $es_u = 10.000$ o/oo

Factors

Concrete: $\gamma_{c} = 1.50$
Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

As_1, As_2 ratio: $As_1 + As_2 = \min$

Loads

Load	N [t]	M_x [tm]
L1	0	37.63

Solve data

II order moments: No

Results

Area [cm ²]	ϵ_{si} [o/oo]	Stress [MPa]
-------------------------	------------------------	--------------



As2	10.02	10.000	434.78
As1	0.01	-0.651	-130.16

Concrete strain:	ec,min = -1.277 o/oo
Compressive zone depth:	x = 10.19 cm
Total reinf. area:	As_tot = 10.03 cm2
Reinf. ratio:	0.18 %



Tipo de documento: Planilla de cálculo
Título: Cortante en vigas
Versión: 2
Fecha:

Proyecto:
CC:
Área:
Elemento:
Nº Verificación:

1. Materiales

$f_{ck} = 250$ (kg/cm²)
 $f_{yk} = 5,000$ (kg/cm²)
 $f_{pk} = 0$ (kg/cm²)
 $f_{cd} = 167$ (kg/cm²)
 $f_{yd} = 4,000$ (kg/cm²)
 $f_{pd} = 0$ (kg/cm²)
 $f_{1cd} = 100$ (kg/cm²)
 $f_{ctm} = 26$ (kg/cm²)

Situación: Persistente o Transitoria

$\gamma_c = 1.5$
 $\gamma_s = 1.15$

2. Geometría

$b = 60$ (cm)
 $d = 95$ (cm) Altura Util, altura total - recubrimiento mecánico
Tipo: Armadura adherente
 $\eta = 0.5$
 ϕ vaina = (cm)
Nº Vainas =
 $b_o = 60$ (cm) Ancho efectivo con reducción por vainas (Ver Art. 40.3.5)
 $z = 85.5$ (cm) $z=0.9d$
 $A_c = 5700$ (cm²) Area de la sección
 $A_p =$ (cm²) Armadura de Pretensado.
 $\sigma_{xd} = 0$ (kg/cm²) Tension en el baricentro.

3. Solicitaciones

$V_d = 67,130$ (kg) Cortante de acciones exteriores
 $V_{pd} = 0$ (kg) Cortante del pretensado
 $V_{cd} =$ (kg)
 $\phi =$ (°) Angulo del Cable de pretensado
 $P_{\infty} =$ (kg) Pretensado
 $V_{rd} = 67,130$ (kg) Cortante total a resistir

4. Dimensionado

Esquema de calculo reticulado.

$\alpha = 90$ (°) Inclination de las Armaduras de cortante
 $\theta = 45.0$ (°) Inclination de la Biela de compresion
 $\theta_e = 45.00$ (°) Ángulo de referencia de inclinacion de las fisuras.
 $\cotg(\alpha) = 0.00$
 $\cotg(\theta) = 1.00$
 $\cotg(\theta_e) = 1.00$

Agotamiento por compresion.

$\sigma'_{cd} = 0$ (kg/cm²) Tension Axil en el hormigón, Compresion < 0
 $K = 1.00$
 $V_{u1} = 285,000$ (kg) Cortante limite Ultima en la pieza.

Armadura de Corte.

Cuantia minima

$A_{min} = 5.00$ (cm²/m) Cuantia minima de armadura según EHE
 $A_s = 15.71$ (cm²/m) Armadura estribado.

nº ramas	ϕ (mm)	s (cm)	s min (cm)
4	10	20	28.5

Agotamiento por traccion.

$V_{u2} = 71,225$ (kg) Cortante Limite Ultimo en la pieza
 $V_{su} = 53,721$ (kg) Contribucion de las Armaduras
 $V_{cu} = 17,504$ (kg) Contribucion del hormigon
 $\xi = 1.46$
 $\rho_l = 0.0000$ Cuantia de la Armadura Longitudinal Traccionada
 $\beta = 1.00$
 $A_{sl} = 0$ (cm²) Armadura Pasiva Longitudinal Traccionada

Se optimiza V_{u1} o V_{u2} según θ , se debera toma el mismo θ para ambas verificaciones.

$V_{rd} < V_{u1}$: 67,130 < 285,000 Verifica
 $V_{rd} < V_{u2}$: 67,130 < 71,225 Verifica
 $s_d = 51$ (cm) Decalaje de la armadura de flexión.

ANEXO II

VERIFICACIONES DE LOSA DE TABLERO



Job Number: PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title: Losa - As+

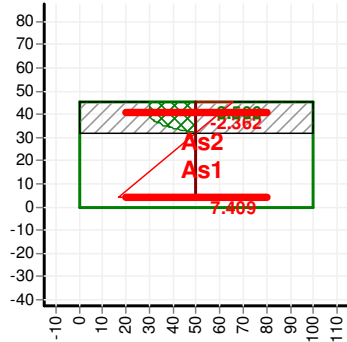
General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, M_x

$N < 0$ is compression !

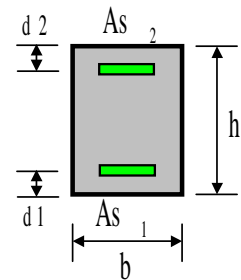
Section



Data [cm]

$b = 100$
 $h = 45$

$d1 = 4.25$
 $d2 = 4.25$



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec2u = -3.500$ o/o
 $ec2 = -2.000$ o/o
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 500.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $esu = 10.000$ o/o

Factors

Concrete: $\gamma_{ac} = 1.50$
Steel: $\gamma_{as} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: $As1 + As2 = \min$

Loads

Load	N [t]	M_x [tm]
L1	0	-53

Solve data

II order moments: No

Results

Area [cm ²]	ϵ_{si} [o/o]	Stress [MPa]
-------------------------	-----------------------	--------------



As2	0.03	-2.362	-434.78
As1	34.52	7.409	434.78

Concrete strain:	ec,min = -3.500 o/oo
Compressive zone depth:	x = 13.07 cm

Total reinf. area:	As_tot = 34.55 cm2
Reinf. ratio:	0.77 %



Job Number PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title Losa - As+ - Fis

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Crack widths

Loads: N, Mx

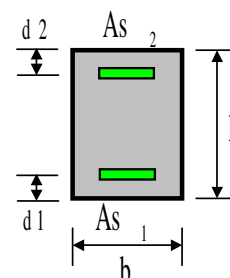
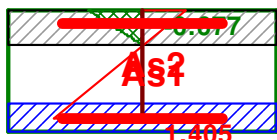
N<0 is compression !

Section

Data [cm]

b =100
h =45

d1 =4.25
d2 =4.25



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

fck = 25.00 MPa
Ec = 30471.58 MPa
ec2u = -3.500 o/oo
ec2 = -2.000 o/oo
n = 2.00

fyk = 500.00 MPa
Es = 200000.00 MPa
esu = 10.000 o/oo

Reinforcement

Unsymmetric:

As1 =35.06cm² As2 =5.65cm²

Loads

Load	N [t]	Mx [tm]
L1	0	-37

Solve data

Loading kind: Sustained, Repeated
Bars type: High bond
Section type: Closed cracks
Cracks kind: Induced

Maximal bar diameter : 25 mm

Results: Legend

es - mean steel strain for Bar
ec - concrete strain



Srm - average final crack spacing
Wm - average crack width for bar axis
Wk - design crack width for bar axis
Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	1	1.41	-0.68	125.763	0.17673	0.30044	0.34638



Job Number: PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title: Losa - As+2

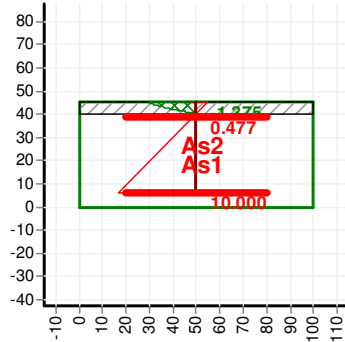
General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, M_x

$N < 0$ is compression !

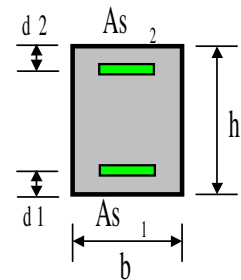
Section



Data [cm]

$b = 100$
 $h = 45$

$d1 = 6.3$
 $d2 = 6.3$



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec2u = -3.500$ o/oo
 $ec2 = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 500.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $esu = 10.000$ o/oo

Factors

Concrete: $\gamma_{ac} = 1.50$
Steel: $\gamma_{as} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: $As1 + As2 = \min$

Loads

Load	N [t]	M_x [tm]
L1	0	-13

Solve data

II order moments: No

Results

Area [cm ²]	ϵ_{si} [o/oo]	Stress [MPa]
-------------------------	------------------------	--------------



As2	0.01	0.477	95.36
As1	8.08	10.000	434.78

Concrete strain:	ec,min = -1.375 o/oo
Compressive zone depth:	x = 4.68 cm

Total reinf. area:	As_tot = 8.08 cm2
Reinf. ratio:	0.18 %



Job Number PUENTE PIAI LA PALOMA
Job Title Losa - As+2 - Fis

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Crack widths

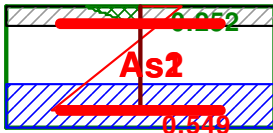
Loads: N, M_x

$N < 0$ is compression !

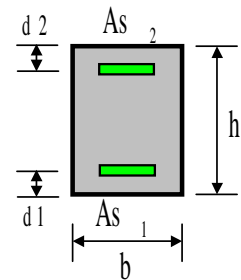
Section

Data [cm]

$b = 100$
 $h = 45$



$d1 = 6.3$
 $d2 = 6.3$



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Parabolic - linear

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{ck} = 25.00$ MPa
 $E_c = 30471.58$ MPa
 $ec2u = -3.500$ o/oo
 $ec2 = -2.000$ o/oo
 $n = 2.00$

$f_{yk} = 500.00$ MPa
 $E_s = 200000.00$ MPa
 $esu = 10.000$ o/oo

Reinforcement

Unsymmetric:

$As1 = 10.05 \text{ cm}^2$ $As2 = 5.65 \text{ cm}^2$

Loads

Load	N [t]	M_x [tm]
L1	0	-8

Solve data

Loading kind: Sustained, Repeated
Bars type: High bond
Section type: Closed cracks
Cracks kind: Induced

Maximal bar diameter : 16 mm

Results: Legend

es - mean steel strain for Bar
ec - concrete strain



Srm - average final crack spacing
Wm - average crack width for bar axis
Wk - design crack width for bar axis
Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	1	0.55	-0.25	300.746	0.16520	0.28085	0.33705