Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante
Escola Politècnica Superior
Escuela Politécnica Superior

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO
Ingeniería Técnica de Obras Públicas

PROBLEMAS DE EXAMEN

Cursos 1999/00 al 2005/06

Elaborados por los profesores:

Luis Martínez Pérez (CEU)
Luis García Andión (CEU)
Esperanza Santiváñez Santa Cruz (ASO)

PRÓLOGO

La presente publicación recoge algunos de los ejercicios de exámenes realizados entre los cursos 2000/01 al 2005/06, correspondientes a la titulación de Ingeniería Técnica de Obras Públicas. Además, pretende rendir un pequeño homenaje al Prof. Luis Martínez Pérez, que ha impartido la asignatura los últimos 30 años, y recientemente jubilado.

Lamentablemente, no ha sido posible incluirlos todos, ya que algunos de ellos ha sido imposible localizarlos, por lo que ruego encarecidamente a aquellos alumnos que dispongan de algún otro examen no recogido aquí, me lo haga llegar para que así puedan disponer de él el resto de compañeros.

Espero que esta recopilación sea de provecho como material de apoyo para preparar la asignatura a todos vosotros.

Alicante, a 1 de enero de 2007

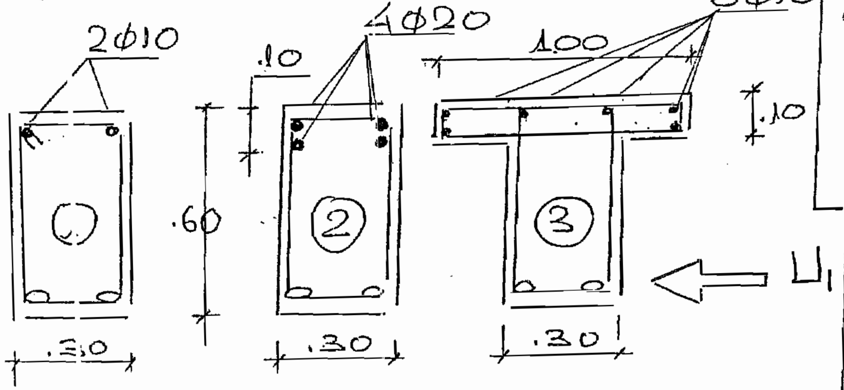
Fdo. Luis Bañón Blázquez
Profesor Responsable de la asignatura

CURSO 2005-2006

Examen Dic - 2005

Ej. 1

Las tres secciones se hallan sometidas al mismo momento flector.
Indicar, razonadamente, cual de ellas pedirá menor armadura U_1.



Suponer : $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$ ← ⓐ

H-30
B400S } ← ⓑ

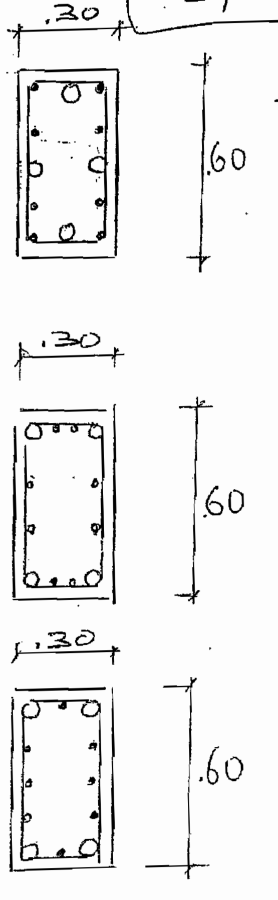
— Puede utilizarse el dato ⓐ o el ⓑ

— En todos los casos la profundidad de la línea neutra supera los 20 cm.

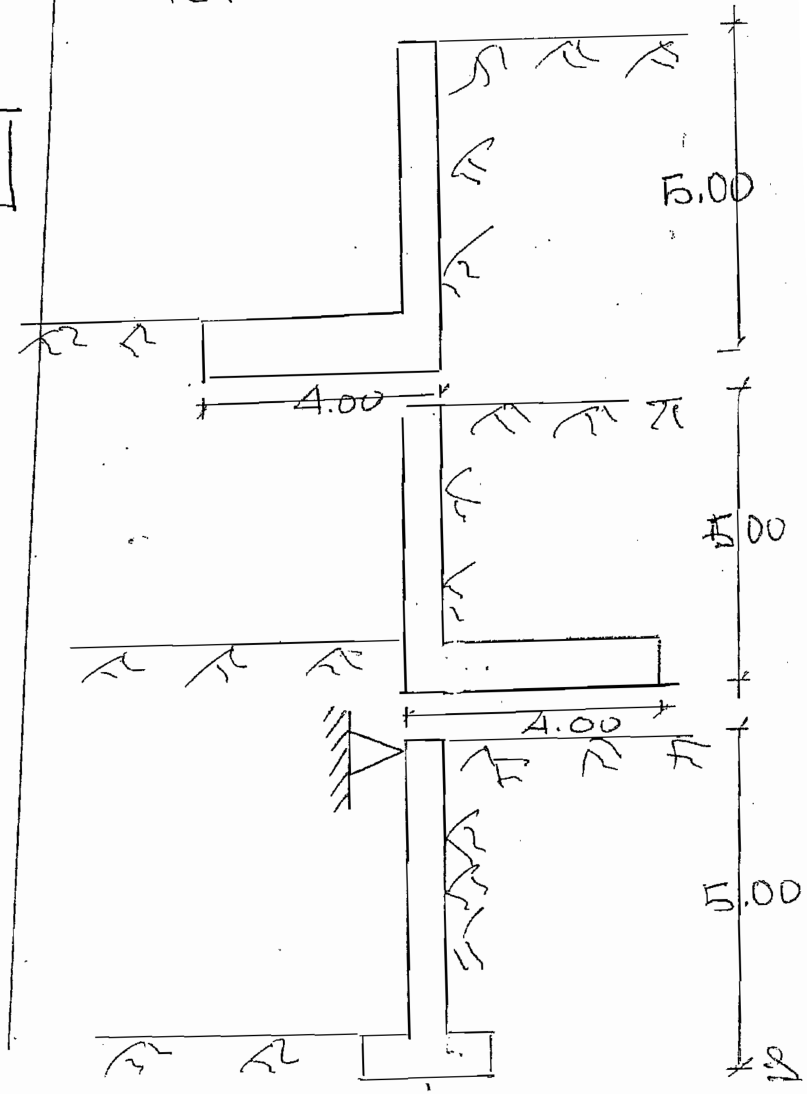
La sección se halla sometida a torsión y flexión en sus dos ejes.
Indicar cual sería la disposición óptima de su armado suponiendo que las tres cumplen a efectos de cálculo.

O ≡ ϕ20
• ≡ ϕ10

Armadura total: 4ϕ20+8ϕ10



Indicar, sin calcular, la disposición de la armadura principal (en trazo continuo) y secundaria (en trazo discontinuo) de los tres muros de contención.

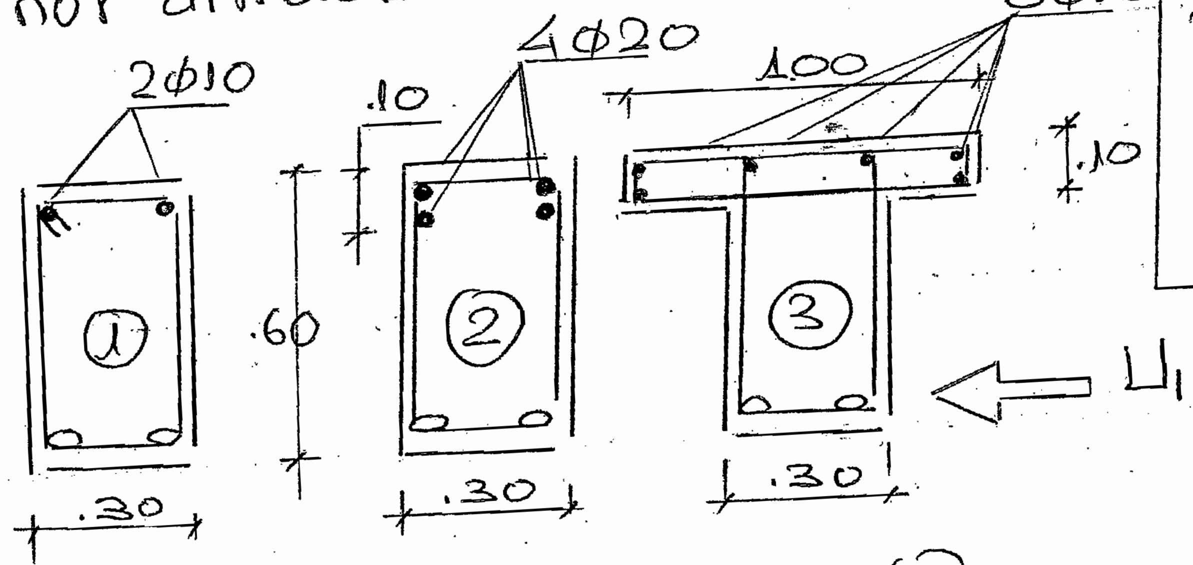


16

Ej. 1

SOLUCIÓN

Las tres secciones se hallan sometidas al mismo momento flector.
Indicar, razonadamente, cual de ellas pedirá menor armadura U_1.



suponer : $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$ ← ⓐ

H-30
B400S } ← ⓑ

— Puede utilizarse el dato ⓐ o el ⓑ
— En todos los casos la profundidad de la línea neutra supera los 20 cm.

La secci... sometid... y flexión ... ejes.
Indicar la disp... ma de ... poniend... cumplen cálculo

armadura total: 4φ20+8φ10

3er curso ING. T.O.P. – HORMIGÓN A y P. 1/3
Examen DIC. 2005 -
Solución ejercicio 1 (1ª parte)

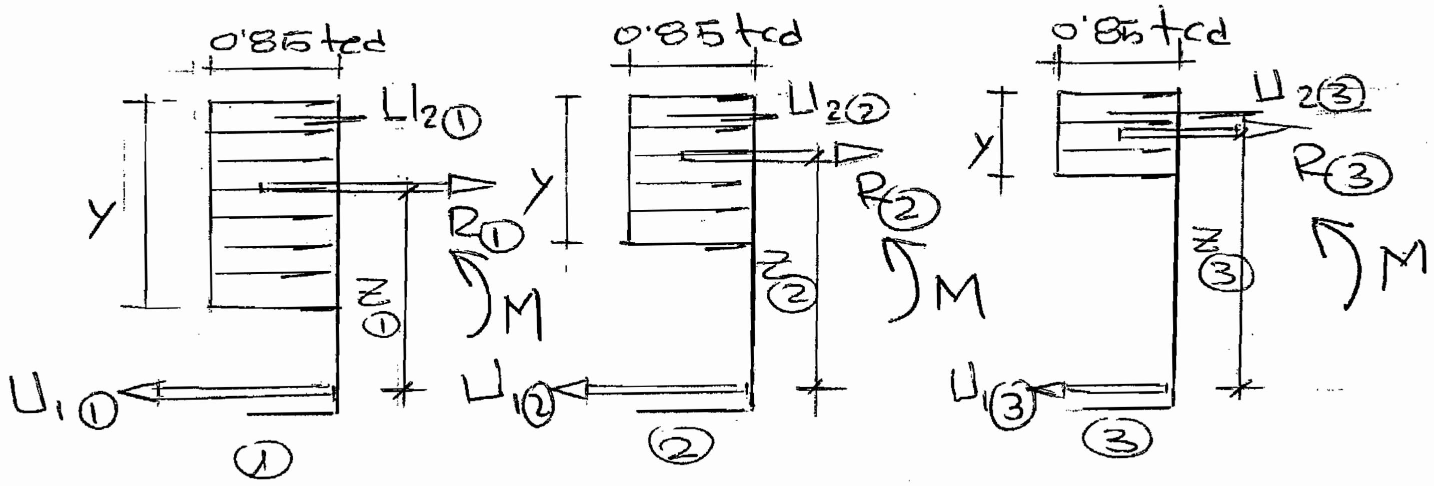
Es cómodo para el razonamiento que sigue, sustituir las alas de la sección ③ por su equivalente en capacidad mecánica de armadura comprimida, quedando las tres secciones de 30·60 con los valores de U_2:

$U_{2①} = U_s(2\phi 10) = 55\ KN$

$U_{2②} = U_s(4\phi 20) = 437\ KN$

$U_{2③} = U_s(6\phi 10) + U_c(0'85 \cdot A_c \cdot f_{cd}) =$
$= 164 + 0'85 \cdot (100-30) \cdot 10 \cdot \frac{3}{1'5} = 1354\ KN$

La distribución de tensiones para un mismo momento M será de la forma:



y la profundidad "y" de la zona comprimida será tanto menor cuanto mayor sea el valor de U_2 para equilibrar igual momento flector "M"; lo que conlleva que las respectivas resultantes "R" del hormigón y de acero U_2 se hallen más cerca del borde superior de la sección.

Es decir, resultará:

$$z_{①} < z_{②} < z_{③}$$

y tomando momentos respecto a dichas resultantes, será:

$$M = U_{1①} \cdot z_{①} = U_{1②} \cdot z_{②} = U_{1③} \cdot z_{③}$$

de donde:

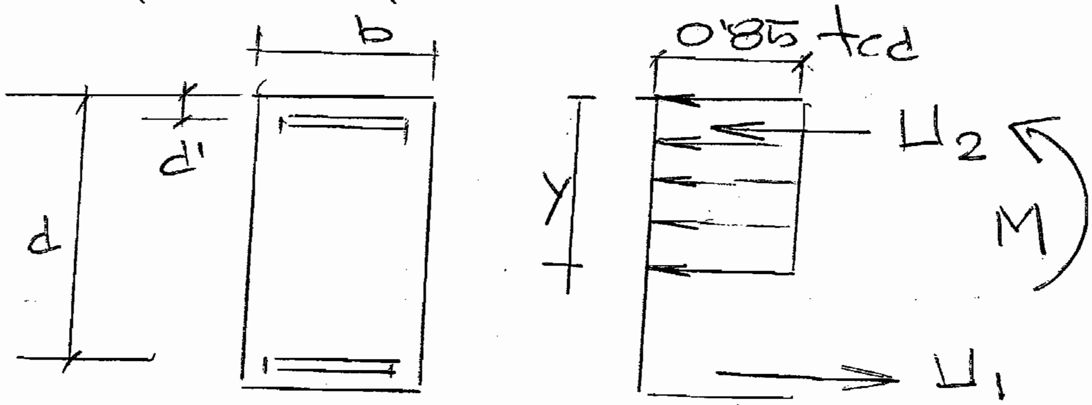
$$\frac{M}{U_{1①}} < \frac{M}{U_{1②}} < \frac{M}{U_{1③}}$$

lo que equivale a la relación:

$$U_{1①} > U_{1②} > U_{1③}$$

U_1 en el caso ③ será inferior a las necesarios para los otros dos casos.

otra explicación:



Estableciendo el equilibrio de fuerzas y tomando momentos respecto a U_1:

$$\left.\begin{array}{l} 0'85 f_{cd} \cdot b \cdot y + U_2 = U_1 \\ U_2 (d-d') + 0'85 f_{cd}\, b \cdot y \left(d - \frac{y}{2}\right) = M \end{array}\right\}$$

sustit^{do}:

$$U_2 (d-d') + (U_1 - U_2)\left(d - \frac{y}{2}\right) = M$$

y despejando:

$$U_1 = \frac{M - U_2\left(\frac{y}{2} - d'\right)}{d - \frac{y}{2}}$$

siendo: $\frac{y}{2} - d' > 0$ y $d - \frac{y}{2} > 0$,

U_1 será tanto menor cuanto mayor sea U_2

En nuestro caso, esto sucede-rá en la sección (3).

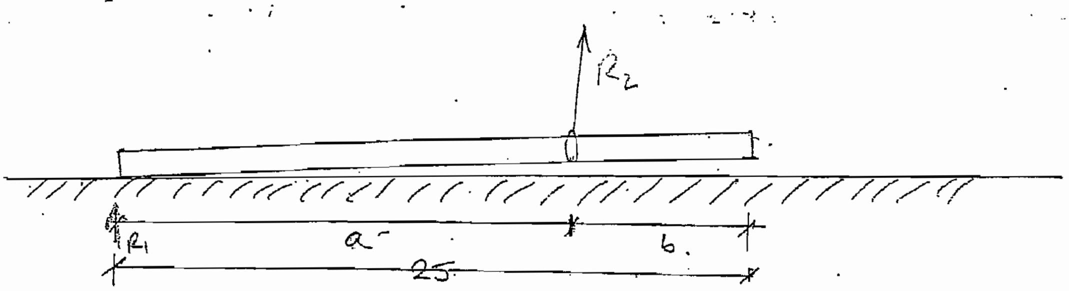
Es decir, el menor valor de U_1 se obtendrá en la sección (3)

INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS

Hormigón Armado y Pretensado (6298) Examen 17 Dic 2005

Ejercicio 2

Un pilote de hormigón armado de 50x50 cm de sección y 25 m de longitud se maneja para su traslado a la posición de hinca levantándolo como indica la figura. El punto de izado es tal que los máximos momentos negativos y positivos son iguales.



Una vez en servicio, el pilote estará unido a un encepado que tendrá impedido cualquier desplazamiento horizontal. El valor característico de la carga axial (prácticamente constante) que recibe el pilote es 1500 kN. La longitud de pandeo es de 12 m y los momentos en los extremos son M_1 = 330 kN·m y M_2 = -165 kN·m (positivo en el sentido de los ángulos).

Determinar las armaduras requeridas en el pilote (uniformes en toda su longitud).

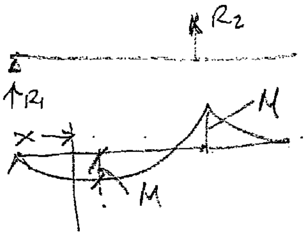
Hormigón HA-40 Acero B500S Coeficiente de mayoración de cargas γ =1.6

Usar ϕ20 y ϕ6

INGENIERÍA TECNICA DE OBRAS PUBLICAS HORMIGON A y P. EXAMEN 17-DIC-05

EJERCICIO 2.

① IZADO $\quad p = 6.25\,KN/m \quad R_2 = \frac{25^2 p}{2a} \quad R_1 = 25p - R_2 = 156.3 - R_2$

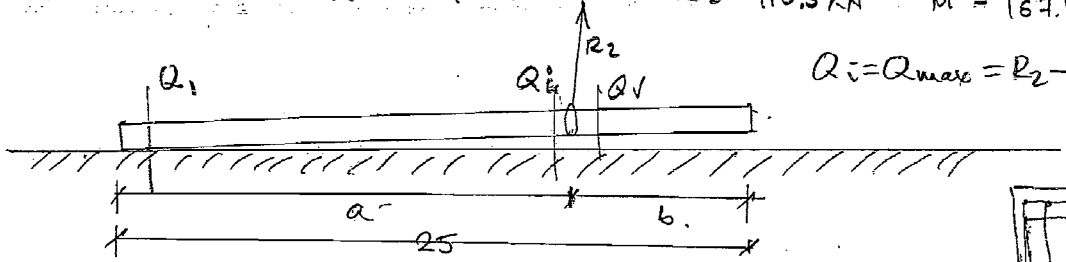


En el vano $M_x = \frac{px}{2}(a-x) - \frac{M}{a}x$; Max para $x_1 = \frac{a}{2} - \frac{M}{a}$

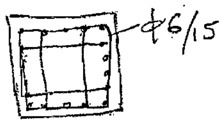
$$M_{max} = \frac{pa^2}{8} - \frac{M}{2} - \frac{M^2}{2pa^2} = M \rightarrow M^2 - 3pa^2 + \frac{p^2a^4}{4} = 0$$

$$M = \frac{3-2\sqrt{2}}{2}pa^2 = p\frac{b^2}{2} \rightarrow b = a\sqrt{3-2\sqrt{2}} = L-a;\ a = \frac{L}{1+\sqrt{3-2\sqrt{2}}} = 0.707L$$

$a = 17.68\,m \quad b = 7.32\,m \quad R_1 = 45.8\,KN \quad R_2 = 110.5\,KN \quad M = 167.4\,KNm$



$Q_i = Q_{max} = R_2 - Q_V = 64.8\,KN$



$M_d = 1.6 \times 167.4 = 268\ KN.m \quad f_{cd} = 2.67\,KN/cm^2;\ f_{yd} = 43.5\,KN/cm^2;\ d = 45\,cm.$

$U_0 = 0.85 f_{cd} bd = 5100\,KN$, $M_{lim} = 860\,KN.m \gg M_d \rightarrow U_1 = U_0\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}}\right]$

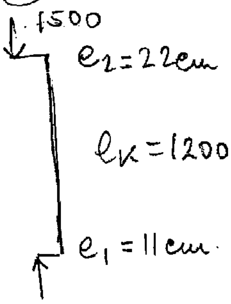
$U_1 = 635\,KN \quad A_1 = 14.6\,cm^2 \quad 5\phi 20 = 15.71\,cm^2$ $\boxed{\text{ARMADURA IGUAL EN LOS CUATRO LADOS}}$

Cortante $V_d = 64.8 \times 1.6 = 103.7\,KN$; $V_{u1} = 0.3 f_{cd} bd = 1800\,KN \gg V_d$

$V_{cu} = 0.1\xi\left[(100\rho_1 f_{ck})^{1/3}\right]bd;\ \xi = 1.67;\ 100\rho_1 = \frac{1571}{50 \times 45} = 0.698 < 2 \rightarrow V_{cu} = 114\,KN > V_d$

Armadura de cortante mínima $\frac{U_{st}}{s_t} = 0.02 f_{cd} b_0 = 267\,KN/m$; $2\,\square\phi 6/17 = 266\,KN/m$. $2\,\square\phi 6/15 = 302\,KN/m$

② SERVICIO



$i = \frac{h}{2\sqrt{3}} = 14.4\,cm \quad \lambda = \frac{1200}{14.4} = 83.1 < 100 \rightarrow$ METODO APROXIMADO

INTRASLACIONAL $\quad e_e = 0.6 \times 22 + 0.4 \times 11 = 17.6\,cm > 0.4 \times 22$

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e}\frac{l_0^2}{50i};\quad \beta = 1.5;\ \varepsilon_y + \varepsilon = 6.17 \times 10^{-3}$$

$e_a = 25.9\,cm \quad e_T = 43.5\,cm.$

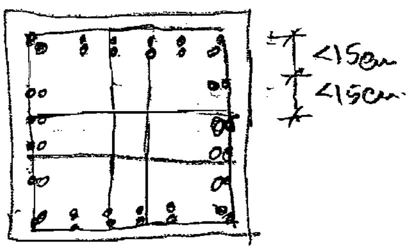
Abacos de armadura igual en 4 caras. $d' = 0.10h$. $N_d = 1.6 \times 1500 = 2400\,KN$

$A_c f_{cd} = 6667\,KN \quad \nu = \frac{2400}{6667} = 0.36$; $\mu = \nu\frac{e_T}{h} = 0.313 \rightarrow \omega = 0.73.$

$A_{tot} \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c f_{cd} = 4867\,KN$; $f_{yd} = 40\,KN/cm^2$ (comp.) $\quad A_{tot} = 121.7\,cm^2.$

$40\phi 20 = 125.6\,cm^2. \rightarrow 6\phi 20$ dobles/cara (también $28\phi 25 = 137.5\,cm^2$ / $7\phi 25$/cara)

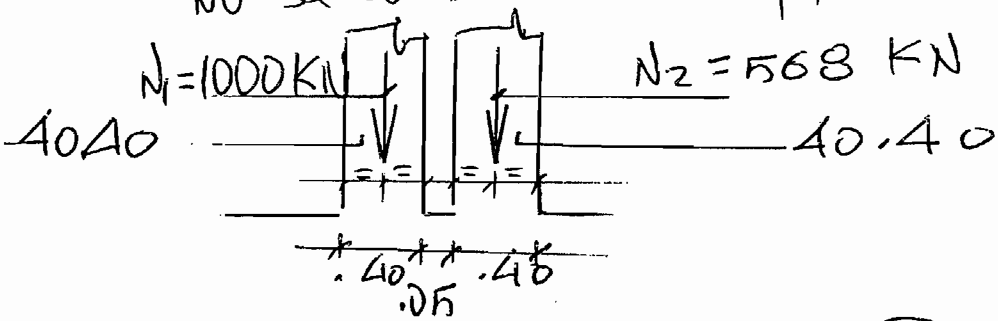
DOBLES CERCOS $\phi 6/15$.



CURSO 2004-2005

(1) Obtener la disposición, dimensiones en planta y armadura de la cimentación de dos pilares de una junta de dilatación con las cargas características de la figura, considerando:

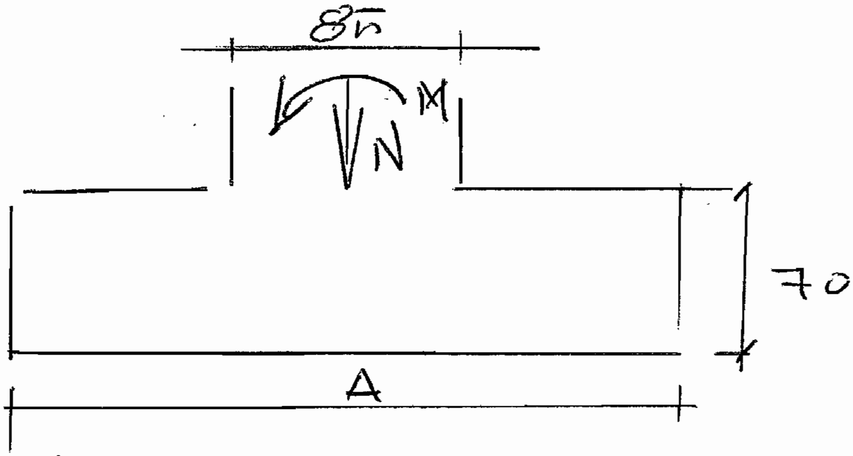
Hormigón H-20 ← Quiere decir H-25
Acero B-400-S
Controles normales
altura cimentación = 70 cm (d = .65)
Tensión adm. del terreno = 200 KN/m²
No se considerará el p.p. de la cimentación



SOLUCIÓN EJERCICIO (1)

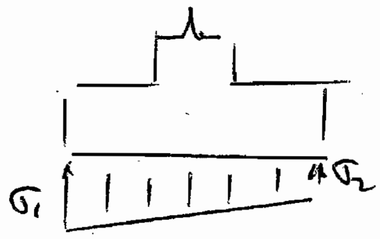
solución a:

Puede considerarse un solo pilar de 85x40 solicitado:



$$N = N_1 + N_2 = 1568\ KN$$
$$M = 1000 \cdot 0'225 - 568 \cdot 0'225 = 97'2\ KNm$$
$$e = \frac{M}{N} = 0'062\ m$$

Para una zapata de área $= \frac{1568}{200} = 2'8^2$; $A = 2'8$ m



$$\sigma_1 = \frac{1568}{2'8^2}\left(1 + \frac{6 \cdot 0'062}{2'8}\right) = 226'6 < 1'25\ \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \quad - \quad = 173'4$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 200 \sim \sigma_{adm}$$

$$R_1 = N \frac{1 + 3\frac{e}{A}}{2} = 836'08\ \text{KN} \; ; \; X_1 = \frac{A}{4}\,\frac{1 + 4\frac{e}{A}}{1 + 3\frac{e}{A}} = 0'71\ \text{m}$$

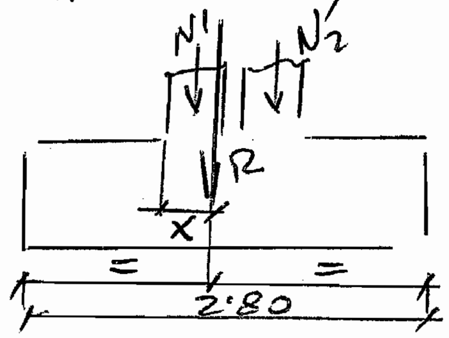
$$T_d = \frac{N_d}{0'85\,d}(X_1 - 0'25\,a) = \frac{83608.1'6}{0'85 \cdot 0'65}(0'71 - 0'25 \cdot 0'85) = 1204'56\ \text{KN}$$

en la dirección B : $T_d = \frac{N_d \cdot A}{8 \cdot H} = \frac{1568 \cdot 1'6 \cdot 2'8}{8 \cdot 0'7} = 1254$ KN

$12\phi20$ ó $18\phi16$ en cada dirección

solución b :

La zapata puede disponerse centrada a eje con la resultante de N_1 y N_2



$R = N_1 + N_2 = 1568$ KN

$R x = N_1 \cdot 0'2 + N_2 \cdot 0'65$

$x = 0'363$ m

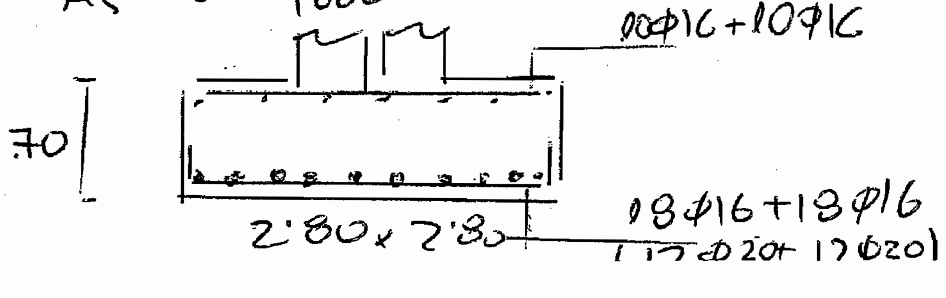
Área $= \frac{1568}{200} = 2'8 \cdot 2'8$

$$T_d = \frac{R_d \cdot A}{8 \cdot H} = \frac{1568 \cdot 1'6 \cdot 2'8}{8 \cdot 0'7} = 1254'4\ \text{KN}$$

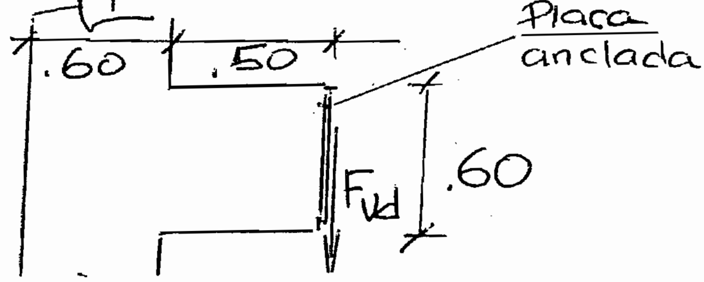
igual armad. que en solución anterior.

En paramento superior conviene dispone

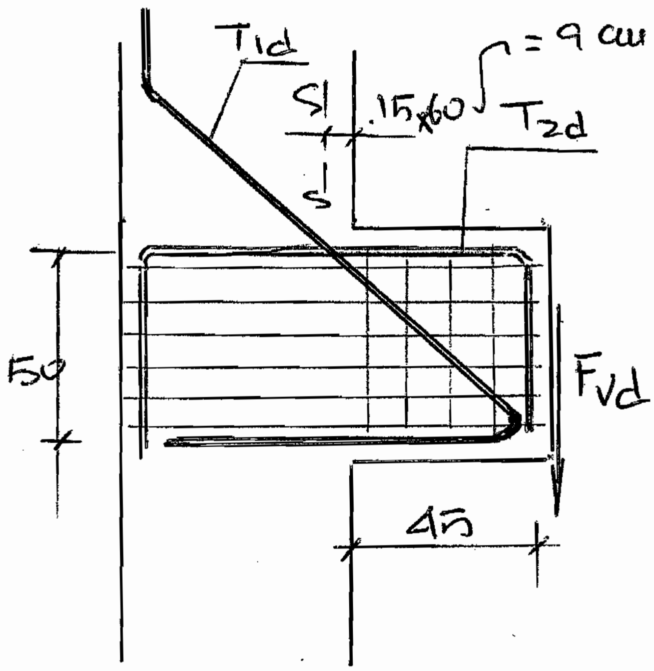
Unin : $A_s = 0'5 \frac{2}{1000} \cdot 280 \cdot 70 = 19'6\ \text{cm}^2 \sim 10\phi16$

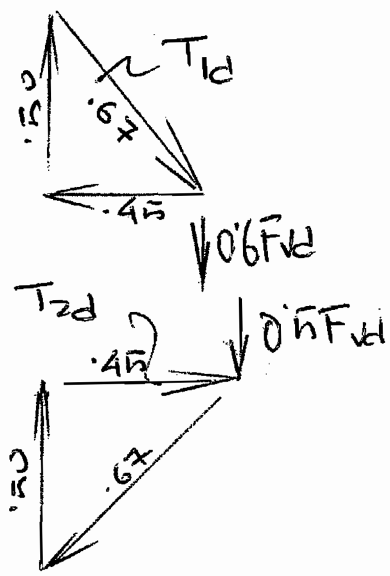


(2) En el extremo de una ménsula se dispone una placa anclada sobre la que actúa una carga F_{vd}.
Dibujar la armadura de la ménsula que la soporte y obtener de forma estimada (realizar una estimación) su valor en función de F_{vd}, considerando que los c.d.g. de toda la armadura se halla a 5 cm del paramento correspondiente y que la(s) biela(s) de hormigón necesaria(s) resiste(n) a compresión.



Solución ejercicio (2)





$$\frac{T_{1d}}{0'6\,F_{vd}} = \frac{67}{50} \quad ; \quad T_{1d} = 0'80\,F_{vd}$$

$$\frac{T_{2d}}{0'5\,F_{vd}} = \frac{45}{50} \quad ; \quad T_{2d} = 0'45\,F_{vd}$$

Para $\cot\theta = 1'4$: T_{2d} se calcula como voladizo respecto a S-S

INGENIERIA T. DE OO.PP.
Ejercicio 2

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO
Examen 17-DIC-04

APELLIDOS

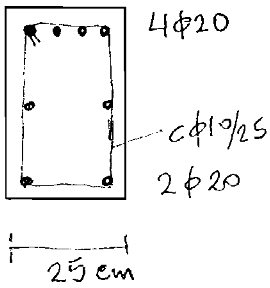
NOMBRE

1.-Se va hormigonar una losa en Albacete un día en que la temperatura es de 18ºC, está despejado y hay un fuerte viento. La central de hormigonado dispone de dos tipos de cemento CEM II-AL y CEM II-BV.¿Cuál de los dos es el mas adecuado y por qué?

2.- Los cercos de una viga no están indicados en los planos. Consultado el Anejo de Cálculo se necesitan 2□ϕ6/12 para resistir el cortante y ϕ10/25 para el momento torsor, ambos de B400S. En la obra no hay mas que ϕ8 de B500S. Calcular los cercos a disponer.

3.- Una losa de 20cm de espesor requiere en la cara superior de una sección ϕ20 a 0.10m, trabajando a tracción. Se quiere realizar en ella un empalme por solapo con el criterio de un redondo sí y dos no. Determinar la longitud de solapo. Hormigón HA-30 y acero B500S.

4.- La sección adjunta corresponde a una viga de un edificio en el P° de la Explanada de Alicante y va a quedar a la intemperie. En el plano se especifica un hormigón HM-20/S//20/IIa. . Indicar si este hormigón es correcto y en caso negativo indicar uno adecuado.



5.- Se recibe en obra una partida de acero $\phi 10$ corrugado, sin certificado de adherencia. Se realizan ensayos de adherencia por el método de arrancamiento (Pull-out) y se obtienen los valores de carga siguientes:

Deslizamiento (mm)	10^{-2}	10^{-1}	1	10
Fuerza (kN)	5.52	11.03	14.29	17.11

Determinar si puede usarse este acero para hormigón armado.

SOLUCION

INGENIERIA T. DE OO.PP. — HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

Ejercicio 2 — Examen 17-DIC-04

APELLIDOS — NOMBRE

1.-Se va hormigonar una losa en Albacete un día en que la temperatura es de 18°C, está despejado y hay un fuerte viento. La central de hormigonado dispone de dos tipos de cemento CEM II-AL y CEM II-BV.¿Cuál de los dos es el mas adecuado y por qué?

Artículo 26.1 (comentarios) y Anejo 3, cuadro 2

CEM-II A-L es adecuado para ambientes secos y sometido al viento

CEM II B-V requiere precauciones. Al ser cemento II-B podrá tener hasta un 35% de cenizas volantes lo que producirá mayor retracción por secado, problemático en este ambiente.

2.- Los cercos de una viga no están indicados en los planos. Consultado el Anejo de Cálculo se necesitan 2□ϕ6/12 para resistir el cortante y ϕ10/25 para el momento torsor, ambos de B400S. En la obra no hay mas que ϕ8 de B500S. Calcular los cercos a disponer.

2□ϕ6/0.12 aportan 328 KN/m ; □ϕ10/0.25 aportan 219 KN/m (B400S)

Hay que disponer 328 + 219 = 547 KN/m.

□ϕ 8/0.07 aportan 574 KN/m. (B500S) $\boxed{□\phi 8/0.07}$

Tambien valdria 2□ϕ8/0.15 = 536 KN/m. (algo escaso)

3.- Una losa de 20cm de espesor requiere en la cara superior de una sección ϕ20 a 0.10m, trabajando a tracción. Se quiere realizar en ella un empalme por solapo con el criterio de un redondo sí y dos no. Determinar la longitud de solapo. Hormigón HA-30 y acero B500S.

Art. 66.6.2 $\quad l_s = \alpha\, l_{b,neta}$; $l_{b,neta} = l_b \beta \frac{A_s}{A_{real}}$

$A_s = A_{real}$; $\beta = 1$; $l_{b,neta} = l_{b,I}$ (bajo espesor)

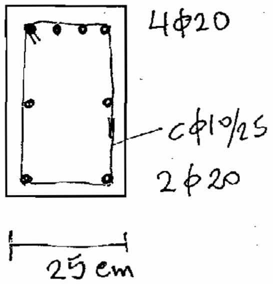
Tabla 66.5.2a $\quad l_{bI} = m\phi^2 = 13\times 2^2 = 52\,cm > \frac{f_{yk}}{20}\phi = 50\,cm.$

Tabla 66.6.2 $\quad a = 10\times 3 = 30\,cm > 10\phi = 20\,cm.$

Se solapan en tracción $\frac{1}{3}$ de las barras (33%), $\alpha = 1.2$

longitud de solapo $= l_s = 1.5\times 52 = 62.4\,cm \rightarrow$ $\underline{\underline{65\,cm}}$

4.- La sección adjunta corresponde a una viga de un edificio en el P° de la Explanada de Alicante y va a quedar a la intemperie. En el plano se especifica un hormigón HM-20/S//20/IIa. . Indicar si este hormigón es correcto y en caso negativo indicar uno adecuado.



Art. 39.2 debe ser HA-25 al menos

Tabla 8.2.2 Ambiente IIIa

Tabla 37.2.4 recubrimiento $r = 35 + 10 = 45$ mm.

Separación S de las armaduras en la cara superior

$3S = 25 - 2\times4.5 - 2\times1 - 4\times2 = 6$ cm $\quad S = 2$ cm (muy justa)

Art. 28.2a) $D \leq 0.8S \rightarrow D \leq 16$ mm.

Dada las dificultades de hormigonado, la consistencia seca no vale.

HA-25/B/15/IIIa <u>valdría</u>

5.- Se recibe en obra una partida de acero φ10 corrugado, sin certificado de adherencia. Se realizan ensayos de adherencia por el método de arrancamiento (Pull-out) y se obtienen los valores de carga siguientes:

Deslizamiento (mm)	10^{-2}	10^{-1}	1	10
Fuerza (kN)	5.52	11.03	14.29	17.11

Determinar si puede usarse este acero para hormigón armado.

Art. 31.2

$$\tau_{bm} \geq 7.84 - 0.12\phi = 6.64 \ N/mm^2$$

$$\tau_{bu} \geq 12.74 - 0.19\phi = 10.84 \ N/mm^2$$

Area actuante $\pi\phi \times 50 = 500\pi = 1571$ mm^2

$$\tau_{bm} = \frac{5.52 + 11.03 + 14.29}{3\times1571} \times 10^3 = 6.54 \ N/mm^2 < 6.64 \quad \underline{\text{NO CUMPLE}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{17.11\times10^3}{1571} = 10.89 \ N/mm^2 \text{ cumple.}$$

<u>No debe usarse</u>

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO Diciembre 2004
3er ejercicio.

El jefe de una obra en construcción ha observado que en los planos del proyecto se indica la disposición de 18ϕ20 en la cara inferior de una viga plana, según la sección indicada en la figura. Quiere proponer a la Dirección de la obra una modificación de la armadura sin modificar la sección de hormigón.

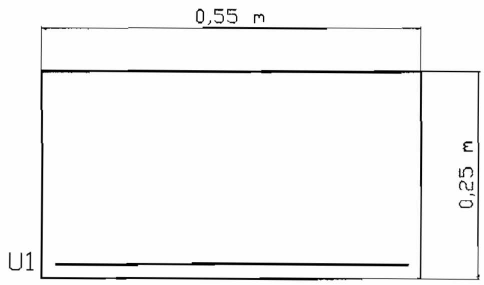
Para ello debe responder a las siguientes cuestiones:

1º ¿Por qué se debe modificar la armadura? Justifique la respuesta.

2º ¿Qué solución debe plantear?

3º Justifique adecuadamente la solución adoptada.

Los datos de cálculo son los siguientes:
HA-25 N/mm2
h=0,25m
d=0,21m
Md= 148,2 m·KN
b=0,55m
B400S
Control Normal



Nota: No se deben utilizar programas de cálculo ni ábacos para resolver este ejercicio.

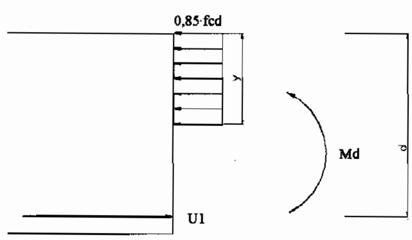
SOLUCIÓN

1º.- Hay que ver el estado de solicitaciones y comportamiento de los materiales y ver en qué dominio está trabajando la viga:

Para hallar la posición de la fibra neutra debo utilizar la ecuación de equilibrio de momentos:

$$\sum M_{U1} = 0 \qquad Md = 0{,}85 \cdot fcd \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$148{,}2 \cdot 10^6 - 0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot y \cdot \left(210 - \frac{y}{2} \right) = 0$$



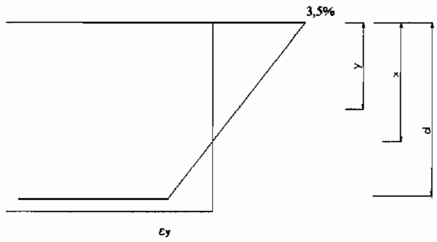
$$3895{,}83 y^2 - 1636250 y + 148{,}2 \cdot 10^6 = 0 \qquad y = \frac{1636250 \pm 606519{,}61}{2 \cdot 3895{,}83} = \begin{cases} 132{,}16 \text{ mm} \\ 287.84 \text{ mm} \end{cases}$$

Solo puede ser válida la solución y=132,16 mm, a la que le corresponde $x = \frac{y}{0{,}8} = \frac{132{,}16}{0{,}8} = 165{,}2 mm$

Calculo la posición límite de la fibra neutra para la sección:

$$x_{lím} \Rightarrow \frac{3{,}5+\varepsilon_y}{d} = \frac{3{,}5}{x_{lím}} \Rightarrow x_{lím} = \frac{3{,}5 \cdot 210}{3{,}5+\frac{\frac{400}{1{,}15}}{2 \cdot 10^5}} = 140{,}3mm$$

$$y_{lím} = 0{,}8 \cdot x_{lím} = 112{,}24mm$$



Al ser x > $x_{lím}$, la viga se ha diseñado en el Dominio 4. Debo hallar la tensión y deformación del acero:

Deformación: $$\frac{3{,}5+\varepsilon_s}{d} = \frac{3{,}5}{y} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3{,}5 \cdot (210-165{,}2)}{165{,}2} = 0{,}95\%$$

Tensión: $$\frac{f_{yd}}{\varepsilon_s} = \frac{\sigma_1}{0{,}95} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{400 \cdot 0{,}95}{1{,}74 \cdot 1{,}15} = 189{,}90N/mm^2$$

De la ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales compruebo el cálculo de la armadura U_1:

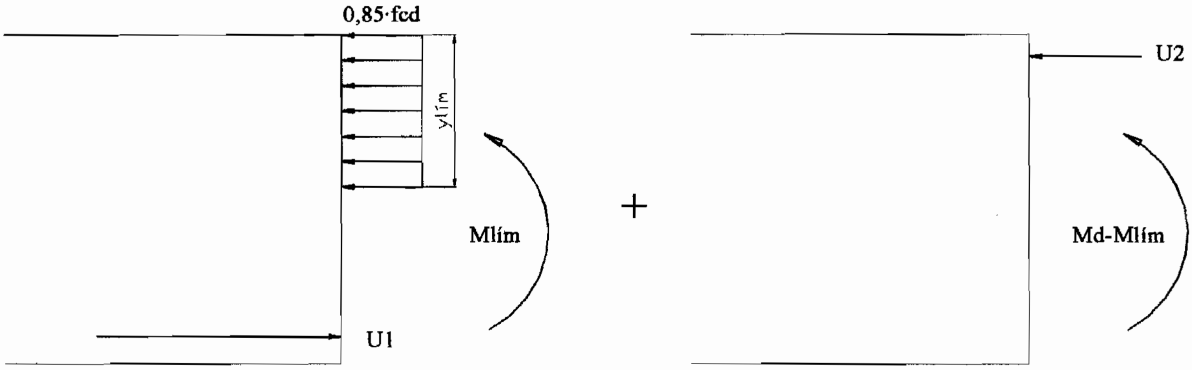
$$\sum F_H = 0 \qquad U_1 = 0{,}85 \cdot fcd \cdot b \cdot y = 0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot 132{,}16 = 1029746{,}7N$$

$$\sigma_1 = A_1 \cdot U_1 \Rightarrow A_1 = \frac{U_1}{\sigma_1} = \frac{1029746{,}7N}{189{,}90N/mm^2} = 5422{,}57mm^2 = 54{,}23cm^2 \Rightarrow \frac{54{,}23cm^2}{\Pi \cdot 2^2/4} = 17{,}26 \text{ barras } \phi 20$$

Por lo tanto, el cálculo reflejado en planos es correcto, pero el trabajo de la viga se realizará en el Dominio 4. Una sección sometida a flexión simple puede trabajar en los Dominios 2, 3 y 4, y de los tres, el mas deseable es el Dominio 3 porque tanto el hormigón como el acero trabajan a sus máximas capacidades con la consiguiente economía de materiales. Como se ha demostrado, en el dominio 4 el acero trabaja muy por debajo de su capacidad y de ahí la necesidad de disponer tantas barras que no caben en la sección a menos que se agrupen.

2°.- La solución que se debe plantear a la Dirección Facultativa es que se modifique el Dominio de trabajo del 4 al Dominio 3, elevando la posición de la fibra neutra hasta que sea $x \leq xlím$ Para ello hay dos soluciones, aumentar el canto de la viga, que no es posible; o disponer armadura a compresión, que es la opción que debo elegir. Esta armadura comprimida se encargará de resistir el exceso de momento respecto al momento límite de la sección.

3°.- La justificación viene dada en el nuevo cálculo:



Las ecuaciones de equilibrio aplicadas a cada figura son, respectivamente:

$$\Sigma M_{U1} = 0 \Rightarrow M_{lím} = 0{,}85 \cdot fcd \cdot b \cdot y_{lím} \cdot \left(d - \frac{y_{lím}}{2} \right)$$

$$M_{lím} = 0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot 112{,}24 \cdot \left(210 - \frac{112{,}24}{2} \right) =$$

$$= 134{,}57 \cdot 10^6 \, N \cdot mm^2$$

$$M_d - M_{\lim} = U_2 \cdot (d - d')$$

$$U_2 = \frac{M_d - M_{\lim}}{(d - d')} = \frac{148{,}2 - 134{,}57) \cdot 10^6}{(210 - 40)} =$$

$$= 80176{,}47 N \Rightarrow 3\phi 12$$

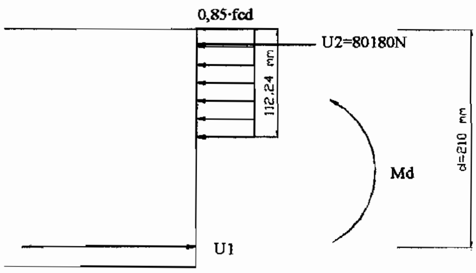
Calculo la armadura necesaria a tracción. Debo hallar la nueva posición de la fibra neutra:

$$\Sigma M_{U1} = 0 \qquad Md - U_2 \cdot (d - d') - 0{,}85 \cdot fcd \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) = 0$$

$$148{,}2 \cdot 10^6 - 80{,}18 \cdot 10^3 \cdot (210 - 40) - 0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot y \cdot \left(210 - \frac{y}{2} \right) = 0$$

$$3895{,}83 y^2 - 1636250 y + 134.57 \cdot 10^6 = 0 \qquad y = \frac{1636250 \pm 761745{,}31}{2 \cdot 3895{,}83} = \begin{cases} 307{,}80 \text{ mm} \Rightarrow \text{NO} \\ 112{,}24 \text{ mm} = y_{lím} \end{cases}$$

La solución y=112,24 mm coincide con la $y_{lím}$ porque así he planteado la diferencia entre momentos de diseño y límite. El esquema de acciones queda:



Deduzco U_1 de la ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales:

$$U_1 = U_2 + 0{,}85 \cdot fcd \cdot b \cdot y = 80{,}18 \cdot 10^3 + 0{,}85 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot 112{,}24 = 954716{,}7N = 954{,}72kN \quad \Rightarrow \quad 9\phi 20$$

Comprobación de la armadura mínima:

Cuantías mínimas geométricas

a tracción $\quad 0{,}003 \cdot Ac = 4{,}54\ cm^2 \Rightarrow 2\phi 20$

a compresión $\quad$ 30% de la consignada a tracción=1,36 $cm^2 \Rightarrow 2\phi 12$

Cuantías mínimas mecánicas

a tracción $\quad U_1 \geq 0{,}04 \cdot fcd \cdot b \cdot d = 0{,}04 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot 550 \cdot 210 = 77000N = 77kN \Rightarrow 1\phi 20$

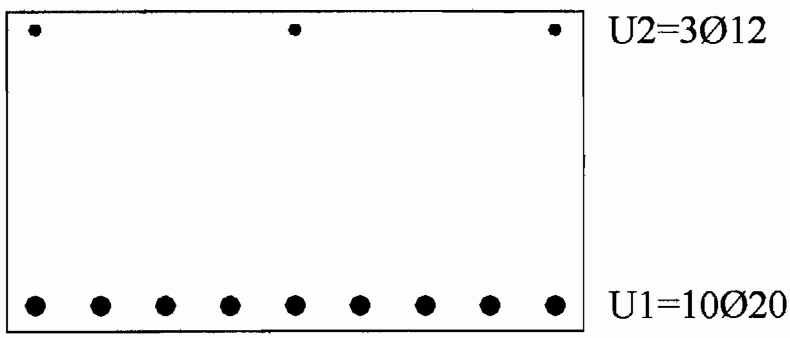
Con la armadura de cálculo se superan todas las cuantías mínimas.

Compruebo separaciones:

Entre barras comprimidas $\quad$ 550-(2·40)-(3·12) =434 mm libres $\quad$ s=434/2= 217mm < 30cm

Entre barras traccionadas $\quad$ 550-(2·40)-(9·20) =290 mm libres que se reparten entre 8 espacios entre barras: 290/8=36,25 mm, separación mayor que el diámetro de las barras, y suficiente para dejar pasar el hormigón. No se tienen datos sobre el diámetro máximo del árido.

La solución alternativa a la de planos -cuya sección se dibuja a continuación- es mejor porque trabaja en el Dominio 3 y además se ha economizado en acero.



INGENIERIA T. de O.P. - 3^er CURSO 1/2

Examen de H. A. y P. - FEBRERO-2005

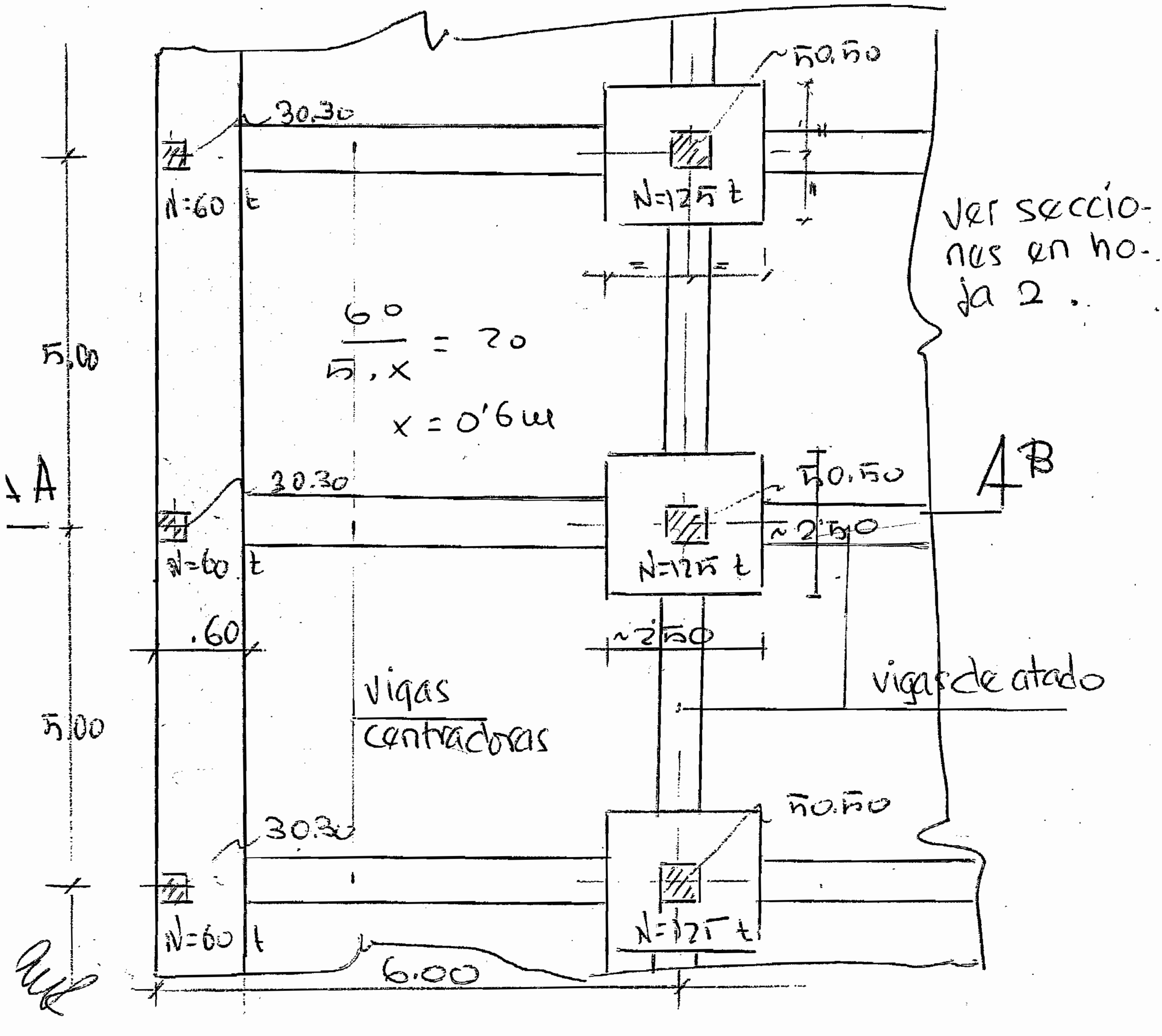
= SOLUCIÓN EJ. 1 =

EJ. 1

La Figura es parte de la cimentación de un edificio situado en zona sísmica. Suponiendo que su canto es de 60 cm y que el terreno tiene una $\sigma_{adm} = 2\ Kg/cm^2$

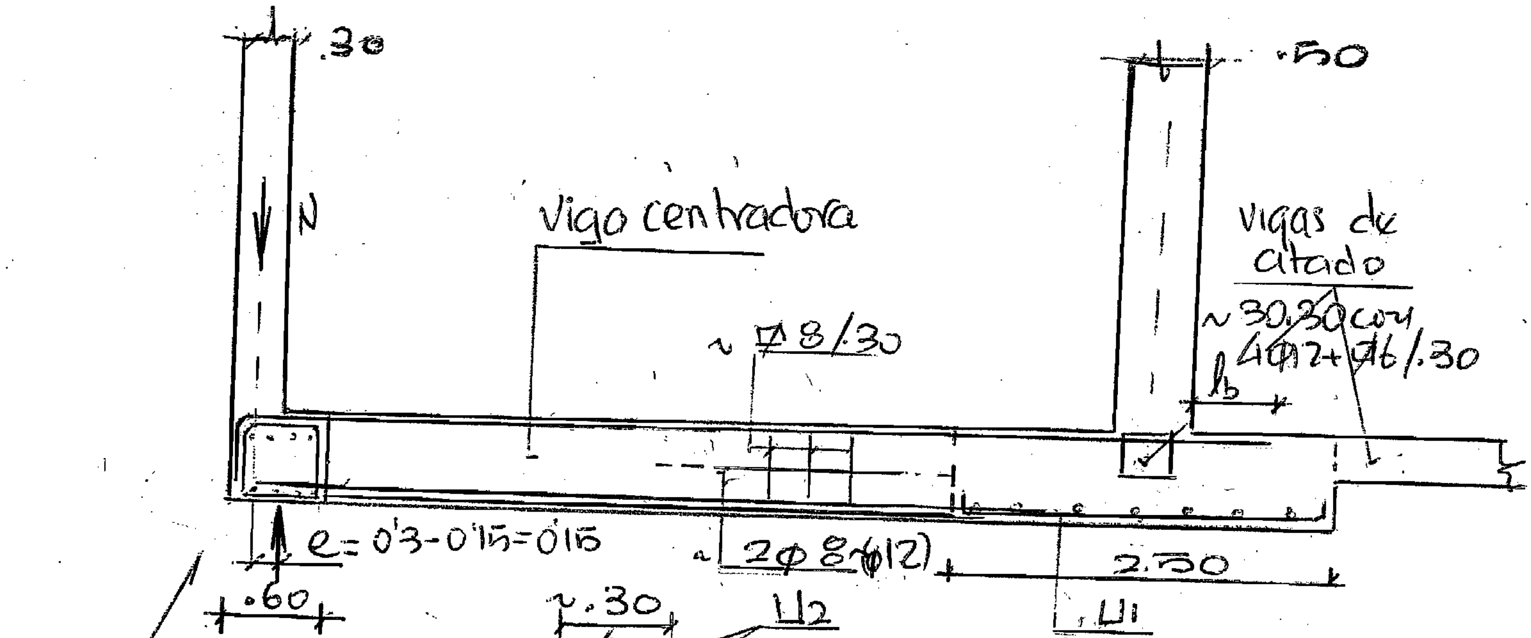
1º Completar la Figura, acotando en planta y alzado sus dimensiones y secciones correspondientes

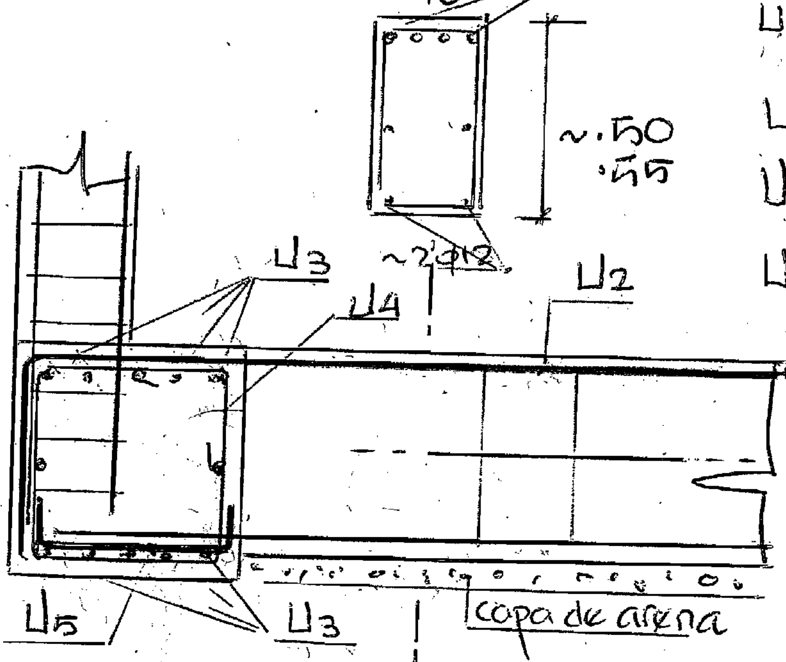
2º Determinar las solicitaciones de cada uno de los elementos que la componen, y dibujar la disposición de la armadura en la sección A-B



= SOLUCION Ej 1 =

Sección A-B E: 1/50





$U_1 = \frac{N \cdot A}{8H} = \frac{125 \cdot 2'5}{8 \cdot 0'6}$ (t)

U_2: para $M = N \cdot e = 60 \cdot 0'15$

U_3: para $M \simeq \frac{ql^2}{12} = \frac{20 \cdot 0'6 \cdot 5^2}{12}$

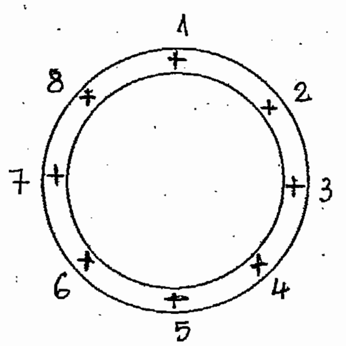
U_4: para cortante $(0'6 \cdot 20 \cdot 2'5 t)$ y torsión $(0'6 \cdot 20 \cdot 0'15\ t/m)$

U_5: adicional para $M = 20 \cdot 5 \cdot \frac{(0'3 + 0'15 \cdot 0'3)^2}{2}$ bajo pilar en $2H = 1'20$ m

Notas:
- Los cálculos necesarios se realizarán en el dorso de las dos hojas entregadas
- Las respuestas y dibujos deberán expresarse de forma clara, concreta e inteligible

INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO — Examen 2-Febrero de 2005
Ejercicio 2

Un conducto circular de diámetros 1,5m (ext.) y 1,25m (int.) y 50 m de longitud se construye con tramos prefabricados de HP-40 que se unen mediante 8 tendones de pretensado alojados en su pared y numerados como se indica. La armadura pasiva longitudinal es 32ϕ12 .Cuando los tramos han alcanzado una resistencia de 20 MPa se realiza un primer tesado aplicando a los tendones impares una carga P_1 (en cada tendón) que produzca en al sección una tensión mitad de la admisible. Este tesado se realiza con el conducto apoyado uniformemente en toda su longitud. A continuación el conducto se acopia hasta la edad de 28 días, apoyándolo en vanos sucesivos, con ménsulas iguales en los extremos. Durante este periodo se produce una pérdida de pretensado del 11%. Determinar:



1) Valor de P_1 y tensiones iniciales.
2) Acortamiento total del conducto y recorrido de tesado.
3) Longitud máxima que pueden tener las ménsulas extremas y el momento máximo en los vanos, sin que aparezcan tracciones.

El área de cada tendón es 540 mm^2 y su modulo de elasticidad Ep = $190 \cdot 10^3$ MPa. Los del hormigón y del acero pasivo, según la EHE .

A los 28 días se tesan los tendones pares con una fuerza $P_2 = P_1$ .Determinar:

4) Pérdida de fuerza inducida en los cordones impares.
5) Tensiones en las secciones de apoyo de las ménsulas extremas, supuestas de longitud máxima.

HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EXAMEN 2-2-05

SOLUCION EJERCICIO 2

1) $A_b = \frac{\pi}{4} \times 2.75 \times 0.25 = 0.54\ m^2$ $A_s = 32 \times 1.13 = 36.16$

$E_{c1} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm,j}} = 25811\ MPa;\ n = \frac{E_s}{E_c} = 7.75$

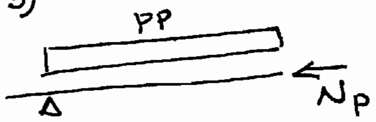
$A_h = A_b + (n-1)A_s = 5644\ cm^2$; $\sigma_{adm} = 0.6 f_{cmj} = 12\ MPa$

$\sigma = \frac{4P_1}{A_h} \leq \frac{12}{2}$ $P_1 = 847\ KN$ en cada tendón

2) $\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{c1}} = 23.2 \times 10^{-5}$ $\Delta L = \varepsilon_c \cdot L = 11.6\ mm$

$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{P_1}{A_p E_p} = 8.25 \times 10^{-3};\ R = (\varepsilon_c + \varepsilon_p) L = 424\ mm.$

3)



$pp = 0.54 \times 25 = 13.5\ KN/m.$

$E_{c2} = 8500 \sqrt[3]{f_{cmj}} = 36342\ MPa$

$n' = 5.5$ $A'_h = 9563\ cm^2$

$P'_1 = 0.89 P_1 = 754\ KN;\ M = \frac{pp \cdot L^2}{2} = \frac{13.5 L^2}{2}$

$\sigma_s = \frac{4P'_1}{A'_h} - \frac{M}{W} \geq 0$; $W = \frac{2 I_h}{D}$; $I_b = \frac{\pi}{64}(D^4 - d^4) = 0.1287\ m^4$

$I_s = \frac{36.16 \times 1.375 \times 10^4}{2} = 0.3418 \times 10^{-2}\ m^4$; $I_h = I_b + (n-1) I_s = 0.144\ m^4$

$W = \frac{I_h}{r_{ext}} = 0.192\ m^3$; $L^2 = \frac{8 W P'_1}{pp \times A'_h} = 154.2$ $L = 12.4\ m$

$M_{max} = 1041\ KN \cdot m$

4) $\varepsilon_{p1} = 23.2 \times 10^{-5}$; $\Delta P_1 = -\varepsilon_{p1} \times E_p \times A_p = -23.8\ KN$

5) $\sigma_s = \frac{4(P_1 - \Delta P_1)}{A'_h} = 592\ N/cm^2$

$\sigma_i = \frac{2M}{W} + \sigma_s = 1676\ N/cm^2.$

EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO - febrero de 2005

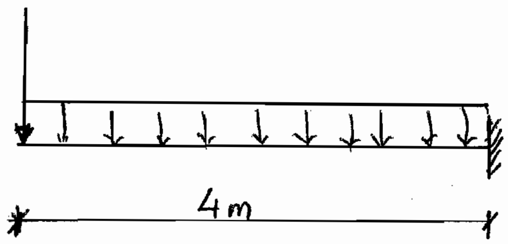
Apellidos:____________________________Nombre:_______________Nº Exped:_____

Se debe calcular la armadura transversal de la viga en ménsula de la figura que está solicitada por una carga uniformemente repartida de 112 kN/m.l. En su extremo libre se ha dispuesto un cable que le impide desplazamientos verticales, pudiendo considerar para el cálculo que la componente vertical del cable es de 192 kN. Las cargas están mayoradas.

El criterio que debe prevalecer en el cálculo es el de la máxima economía en la armadura a disponer.

La viga estará expuesta al exterior en una estructura situada en primera línea de mar.

Dibujar un croquis a escala acotando la armadura transversal.



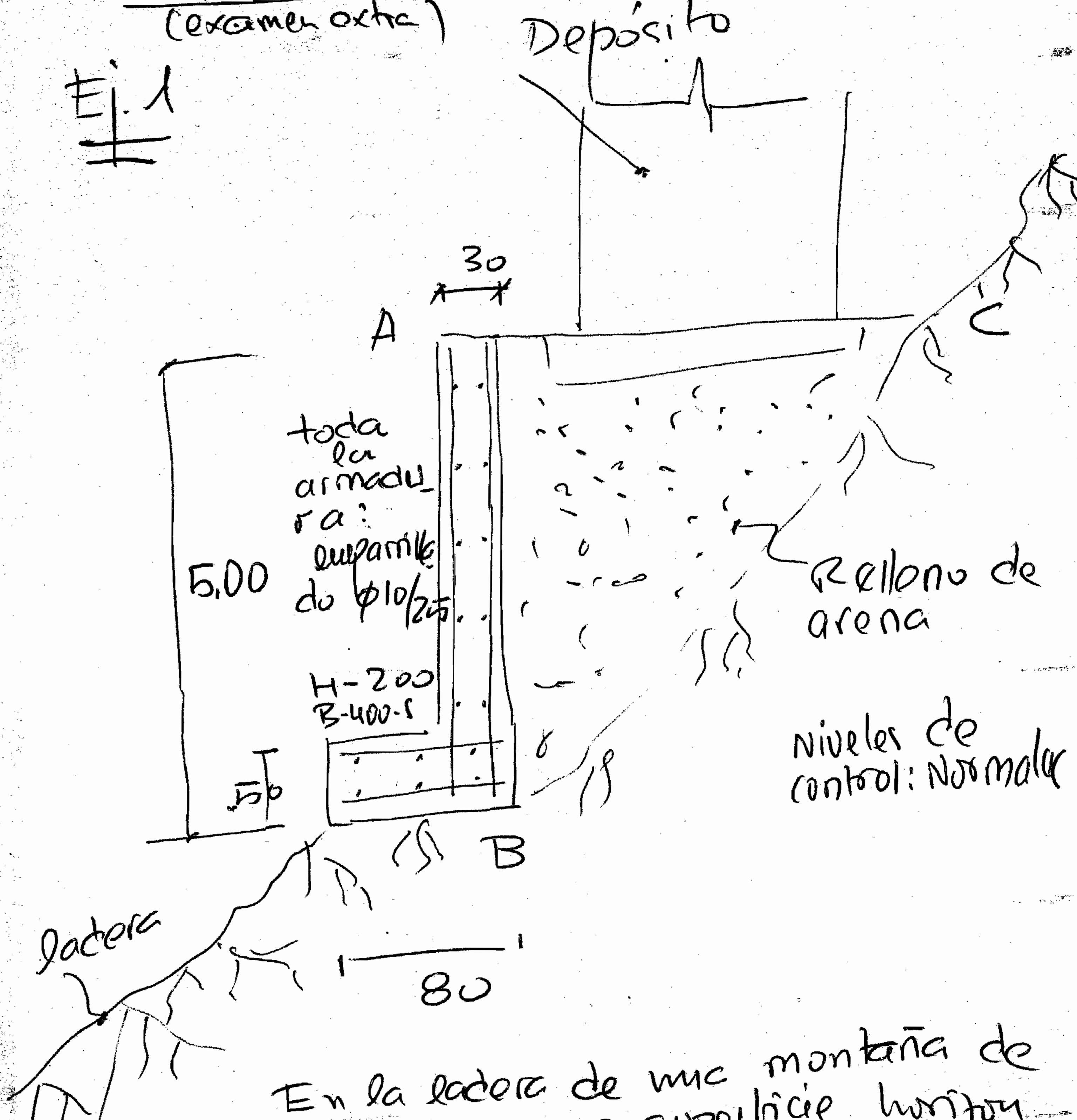
H.A. – 25 N/mm^2
B 500 s
Control Normal
Tamaño máximo del árido = 25 mm
Ancho b=40 cm

Nota: Incluir la justificación suficiente de la solución adoptada en el ejercicio.

Examen de H.A. y P. - Feb. 2004 - Ing. T.O.P.

(examen extra)

Ej. 1



En la ladera de una montaña de alcoy se crea una superficie horizontal AC donde situar un depósito de agua que provocará presiones en la base de 5 t/m². Y para contener los correspondientes empujes se realiza el muro AB de la figura.

Hacer una crítica de dicha solución y de sus defectos de forma razonada.

ING. T. O. P. — 3er CURSO

EXAMEN H. A y P. — SEPT. 2005

Ej. 1/ En los pilares de un edificio sometidos a compresión simple, se comprobó, una vez cargados, una deformación del 0'1‰.

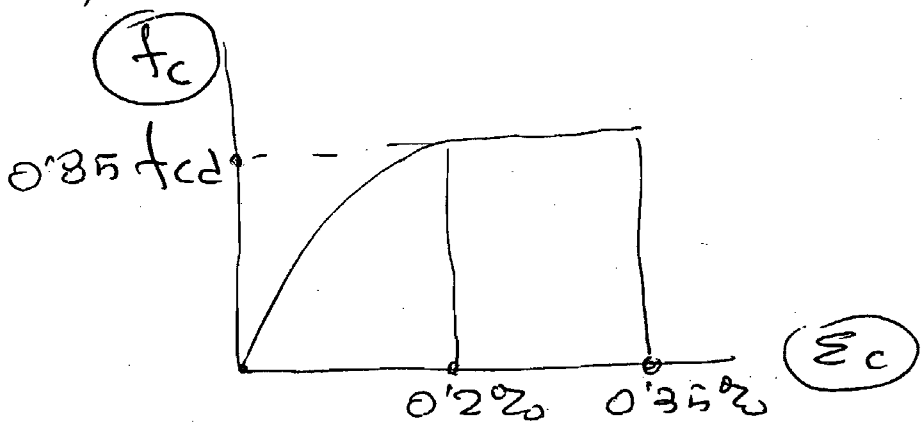
Se desea conocer el valor del coeficiente global de mayoración con el que fueron calculados.

Datos:

sección: 40·40 con 4ϕ25 + + ϕ6/25

H-30 ; B500S ; sin pandeo.

Ley de tensión-def. en el h.:



Ley:

Para $0 \le \varepsilon_c \le 0'2‰$;

$$f_c = -21'25 \cdot 10^4 \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_c^2 + 8'5 \cdot 10^2 \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon_c$$

Para $0'2‰ \le \varepsilon_c \le 0'35‰$

$$f_c = 0'85 \cdot f_{cd}$$

Nota: No se considerará la excentricidad mínima de 2 cm.

ING. T. de O. P. — 3er curso
Examen H. A. y P. – sept. 2005

SOLUCION 1er ejercicio

carga que actúa sobre el pilar:

$N = A_c \cdot f_c + A_s f_s$

$A_c = 400^2 = 16 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$

$A_s = 4 \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 1963'5 \text{ mm}^2$

- Para la deformación $\varepsilon = 0'1\text{‰} = 10^{-3}$;

$f_c = -21'25 \cdot 10^4 \cdot \frac{30}{1'5} \cdot 10^{-6} + 8'5 \cdot 10^2 \cdot \frac{30}{1'5} \cdot 10^{-3} = 12'75 \text{ N/mm}^2$

$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 20 \cdot 10^4 \cdot 10^{-3} = 200 \text{ N/mm}^2$

sustit.do:

$N_{(\varepsilon = 0'1\text{‰})} = 2040 \cdot 10^3 + 392'7 \cdot 10^3 = 2432'7 \cdot 10^3 \text{ N}$

- En su carga última: $\varepsilon = 0'2\text{‰} = 2 \cdot 10^{-3}$:

$f_c = 0'85 f_{cd} = 0'85 \frac{30}{1'5} = 17 \text{ N/mm}^2$

$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 20 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 400 \text{ N/mm}^2$

sustit.do:

$N_{(\varepsilon = 0'2\text{‰})} = 2720 \cdot 10^3 + 785'4 \cdot 10^3 = 3505'4 \cdot 10^3 \text{ N}$

coeficiente global de mayoración:

$$K = \frac{N_{(\varepsilon = 0'2\text{‰})}}{N_{(\varepsilon = 0'1\text{‰})}} = \frac{3505'4}{2432'7} = 1'44$$

INGENIERÍA TÉCNICA DE OO.PP. EXAMEN 7 Sept-2005
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

Ejercicio 2

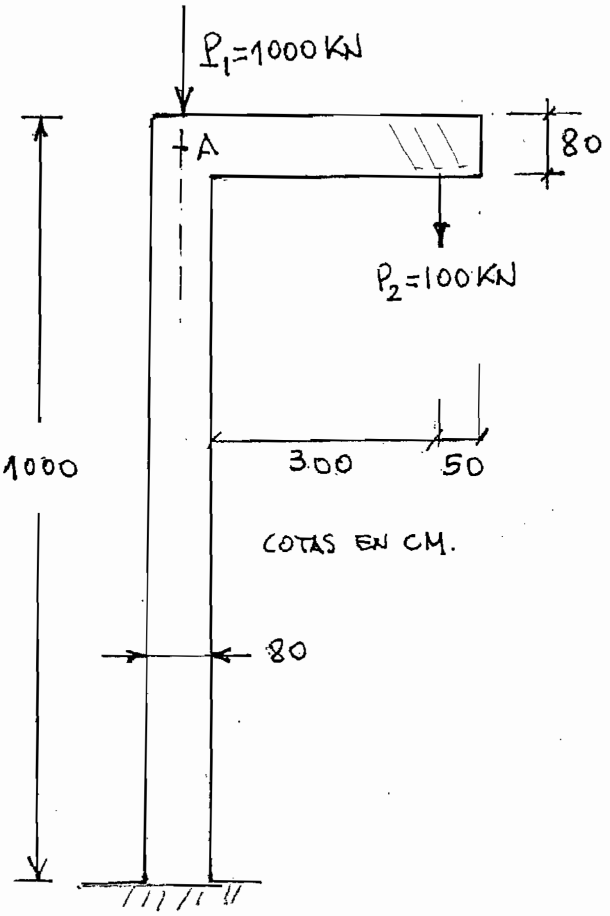
La estructura de la figura está sometida a dos estados de carga: a)el de las dos fuerzas P_1 y P_2 que se indican y b) la acción de un viento transversal (normal al papel) cuyo valor total es 1.8 kN/m^2 (incluyendo coeficientes eólicos en presión y succión). En el estado b) no actúan las cargas del a). La sección de la ménsula y del pilar es rectangular de 80x35 cm. El pilar está empotrado en su base y tiene impedido el movimiento del punto A en la dirección transversal. Sin considerar el peso propio se pide:

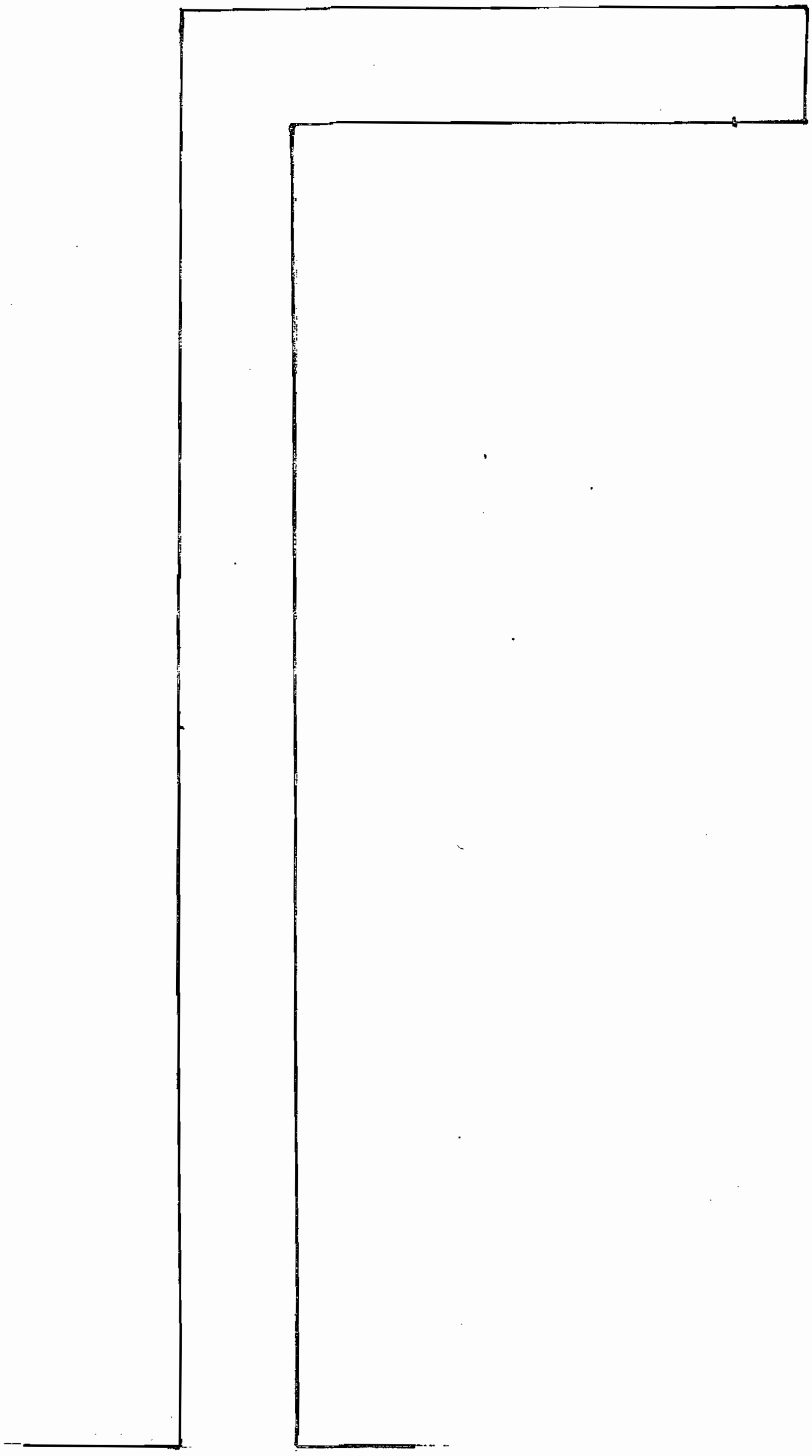
a) Armaduras necesarias en el estado a). Disponer armadura simétrica en el pilar.
b) Armaduras necesarias en la ménsula y en el pilar para el estado b)
c) Definir las armaduras finales de la estructura y representarlas en el esquema adjunto.
d) Dimensionar y determinar las armaduras de una zapata rectangular rígida de 2,5 m de dimensión transversal, para una tensión admisible en el terreno de 150 kN/m^2 .

MATERIALES:

HA-30/B/15/IIIb(estructura); HA-25/P/30/IIa (zapata) B-500S Diámetros 6,12 y 20.

$\gamma_f = 1.6$





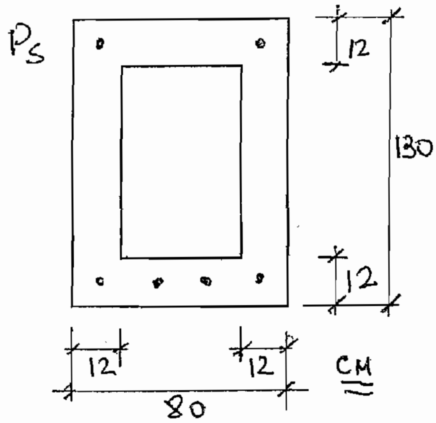
ESCALA 1:50

40 min

INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO — Examen 16-Sept-05

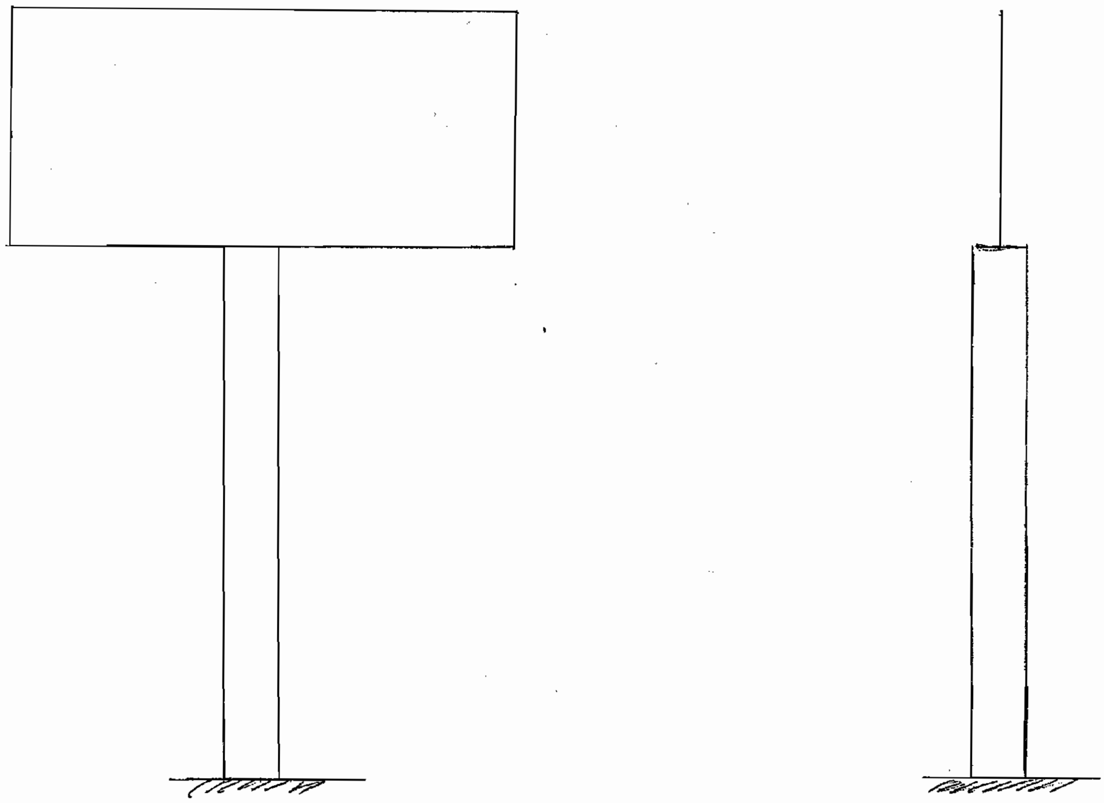
La figura representa la sección de una viga isostática prefabricada de 18 m de luz. Se va a tesar con armaduras pretesas rectas que consisten en cuatro cordones de 600 kN cada uno centrados en la pared inferior y dos de carga total P_s centrados en las esquinas superiores. Los tendones son adherentes en toda su longitud y se anclan cuando el hormigón (HP-40) ha alcanzado su resistencia característica. Se pide:

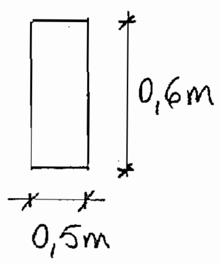
a) Valor de la carga P_s de los dos tendones superiores para que no se produzcan tracciones en ningún punto de la viga al ponerla en carga.
b) Valor máximo de la sobrecarga útil repartida que no genera tracciones en la sección central. La pérdida de carga total a largo plazo para todos los tendones es del 12 %.
c) Con la sobrecarga anterior, comprobar si las tensiones son admisibles en toda la viga e indicar como se pueden corregir en caso contrario.



Ejercicio 3

Calcular la armadura del pilar aislado de la figura que soporta un cartel publicitario que pesa 2t. Considere la carga centrada en la sección del pilar y desprecie el momento torsor. La situación topográfica de exposición a viento es expuesta. El axil cuasipermanente es menor al 70% de Nd.





Control normal

HA - ~~20~~ N/mm²
30

B 500 S

UTILIZAR

Ø20

4.4. Sobrecarga sobre superficie inclinada
La sobrecarga de nieve sobre una superficie de cubierta que forme el ángulo α con el plano horizontal, que no ofrezca impedimento al deslizamiento de la nieve, tendrá por metro cuadrado de proyección horizontal el valor siguiente:

$\alpha \leq 60°$	$p \cos \alpha$
$\alpha > 60°$	cero

siendo *p* el valor de la sobrecarga sobre superficie horizontal.

Cuando la superficie de cubierta tenga resaltos u otros obstáculos que impidan el deslizamiento natural de la nieve, se tomará, cualquiera que sea el ángulo α, sobrecarga por metro cuadrado de proyección horizontal de valor *p*.

4.5. Acumulaciones de nieve
En las limahoyas y otras zonas de la cubierta en donde pueda acumularse anormalmente la nieve por deslizamiento en los faldones confluyentes, o por efecto del viento, se calculará la sobrecarga debida a las acumulaciones previsibles. El peso específico de la nieve figura en el artículo 4.2.

4.6. Diferencias de sobrecarga
Se considerará la posibilidad de que la sobrecarga de nieve gravite con valor distinto sobre zonas parciales de la cubierta, a causa de desigualdades en la velocidad de fusión, arrastres de viento u otras causas.

En general, la diferencia de sobrecarga que se considere entre distintas partes de la cubierta tendrá valor no superior a 30 kg/m².

Capítulo V. Acciones del viento

5.1. Dirección del viento
Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales por ejemplo: estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas, o con estructura oblicua a las fachadas, se estudiará además su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables.

En los casos especiales que se señalan, y en otros que lo requieran, se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de ± 10° con la horizontal.

5.2. Presión dinámica del viento
El viento de velocidad *v* (m/s) produce una presión dinámica *w* (kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de un edificio, función de la altura de su coronación y de su situación topográfica, se da en la Tabla 5.1.

Se considera situación topográfica expuesta la de las costas, las crestas topográficas, los valles estrechos, los bordes de mesetas, etc.

En casos especiales de situación topográfica muy expuesta, por ejemplo: en alta montaña, en desfiladeros, en acantilados, etc., pueden requerirse valores mayores, que se determinarán mediante estudio especial.

Tabla 5.1 Presión dinámica del viento				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m, cuando la situación topográfica es		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m²
De 0 a 10	—	28	102	50
De 11 a 30	—	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
—	Mayor de 100	49	176	150

5.3. Sobrecarga del viento sobre un elemento superficial

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$p = cw$$

siendo w la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo α de incidencia del viento en la superficie. (Véase la figura de la Tabla 5.2.).

5.4. Sobrecara local del viento en construcciones cerradas

En una construcción cerrada, para obtener la sobrecarga local en cada elemento de su superficie exterior, se tomará el coeficiente eólico de la Tabla 5.2.

En las superficies a resguardo, o sea, situadas dentro de la proyección, en dirección del viento, de otro elemento, como por ejemplo, en las cubiertas múltiples a diente de sierra, el coeficiente eólico se puede reducir en el 25 %.

En una construcción que tenga huecos (puertas o ventanas) actúa además sobre cada elemento una sobrecarga local en su superficie interior, que puede ser presión y puede ser succión, cualquiera que sea la dirección del viento.

Se calculará con los siguientes coeficientes eólicos

Presión interior: $c = + 0{,}4$
Succión interior: $c = - 0{,}2$

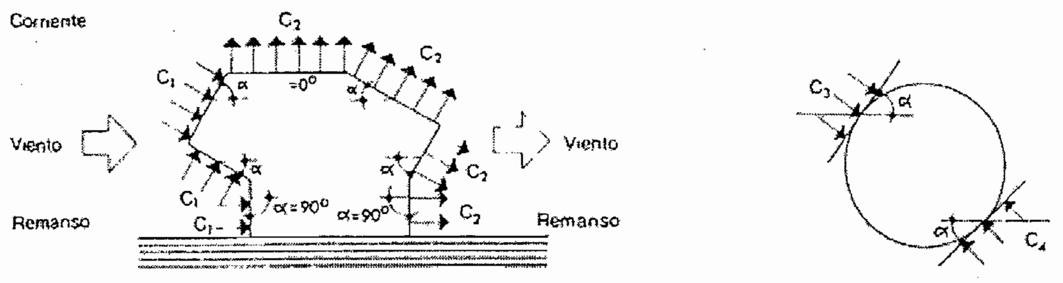
En una construcción que tenga en una cara un hueco, o conjunto de huecos, cuya área practicable sea en total mayor que el tercio del área de la cara, sin producirse corriente de viento a través de la construcción, la sobrecarga interior se calculará con los siguientes coeficientes eólicos:

Hueco a barlovento:	Presión inter.: $c = + 0{,}8$
	Succión inter.: $c = - 0{,}2$
Hueco a sotavento:	Presión inter.: $c = + 0{,}4$
	Succión inter.: $c = - 0{,}4$

La sobrecarga exterior se combina con la interior. El coeficiente eólico total es la suma del de la sobrecarga exterior más el de la interior cambiado de signo. El cálculo se realizará con la combinación o combinaciones que produzcan efectos más desfavorables.

Tabla 5.2

Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada



Situación Angulo de incidencia del viento γ	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c_1	A sotavento c_2	A barlovento c_3	A sotavento c_4	A barlovento c_3	A sotavento c_4
En remanso 90° –0°	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4
En corriente						
90°	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4
80°	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4
70°	+0,8	−0,4	+0,8	−0,4	+0,4	−0,4
60°	+0,8	−0,4	+0,4	−0,4	0	−0,4
50°	+0,6	−0,4	0	−0,4	−0,4	−0,4
40°	+0,4	−0,4	−0,4	−0,4	−0,8	−0,4
30°	+0,2	−0,4	−0,8	−0,4	−1,2	−0,4
20°	0	−0,4	−0,8	−0,4	−1,6	−2,0
10°	−0,2	−0,4	−0,8	−0,4	−2,0	−2,0
0°	−0,4	−0,4	−0,4	−0,4	−2,0	−2,0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

5.5. Sobrecarga total del viento sobre las construcciones

La sobrecarga total del viento sobre una construcción es la resultante de las sobrecargas locales sobre el total de su superficie.

En los casos ordinarios puede calcularse directamente esta sobrecarga total admitiendo una presión uniforme sobre el área de proyección de la construcción en un plano normal al viento, con el valor del coeficiente eólico dado en la Tabla 5.3.

Se considerará incluso el área de los elementos eventuales: carteles, instalaciones, etc., que puedan existir. En las banderas sueltas se computará el 25 por 100 del área de la tela.

Tabla 5.3

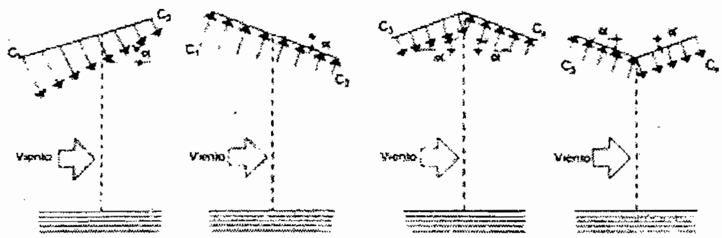
Coeficiente eólico de sobrecarga total en una construcción

Clase de construcción	Coeficiente eólico *c*
Construcciones prismáticas	
De planta rectangular o combinación de rectángulos	1,2
De planta octogonal o análoga	1,0
Construcciones cilíndricas	
De superficie rugosa o nervada	0,8
De superficie muy lisa	0,6
Construcciones esféricas	
Esferas o semiesferas.................	0,4
Casquetes esféricos de relación altura: diámetro $\leq$ 1:4	0,2

5.6. Sobrecarga de viento en construcciones abiertas
Se denomina construcción abierta la que tiene corriente de viento a través de ella.

La sobrecarga local de viento sobre sus elementos se calcula, en general, como en el artículo 5.4. Un elemento, a resguardo de otro, o sea, situado dentro de su proyección en la dirección del viento, no recibe sobrecarga si la separación entre ambos es igual o menor que la mínima dimensión del elemento que resguarda. Si la separación es mayor, sin sobrepasar cinco veces la mínima dimensión, recibe sobrecarga reducida en el 25 por 100. Para separaciones superiores se considerara la sobrecarga total.
La sobrecarga total de viento se calculará como en el artículo 5.5, tomando el área de la proyección de la parte maciza de la construcción.
En este tipo de construcciones es muy importante tener en cuenta el área de todas las instalaciones solidarias que puedan existir.
En los planos y diedros exentos, la sobrecarga total, suma de la de sus dos caras, se calculará con los coeficientes eólicos dados en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4
Coeficiente eólico en planos y diedros exentos



Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Planos exentos. Se calcularán los efectos más desfavorables con α ± 10°		Diedros exentos. Se calculará cada elemento en los casos más desfavorables			
			Caso I		Caso II	
	En el borde a barlovento c_1	En el borde a sotavento c_2	En el plano a barlovento c_3	En el plano a sotavento c_4	En el plano a barlovento c_3	En el plano a sotavento c_4
90° a 60°	1,2	1,2	1,2	0	0,8	0,4
50°	1,4	1,0	1,2	0	0,6	0,6
40°	1,6	0,8	1,2	0	0,4	0,8
30°	1,6	0,8	1,2	0	0,4	0,8
20°	1,2	0,4	1,0	0	0,2	0,8
10°	0,8	0	0,8	0	0	0,8
0°	0	0	0	0	0	0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

5.7. Influencia de la esbeltez

La acción del viento es mayor en los edificios cuya esbeltez es grande. En función de la relación entre los valores medios de la altura h y de la anchura b de la construcción en el plano normal al viento, los coeficientes eólicos de los artículos 5.4, 5.5 y 5.6 se multiplicarán por el factor eólico de esbeltez k dado por la Tabla 5.5

En estructuras reticuladas abiertas se aplicará el factor eólico de esbeltez k que corresponda a la esbeltez media de sus barras, si éste es mayor que el general de la estructura.

Tabla 5.5
Factor eólico de esbeltez

Esbeltez: $\frac{h}{b}$ si $h>b$; $\frac{b}{h}$ si $b>h$	1 a 5	10	60 o mayor
Factor eólico de esbeltez k	1	1,25	1,50

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

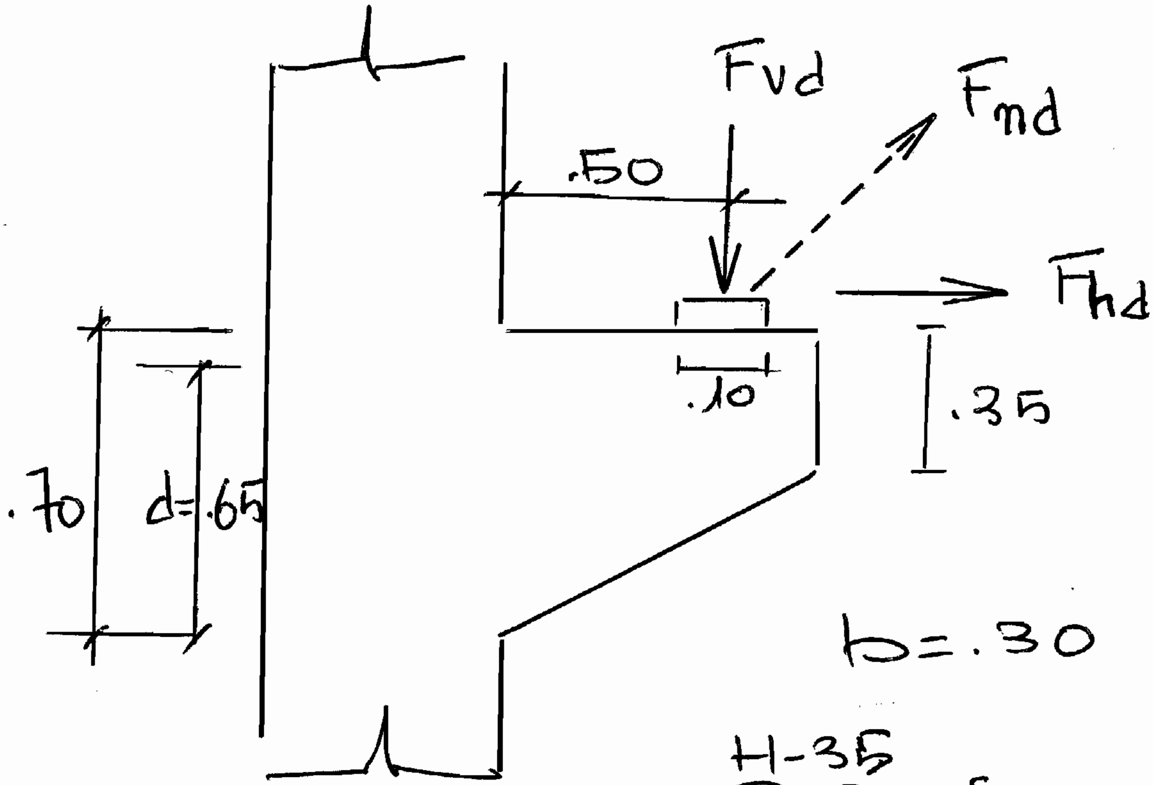
Capítulo VI. Acciones térmicas y reológicas

6.1. Estructuras afectadas

Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura, y por las que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por otras causas, deben tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas, muy especialmente en arcos, bóvedas o estructuras semejantes, salvo en los casos que se detallan.

CURSO 2003-2004

HORMIGÓN A y P. - 3º ING.T.O.P.
EXAMEN DIC. 2003



H-35
B-500 S
controles normales

- utilizar únicamente $\phi 20$ y $\phi 8$
- ménsula hormigonada sobre pilar con hormigón endurecido.

1º Dimensionar la ménsula para las cargas de un puente grúa: F_{vd} = 450 KN
F_{hd} = 45 KN

2º Dimensionar la armadura adicional para el momento torsor provocado por el frenado longitudinal (perpend. al papel) F_{md} = 60 KN para la sección media
30x40 ; c = 5 cm ; θ = 45º

HORMIGON A. y P. - 3º ING.T.O.P.
EXAMEN EN E.M. - DIC. 2003

Solución ejercicio

1º

condición de ménsula:

$d = 65\,cm \geq \frac{a}{0'85}\,ctg\,\theta = \frac{50}{0'85} \cdot 1 = 58'8\,cm$

$\theta = 45^\circ$

$F_{hd} < 0'15\,F_{vd}$; luego : $F_{hd} = 45$

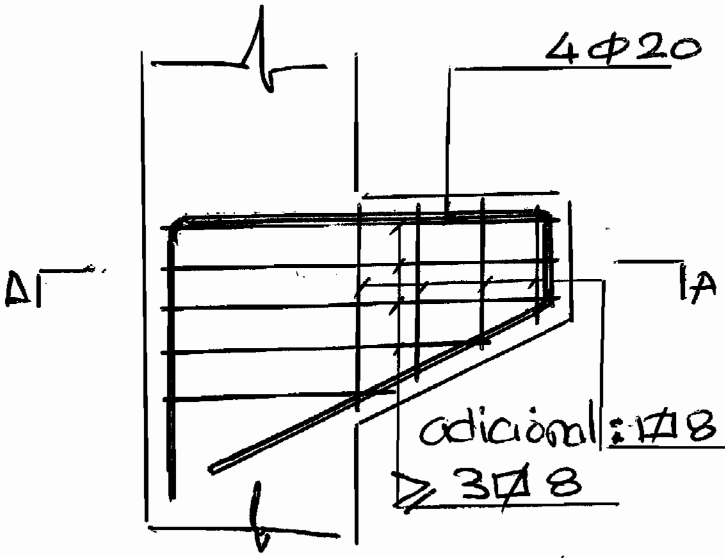
$T_{1d} = F_{vd}\,tg\,\theta + F_{hd} = 450 + 45 = 495\,KN$

$U_s = T_{1d} = 495\,KN \longrightarrow 4\phi 20$

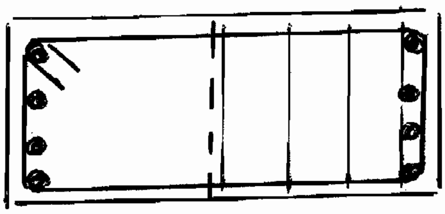
$T_{2d} = 0'20\,F_{vd} = 0'20 \cdot 450 = 90\,KN$

$U_{se} = 90\,KN \longrightarrow 5\phi 8 \sim 4\phi 8 \sim 3\phi 8$

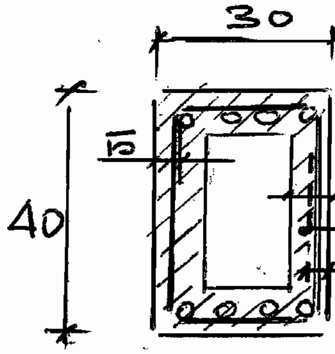
$\frac{F_{vd}}{bc} = \frac{450000}{300 \cdot 100} = 15\,N/mm^2 < 0'7\,\frac{35}{1'5} = 16'3\,N/mm^2$



sección A-A



2º



$h_e = \frac{A}{u} = \frac{30 \cdot 40}{2(30+40)} = 8'57\,cm < 2C = 10$

luego : $h_e = 2C = 10\,cm$

$T_d = F_{nd} \cdot \frac{0'40}{2} = 60 \cdot \frac{0'40}{2} = 12 \text{ KN m}$

2/

$\theta = 45^\circ$

$T_{u1} = 0'36 \cdot f_{cd} A_e h_e = 0'36 \cdot 23'33 \cdot A_e h_e = 50'39 \text{ KNm}$

$A_e = 20 \cdot 30 = 600 \text{ cm}^2$

$u_e = 2(20+30) = 100 \text{ cm}$

$T_{u2} = 2 A_e \frac{U_{1t}(\phi 8)}{S_t} = 2 \cdot A_e \frac{20'11}{S_t} = T_d = 12 \text{ KN.m}$

$S_t = 20'1 \text{ cm} \longrightarrow \phi\ \phi 8/20$
(verticale en la ménsula)

$T_{u3} = 2 A_e \frac{U_e}{u_e} = T_d$

$U_e = 100 \text{ KN} = 5 \phi 8 \rightarrow 3 \phi 8$
distribuir longitudinalmte.
(horizontales en la ménsula)

Para los citados (anteriores) valores se verifica:

$T_d \leq T_{u1} \ ; \ T_d \leq T_{u2} \ ; \ T_d \leq T_{u3}$

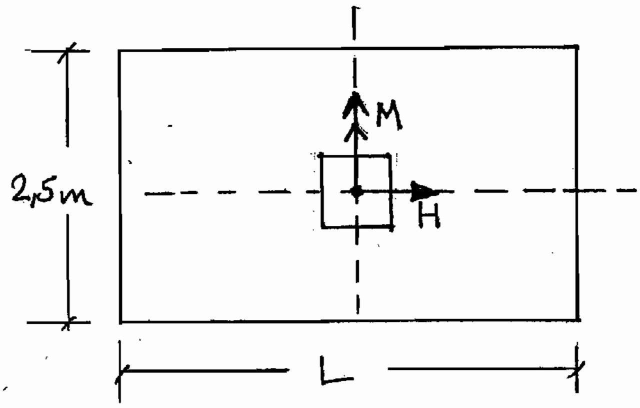
Las armaduras $\phi 8/20$ (verticales) y $3\phi 8$ (horizontales) se sumarán a los obtenidos en el caso 1º.

INGENIERÍA TECNICA DE OBRAS PÚBLICAS

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO EXAMEN 19-12-03

EJERCICIO 2

La figura representa la planta de una zapata de 0.7 m de canto total. Su anchura es 2,5 m y soporta un pilar de 50x50 cm. La cara superior de la zapata va a estar enterrada a 1 m de profundidad en un terreno cuya densidad relativa es 1,8.



	N (KN)	M (KN·m)	H (KN)
A	280	270	80
B	510	290	100

En el cálculo se han obtenido los esfuerzos en la base del pilar que se indican en el cuadro. La hipótesis A es la combinación de las acciones características y la B se ha obtenido combinando acciones mayoradas con los coeficientes correspondientes a los Estados Límites Últimos.

Datos: Hormigón HA-25; Acero B500S, ϕ 16 mm.

Terreno $\sigma_{adm} = 120\ KN/m^2$

Determinar: a) La dimensión L de la zapata (múltiplo de 10 cm). b) Armaduras necesarias, teniendo en cuenta que se quieren armar ambas caras. c) Realizar un esquema de la sección con la disposición de armaduras.

INGENIERÍA TECNICA DE OBRAS PÚBLICAS

HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO EXAMEN 19-12-03

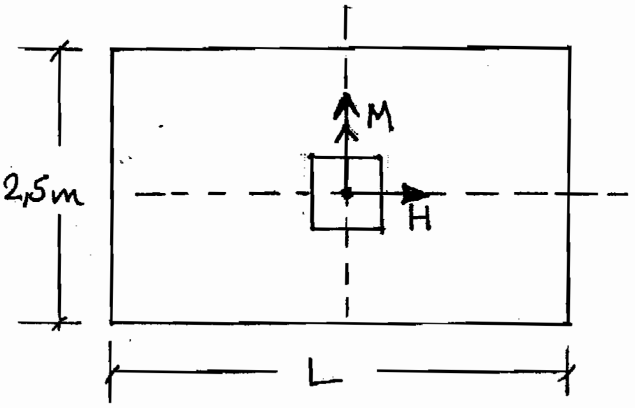
SOLUCIÓN AL EJERCICIO Nº 2

a) Peso de zapata + terreno $P_1=(18+25\times0.7)\times2.5\,L$ KN (L en m)

Hipótesis "A". Esfuerzos en la base de la zapata:

$N=P_1+280$ KN $\qquad M=270+80\times0.7=326$ KN

Vuelo máximo $V_{max}=\frac{L-0.5}{2}\leq1.4$ (ZAP. RÍGIDA) $\Longrightarrow$ $L\leq3.3$ m



	N (KN)	(KN·m) M	(KN) H
A	280	270	80
B	510	290	100

Tanteo con L = 3 m $\qquad N=88.75\times3+280=546\,KN;\quad e=0.596>\frac{L}{6}=0.5$

Distribución triangular $\qquad \sigma_1=\frac{4}{3}\,\frac{N}{B(L-2e)}=\frac{4}{3}\,\frac{546}{2.5(3-2\times0.596)}=161.3\ KN/m^2$

$\sigma_1>1.25\,\sigma_{adm}=120\times1.25=150\ KN/m^2$ NO VALE.

L = 3.1 m $\qquad N=555\,KN;\ e=0.587>\frac{L}{6};\ \sigma_1=153.7\ KN/m^2>150$ NO VALE

L = 3.2 m $\qquad N=564\,KN;\ e=0.578>\frac{L}{6}=0.533;\ \sigma_1=147.2<150\ KN/m^2$

$\sigma_{med}=\frac{564}{2.5\times3.2}=70.5\ KN/m^2 \rightarrow \boxed{L=3.2\ m}$

b) $N_d=510$ KN $\qquad M_d=290+100\times0.7=360$ KN·m ; $e=0.706>\frac{L}{6}$; $\sigma_1=152.1\ \frac{KN}{m^2}$

Arl. $\qquad R_1=\frac{5L-12e}{L-2e}\cdot\frac{L}{12}\,\sigma_1=170.8$ KN ; $\qquad a=0.25$ m, $d=0.65$ m

$X_1=\frac{4L-9e}{5L-12e}\cdot\frac{L}{3}=0.913$ m $\qquad$ (por metro de ancho)

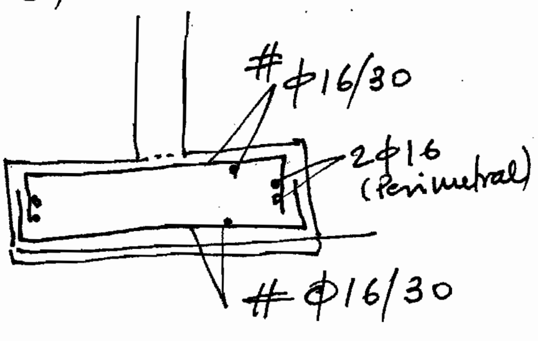
$T_d=\frac{170.8}{0.85\times}(0.913-0.25\times0.5)=244\,KN=A_s f_{yd}=40A_s\rightarrow A_s=6.09\ cm^2/m$

c)

Arm. mínima $0.18h=12.6\ cm^2/m$. (ambas caras)

$\phi16/30\rightarrow\frac{2.01}{0.3}=6.7\ cm^2/m>6.09$

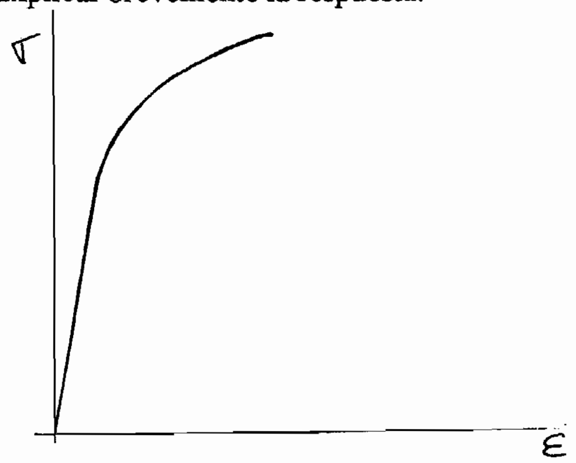
Ponemos arriba también $\phi16/30\rightarrow13.4\ cm^2/m$

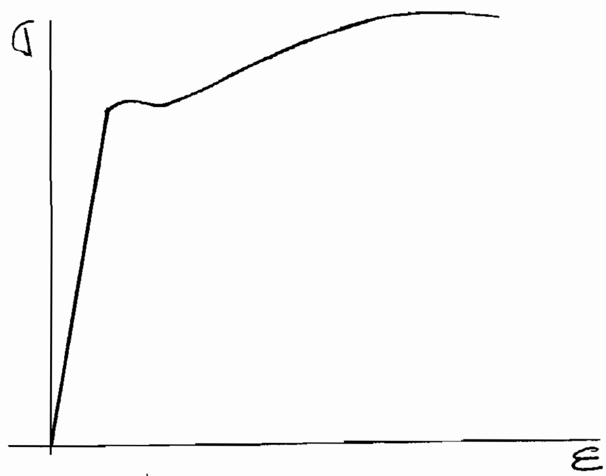


EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO – Diciembre de 2.003

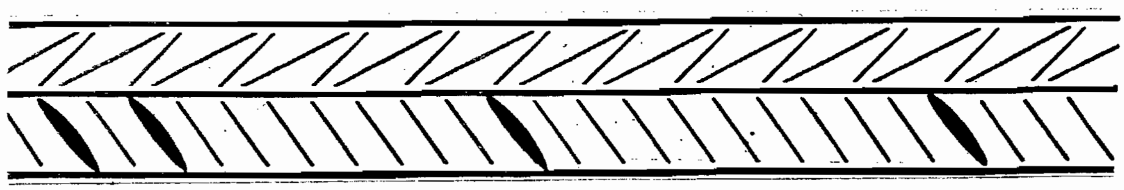
Apellidos________________________________Nombre___________DNI_________

1ª Identificar las siguientes gráficas de aceros obtenidas de sendos ensayos de tracción. Explicar brevemente la respuesta.





2ª En una obra se ha tomado una muestra de una barra de acero. Debe identificar el tipo de acero y su diámetro equivalente si la muestra tiene una longitud de 1,258 m , pesa 3,115Kg y la forma de las corrugas es la que se indica en la figura.

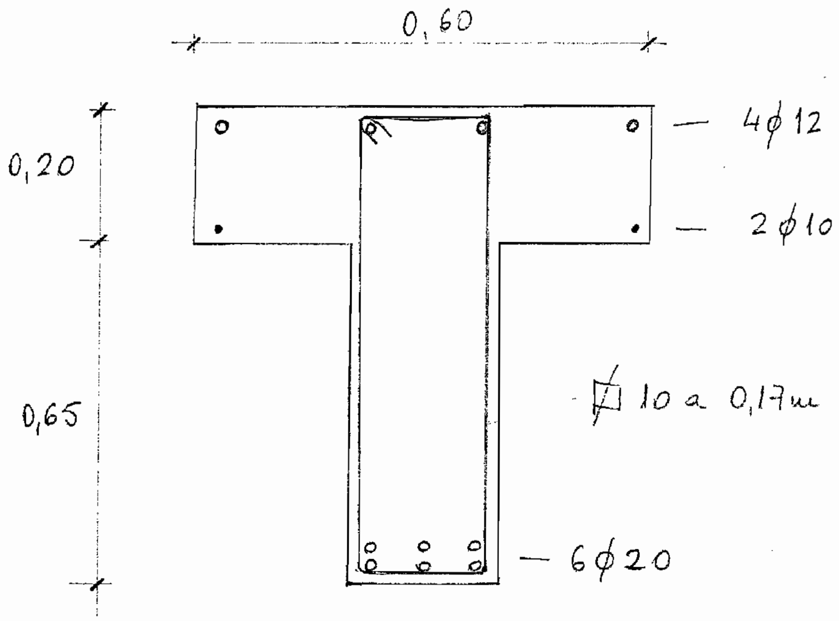


3ª Explique lo que significa la "zona de ahorro de una malla electrosoldada".

4ª Se ha de ejecutar un pórtico ornamental de Hormigón Armado HA-30/P/30/I con control intenso de ejecución. Calcular el espesor de recubrimiento.

5ª Los diagramas de esfuerzos de un pilar dan como única solicitación un esfuerzo axil Nd = 1.200 KN. Indique cómo se debe realizar el cálculo de ese pilar en Hormigón Armado.

6ª Determinar la armadura que falta en la sección de la figura si se desprecia el esfuerzo rasante y la flexión transversal en las alas. Dicha sección pertenece a una viga isostática simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.



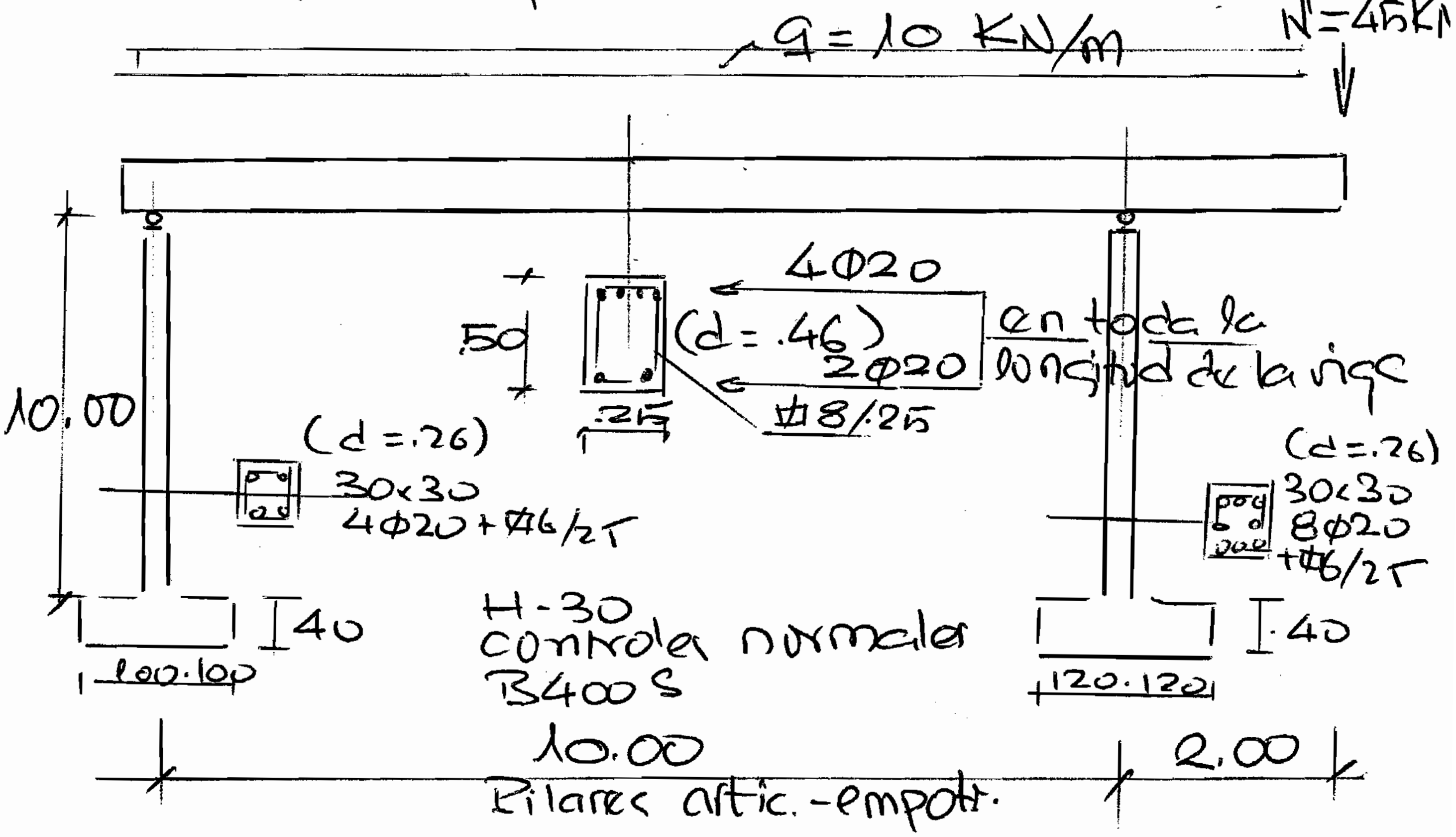
EXAMEN DE H.A. y P. - INGT.O.P.
CONVOCATORIA DE FEBRERO - 2004

Ej. 1

En la ejecución de un pórtico de elementos prefabricados se comete el error de colocar las vigas al revés.

1.- Comprobar que si se disponen cargas puntuales de 45 KN en el extremo de su voladizo, el pórtico es correcto en todos sus elementos sin añadirle nuevos refuerzos.

2.- De no cumplirse lo anterior (y solo en este caso) expresar qué refuerzos o medidas adoptaría.

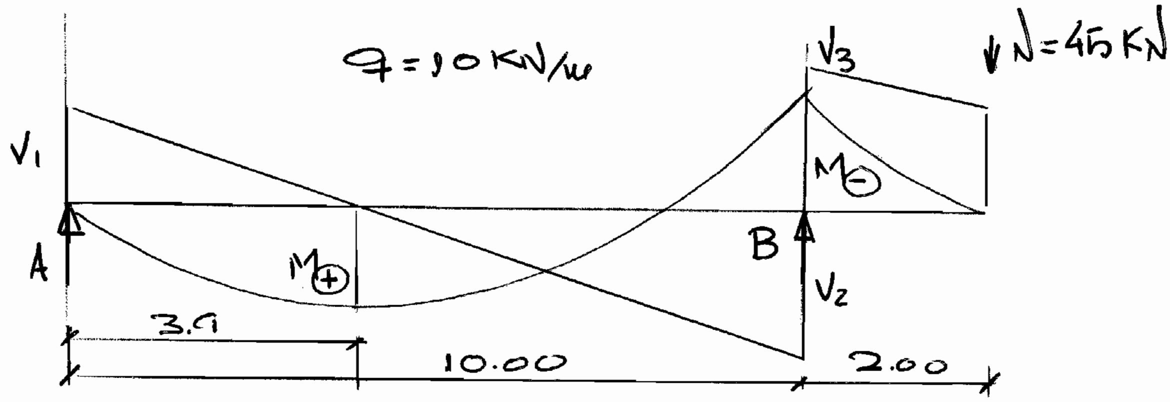


EXAMEN DE H.A. y P. - ING.T.O.P. - Febrero 2004

Solución ejercicio 1

1.-

VIGA :



$\times 1'6 = 201'6$ $\qquad$ $\times 1.6 = 62'4$

$10B = 10\cdot 12.6 + 45\cdot 12$; $B = 126$ KN ; $A = 39$ KN

$V_1 = 39$ KN ; $V_2 = V_1 - 10\cdot 10 = -61$ KN ; $V_3 = 65$ KN

$\cdot 1'6 = 62'4$ $\qquad$ $\cdot 1'6 = 97'6$ $\qquad$ $\cdot 1'6 = 104$

$M_\oplus = Ax - 10\frac{x^2}{2}$; $\frac{dM_\oplus}{dx} = 0$; $x = 3'9$ m

$M_{\oplus max} = A\cdot 3'9 - 10\frac{3'9^2}{2} = 76'05$ KNm ; $M_d = 121$; $U = 285$ KN $> 2\Phi 20$

$M_{\ominus max} = 45\cdot 2 + 10\frac{2^2}{2} = 110$ KNm ; $M_d = 176$; $U = 429 \simeq 4\Phi 20$

$V_{cu} + V_s = 0'10\cdot \xi(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_o d + 0'9\cdot U_{1t}\frac{d}{s}$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1'659$; $\rho_l = \frac{12'568}{25\cdot 46} = 0'0109$

en B : $\underset{61'9}{V_{cu}} + \underset{57}{V_s} = 0'10\cdot 1'659(100\cdot 0'0109\cdot 30)^{1/3}\cdot 250\cdot 460\cdot 10^{-3} + 0'9\cdot 34'97\,\frac{46}{25} = 118'9$ KN $> 1'6\,V_i$

$= 61'9 + 57 =$

en A : $V_{cu} + V_s = 106'33 > 1'6\,V_1$

PILARES :

$l_0 = \alpha l = 0'7\cdot 10 = 7$ m

$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{700}{\frac{30}{\sqrt{12}}} = 80'8 < 100$

$e_T = e_e + e_a = e_{min} + e_a = 2$ cm $+ e_a = 10'86$ cm

$e_a = (1 + 0'12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e}\frac{l_0^2}{50 i_c} = 8'86$ cm

$\beta = 1'5$; $\varepsilon = 0'003$; $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{400}{1'15\cdot 20\cdot 10^4} = 1'739\cdot 10^{-3}$

En 30.30 - 3Φ20 :

$\left.\begin{array}{l} M = 126\cdot 0'1086 = 13'68 \text{ KN m} \\ N = 126 \text{ KN} \end{array}\right\}$ $U = U' = 62'6$ KN $< U(3\Phi 20)$

Igualmente con el de 30.30 - 4Φ20

ZAPATAS.

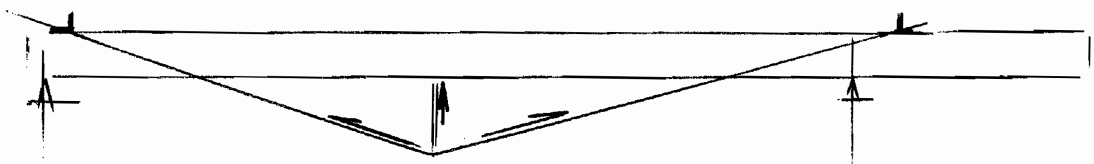
$\sigma_{adm} = 100\ KN/m^2$

$\sigma_B = \frac{126}{1'20^2} < \sigma_{adm}$; $\sigma_A = \frac{39}{1'00^2} < \sigma_{adm}$

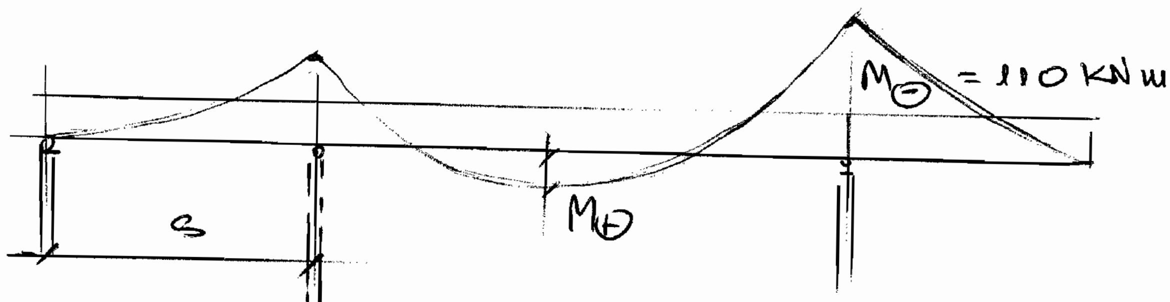
②.-

Todos los elementos son válidos excepto la viga en su tramo entre pilares.
Como medidas de refuerzo podrían adoptarse:

- añadir armadura interior (cintas metálicas adheridas con epoxi) al tramo entre pilares.)
- Disponer un pretensado o tornapuntas exterior



- Disponer un nuevo pilar intermedio de forma que al momento resultante positivo le corresponda una armadura $\leq 2\phi 20$



$M_{\oplus} \simeq 58$ KNm ; $s \simeq 2 \sim 3$ m (aprox.)

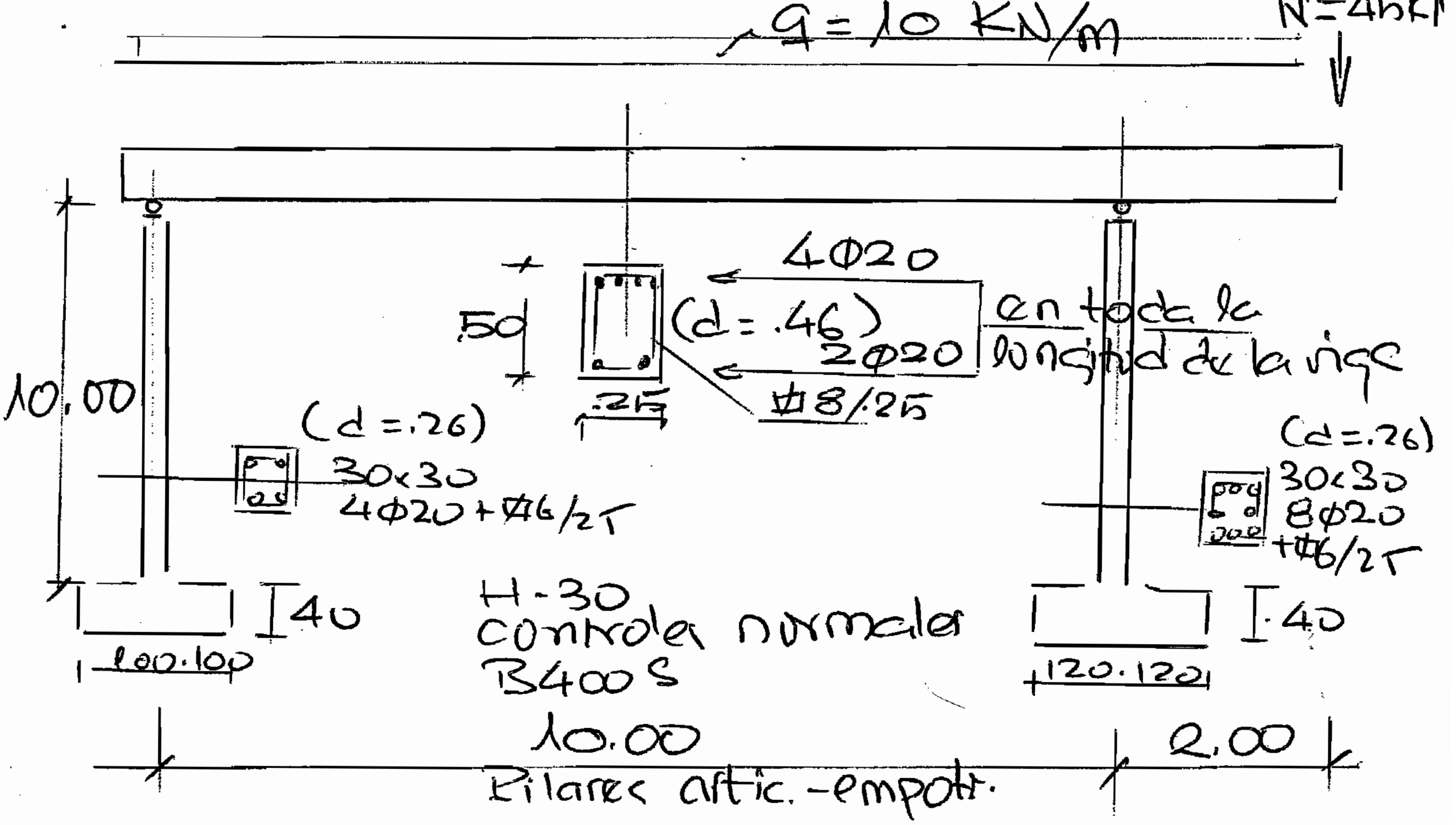
EXAMEN DE H.A. y P. - INGT.O.P.
CONVOCATORIA DE FEBRERO - 2004

Ej. 1

En la ejecución de un pórtico de elementos prefabricados se comete el error de colocar las vigas al revés.

1.- Comprobar que si se disponen cargas puntuales de 45 KN en el extremo de su voladizo, el pórtico es correcto en todos sus elementos sin añadirle nuevos refuerzos.

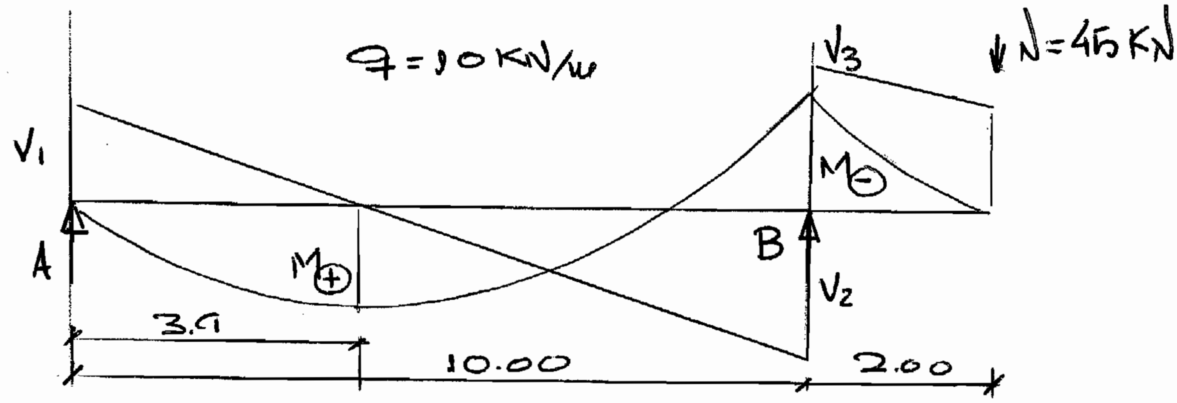
2.- De no cumplirse lo anterior (y solo en este caso) expresar qué refuerzos o medidas adoptaría.



EXAMEN DE H.A. y P. - ING.T.O.P. - Febrero 2004

Solución ejercicio 1

1.- VIGA:



$10B = 10 \cdot 12{,}6 + 45 \cdot 12$; $B = 126$ KN ; $A = 39$ KN

$V_1 = 39$ KN ; $V_2 = V_1 - 10 \cdot 10 = -61$ KN ; $V_3 = 65$ KN

$M_\oplus = Ax - 10\frac{x^2}{2}$; $\frac{dM_\oplus}{dx} = 0$; $x = 3{,}9$ m

$M_{\oplus max} = A \cdot 3{,}9 - 10\frac{3{,}9^2}{2} = 76{,}05$ KNm ; $U = 285$ KN $> 2\phi 20$

$M_{\ominus max} = 45 \cdot 2 + 10\frac{2^2}{2} = 110$ KNm ; $U = 429 \simeq 4\phi 20$

$V_{cu} + V_s = 0{,}10 \cdot \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_0 d + 0{,}9 \cdot U_{it}\frac{d}{s}$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1{,}659$; $\rho_l = \frac{12{,}568}{25 \cdot 46} = 0{,}0109$

$V_{cu} + V_s = 0{,}10 \cdot 1{,}659 (100 \cdot 0{,}0109 \cdot 30)^{1/3} \cdot 250 \cdot 460 \cdot 10^{-3} +$

$+ 0{,}9 \cdot 34{,}97\frac{46}{25} = 118{,}9$ KN $> 1{,}6 V_i$

PILARES:

$l_0 = \alpha l = 0{,}7 \cdot 10 = 7$ m

$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{700}{\frac{30}{\sqrt{12}}} = 80{,}8 < 100$

$e_T = e_e + e_a = e_{min} + e_a = 2$ cm $+ e_a = 10{,}86$ cm

$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20e_e}{h + 10e_e}\frac{l_0^2}{50 i_c} = 8{,}86$ cm

$\beta = 1{,}5$; $\varepsilon = 0{,}003$; $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{400}{1{,}15 \cdot 20 \cdot 10^4} = 1{,}739 \cdot 10^{-3}$

En 30.30 - 8φ20 :

$\left.\begin{array}{l} M = 126 \cdot 0{,}1086 = 13{,}68 \text{ KNm} \\ N = 126 \text{ KN} \end{array}\right\}$ $U = U' = 62{,}6$ KN $< U(3\phi 20)$

Igualmente con el de 30.30 - 4φ20

ZAPATAS.

$\sigma_{adm} = 100\ KN/m^2$

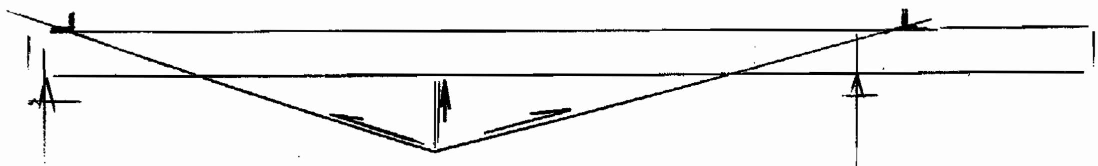
$\sigma_B = \frac{126}{1'20^2} < \sigma_{adm}$; $\sigma_A = \frac{39}{1'00^2} < \sigma_{adm}$

②.-

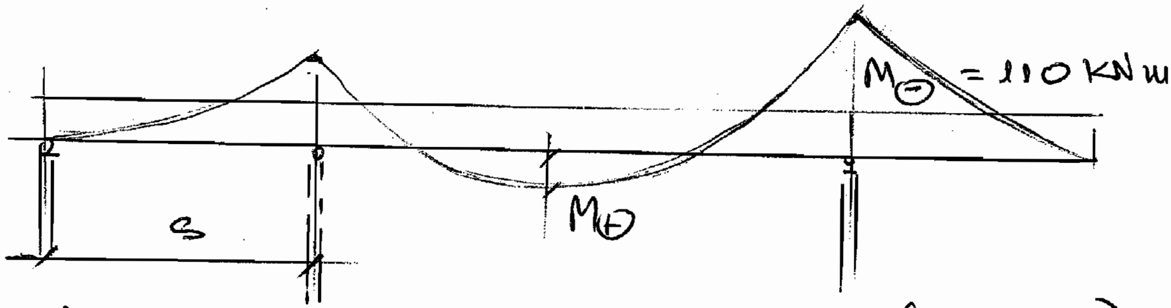
Todos los elementos son válidos excepto la viga en su tramo entre pilares.

Como medidas de refuerzo podrían adoptarse:

- añadir armadura interior (cintas metalicas adheridas con epoxi) al tramo entre pilares.
- Disponer un pretensado o tornapuntas exterior



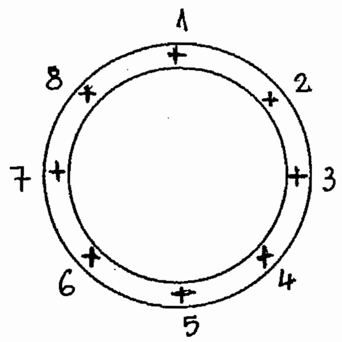
- Disponer un nuevo pilar intermedio de forma que al momento resultante positivo le corresponda una armadura $\leq 2\phi 20$



$M_{\oplus} \simeq 78\ KNm$; $s \simeq 2 \sim 3\ m$ (aprox.)

INGENIERÍA TÉCNICA DE OBRAS PÚBLICAS
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO
Examen 6-Febrero de 2004

Un conducto circular de diámetros 1,5m (ext.) y 1,2m (int.) y 60 m de longitud se construye con tramos prefabricados que se unen mediante 8 tendones de pretensado alojados en su pared y numerados como se indica. La armadura pasiva es el 0,4% de la sección bruta de hormigón.



El área de cada tendón es 300 mm^2. Los módulos de elasticidad del hormigón y de los aceros son Ec = $32\cdot10^3$ MPa, Es = $2\cdot10^5$ Mpa y Ep = $1190\cdot10^3$ MPa.

El proceso de tesado se realiza como sigue:

a) Después de un curado equivalente a 30 días de edad del hormigón se tesan los tendones impares con una fuerza de 400 kN/tendón. Determinar 1) La tensión media en el hormigón 2) El acortamiento total del conducto y 3) El recorrido de tesado.

b) El conducto permanece 4 meses en un ambiente con humedad relativa del 60%. Determinar 4) la pérdida de fuerza en cada tendón debida a la retracción (Usar la tabla 39.7 de la EHE).

c) A los 4 meses se tesan los tendones pares de forma idéntica a los impares. Calcular 5) Pérdida de fuerza inducida en los tendones impares y 6)Pérdidas de fuerza en los distintos tendones a largo plazo (10^4 días) debido a la retracción (HR 60%).

---

1) $\sigma_c = \frac{N}{A_h}$; A_h = Área de la secc. homogeneizada $= A_c + (n-1)A_s$

$A_c = \frac{\pi}{4}(1.5^2-1.2^2) = \frac{\pi}{4}\times 2{,}7\times 0.3 = 0.6362\ m^2 = 6362\ cm^2$; $n = \frac{E_s}{E_c} = 6.25$; $A_s = 4\times10^{-3}A_c$

$A_h = A_c + (6.25-1)\times 0.004\,A_c = 1.021\,A_c = 6496\ cm^2$; $\sigma_c = \frac{4\times400}{6496}\times10^3 = \underline{246\ N/cm^2}$

2) $\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{246}{32\times10^5} = 7.7\times10^{-5}$; $\Delta L_c = \varepsilon_c\cdot L = 4.6$ mm

3) Elongación de los tendones: $\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{N}{A_p E_p} = \frac{400\times10^3}{300\times190\times10^3} = 7.02\times10^{-3}$

Alargamiento de los tendones $= \varepsilon_p\cdot L = 421$ mm

Recorrido de tesado: $4.6 + 421 = 425.6$ mm

4) Tabla 39.7 $t - t_s = 90$ días (desde curado) ; e = 15 cm

$\varepsilon_r = -149\times10^{-6} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p}$; $\Delta P = -A_p\cdot\Delta\sigma_p = -A_p\cdot\varepsilon_r\cdot E_p = -8493\ N = -8.5\ kN$

5) De nuevo $\varepsilon_c = -7.7\times10^{-5}$; $\Delta P = A_p\,\varepsilon_c\,E_p = -4389\ N = -4.4\ kN$

6) Tabla 39.7 Tendones impares $\varepsilon_{ri} = -448\times10^{-6}$

Tend. pares: $\varepsilon_{rp} = -(448-149)\times10^{-6} = -299\times10^{-6}$

Pérdidas Impares $\Delta P_i = A_p E_p \varepsilon_{ri} = -25536\ N = -25.5\ kN$

Pares $\Delta P_p = A_p E_p \varepsilon_{rp} = -17043\ N = -17.0\ kN$.

EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO Febrero 2004-02-06

Apellidos______________________________Nombre____________

Se ha dispuesto la armadura y el enconfrado de los alzados de un muro de una arqueta de telefonía y se observa durante la inspección anterior al hormigonado que la armadura vertical de mayor diámetro está situada en la cara más alejada del terreno.
Indique si esta situación es correcta y el modo en que, de ser necesario, se debe actuar.

Se ha preparado una planta de pilares para hormigonar. Durante la visita de comprobación se observa que los paneles metálicos del encofrado no están bien presentados y dejan una pequeña rendija en las esquinas de los pilares. Indique, razonando la respuesta, si se debe dar permiso para hormigonar.

Hay un factor fundamental para la durabilidad del hormigón armado que se lleva a cabo durante la colocación del hormigón. ¿Cuál es? Razone en la respuesta.

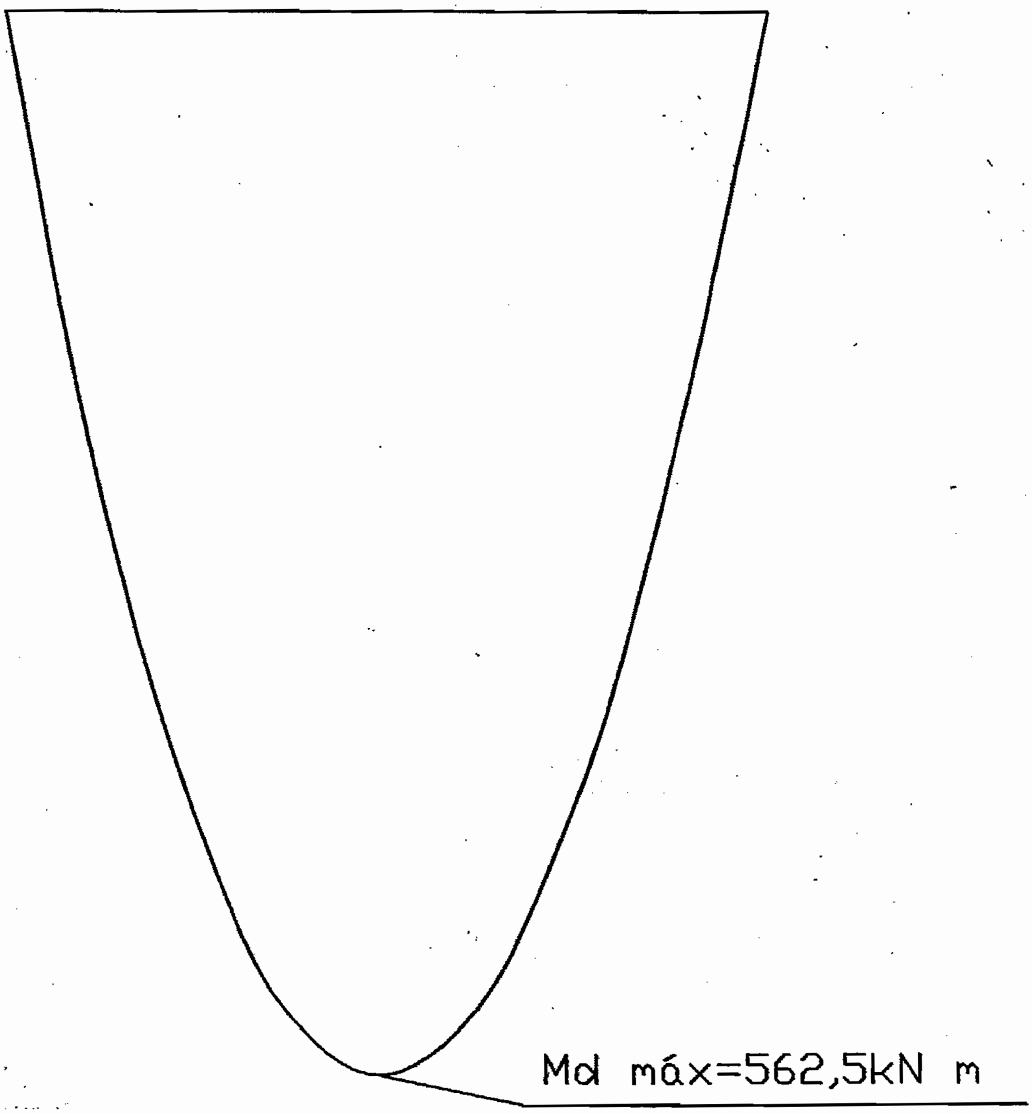
El cálculo realizado en ELU de agotamiento a flexión da como resultado una capacidad mecánica de la armadura a tracción para momento máximo de 1047,11 kN.m , no siendo necesaria armadura a compresión (se deben disponer 2Ø20 como armadura mínima). Del mismo modo se han obtenido tres posibles soluciones para el estribado a cortante máximo en eje de apoyos:

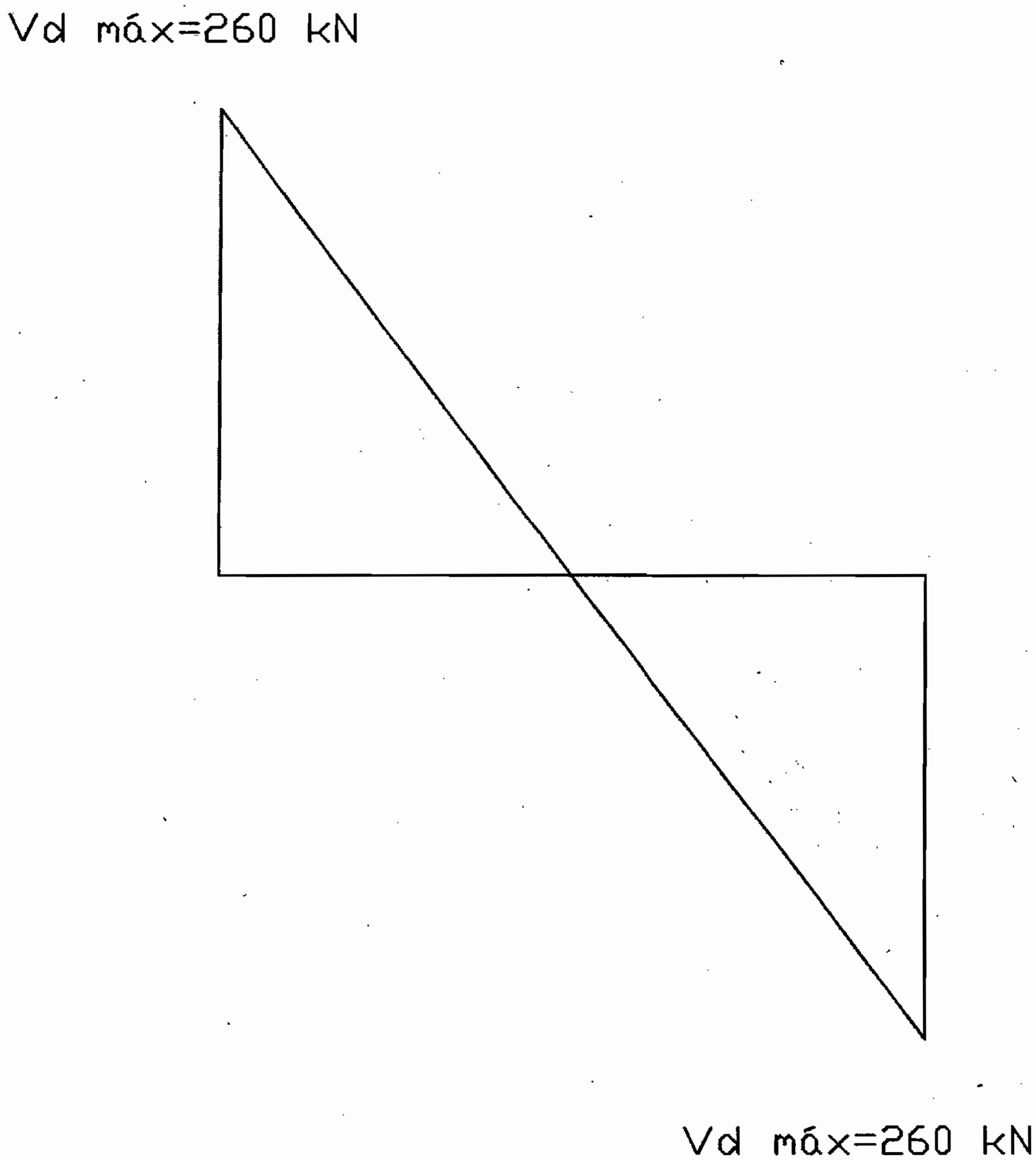
Estribo de Ø6 a 7.82 cm
Estribo de Ø8 a 13.90 cm
Estribo de Ø10 a 21.70 cm

Se pide:

a) Elegir los diámetros de la armadura longitudinal y de la transversal de forma que permita, en ambos casos, realizar al menos una reducción de cada tipo de armadura.
b) Representar gráficamente el armado longitudinal y transversal de la viga.

Datos: Viga simplemente apoyada de 10 m de separación entre ejes de apoyos. Hormigón HA-30/P/20/I. Acero B 500S. Nivel Normal de control de ejecución. Sección 0,40 x 0,70 m. Recubrimiento de 50 mm. Los diagramas de esfuerzos corresponden a las cargas mayoradas. Se puede considerar proporcionalidad lineal entre momento flector y capacidad mecánica de la armadura longitudinal traccionada.




Vd máx=260 kN
Vd máx=260 kN

ESTE ARCHIVO ESTA EN CAMPUS VIRTUAL

El cálculo realizado en ELU de agotamiento a flexión da como resultado una capacidad mecánica de la armadura a tracción para momento máximo de 1047,11 kN.m , no siendo necesaria armadura a compresión (se deben disponer 2Ø20 como armadura mínima). Del mismo modo se han obtenido tres posibles soluciones para el estribado a cortante máximo en eje de apoyos:

$$\begin{cases} \text{Estribo de Ø6 a 7.82 cm} \\ \text{Estribo de Ø8 a 13.90 cm} \\ \text{Estribo de Ø10 a 21.70 cm} \end{cases}$$

Se pide:

a) Elegir los diámetros de la armadura longitudinal y de la transversal de forma que permita, en ambos casos, realizar al menos una reducción de cada tipo de armadura.

b) Representar gráficamente el armado longitudinal y transversal de la viga.

Datos: Viga simplemente apoyada de 10 m de separación entre ejes de apoyos. Hormigón HA-30/P/20/I. Acero B 500S. Nivel Normal de control de ejecución. Sección 0,40 x 0,70 m. Recubrimiento de 50 mm.
Los diagramas de esfuerzos corresponden a las cargas mayoradas. Se puede considerar proporcionalidad lineal entre momento flector y capacidad mecánica de la armadura longitudinal traccionada.

SOLUCIÓN

Armadura longitudinal:

$$Us=1047{,}11\ kN \begin{cases} 12\phi16 \\ 8\phi20 \\ 5\phi25 \end{cases}$$ o una solución combinada:

Armadura en apoyos: 1/3 Us máx= 349,03 kN $\begin{cases} 2\phi25 > 426{,}8kN \\ 3\phi20 > 409{,}8kN \end{cases}$ Elijo $2\phi25 \rightarrow$

$1047{,}11 - 426{,}8 = 620{,}3kN >> \begin{cases} 5\phi20 => 683{,}0kN \\ 3\phi25 => 640{,}3kN \end{cases}$ Elijo $5\phi20$ porque la longitud de anclaje es directamente proporcional al ϕ^2.

Comprobación mínimos en apoyos:

Geométrica: $2{,}8‰ >> \dfrac{2{,}8}{1000} \cdot 40 \cdot 70 = 7{,}84cm^2$; Área de $2\phi25 = 9{,}82cm^2$ >> cumple. (Art.42.3.5)

Mecánica: $As \cdot fyd \geq 0{,}04 Ac \cdot fcd \Rightarrow Us = 0{,}04 \cdot 40 \cdot 70 \cdot \dfrac{3}{1.5} = 224kN$ >> cumple (Art.42.3.2)

Comprobación de que entra la armadura elegida en la sección:

$2 \cdot 5 + 2 \cdot 2.5 + 5 \cdot 2 + 6 \cdot 1{,}25 \cdot 2 = 40cm$ >> La armadura cabe en una sola fila.

Cálculo de las longitudes de anclaje: (Art. 66.5.2)

ϕ	ϕ^2	m	$m \cdot \phi^2$	$\frac{fyk}{20} \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$	$\frac{1}{3} lb$	15 cm
2	4	13	52,0	50,0	20	17,3	15
2,5	6,25	13	81,25	62,5	25	27,08	15

Longitudes en cm.

Barra a reducir	β	A_s	$A_{s,real}$	$l_{b,neta} = l_b \, \beta \, \frac{A_s}{A_{s,real}}$
$1\phi20$	1	22,38	25,52	45,60 cm +d
$2\phi20$	1	16,1	22,38	37,39 cm +d
$2\phi20$	1	9,82	16,1	31,70 cm +d

Correspondencia Us y Mf:

Barras dispuestas	Us (kN)	Mf (m·kN
$2\phi25+5\phi20$	1109,80	562,5
$2\phi25+4\phi20$	973,2	522,8
$2\phi25+2\phi20$	700,0	376,0
$2\phi25$	426,8	229,3

Llevados estos datos a la gráfica de Momentos Flectores se deduce que sólo es efectivo realizar la reducción de 1+2 barras de ϕ20. La tercera reducción no es posible realizarla por su cercanía a los apoyos.

Armadura transversal:

Comprobación compresión oblicua(Art.44.2.3.1): ⇨ Vu1=1560 kN>>>Vd

Separación máxima: $\frac{1}{5}V_{u1}=312 \Rightarrow Vd<\frac{1}{5}Vu1 \rightarrow St \le 0{,}8\cdot d \le 30cm \rightarrow St \le 30cm$

Cuantía mínima: De las tres opciones para cortante máximo, elijo estribos rectos ϕ 8 $\Rightarrow$

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot fyd_\alpha}{sen\alpha} \ge 0{,}02\cdot fcd\cdot b \Rightarrow St \le \frac{Ust}{0{,}02\cdot fcd\cdot b} = \frac{40{,}2(2\phi8)}{0{,}02\cdot\frac{3}{1{,}5}\cdot 40} = 25{,}13cm$$

La solución más restrictiva es la de una separación máxima de 25 cm o 4 estribos p.m.l.

Cálculo del Vu2 resistido por estribos de ϕ 8 a 25 cm de separación:

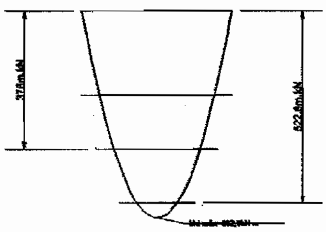
Vcu=107,3 kN , considerando $2\phi25+2\phi20$ como armadura longitudinal que colabora en la resistencia del cortante.

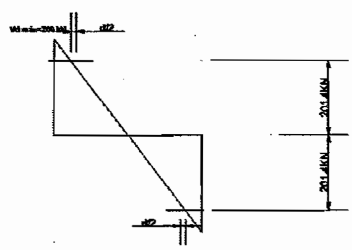
Vst=$\frac{U1t}{St}\cdot 0{,}9\cdot d = \frac{40{,}2}{25}\cdot 0{,}9\cdot 65 = 94{,}07kN$

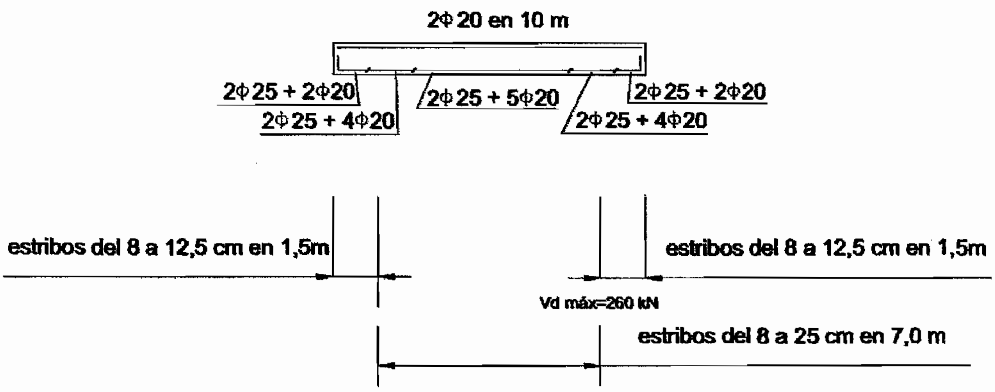
Vu2=Vcu+Vst=$107{,}3+94{,}07=201{,}37kN$

Como el cortante máximo se resiste, por cálculo, con estribos de $\phi8$ a 13,90 cm de separación, por facilidad en el proceso constructivo, se resuelve a una separación múltiplo de la máxima, es decir, a 12,5 cm.

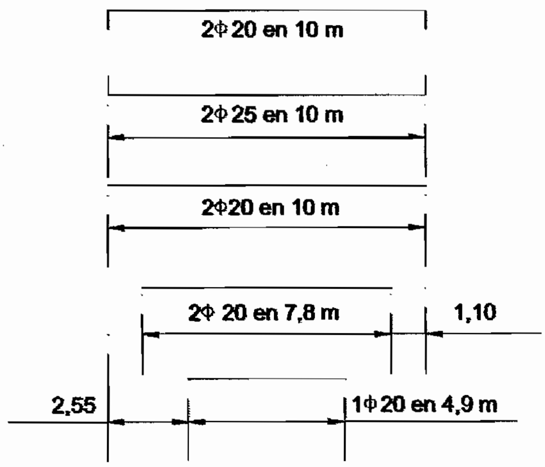
Del gráfico de esfuerzos cortantes se deduce la posición de la reducción del estribado, a la que hay que desplazar d/2.







Despiece de la armadura longitudinal

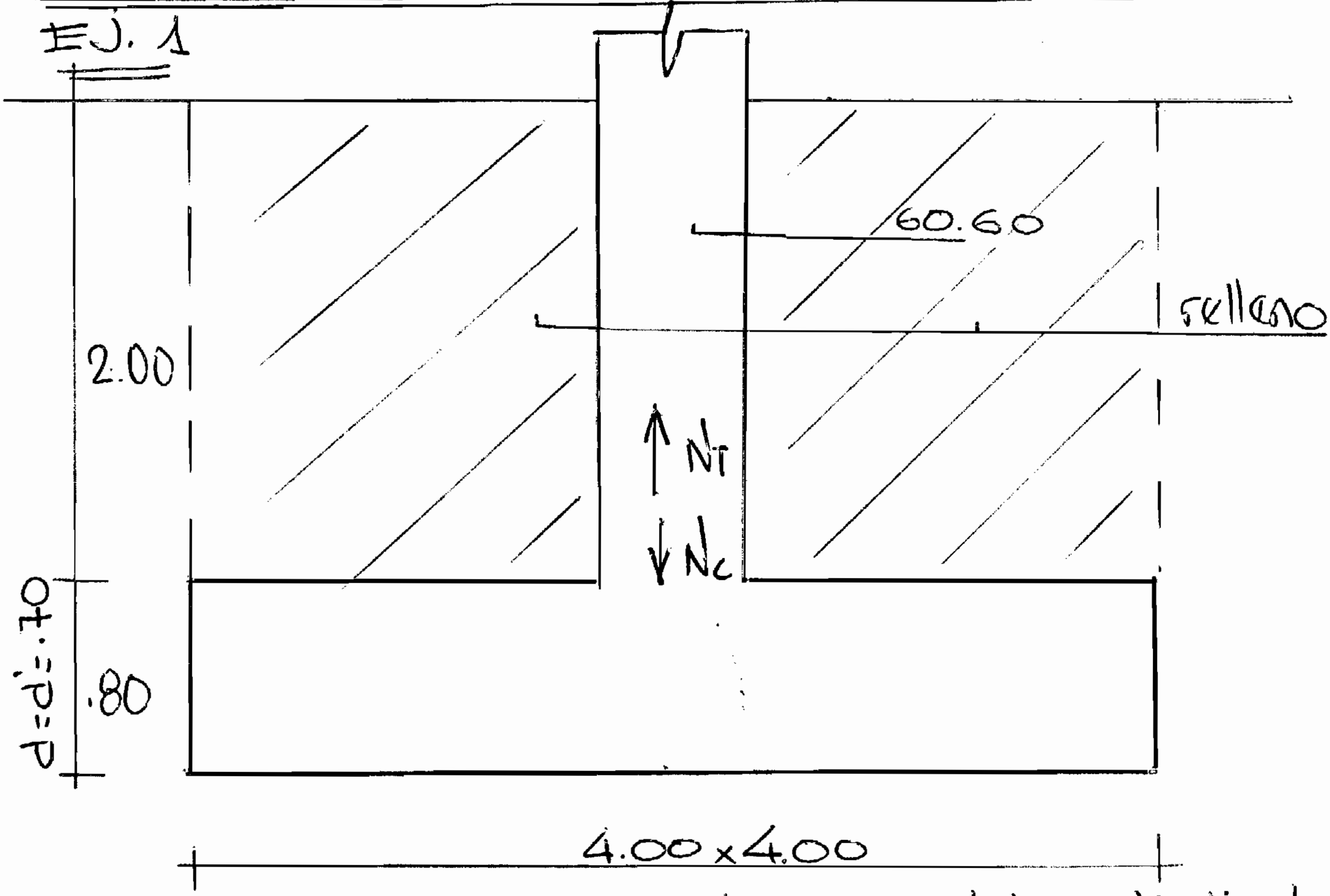


INGENIERIA T. DE O.P.

EXAMEN DE H.A. y P. - SEPT. 2004

ALUMNO(A):

EJ. 1



Sobre la zapata de la figura actúan distintamente las cargas centradas de valores característicos: $N_C = 3000$ KN y $N_T = 500$ KN

1º Expresar los valores:

Tensión max. sobre el terreno = $\boxed{\quad}$ KN/m²

Coeficiente de seguridad al levantamiento = $\boxed{\quad}$

2º Dibujar y acotar en la figura superior la armadura de la zapata utilizando únicamente barras de $\phi 20$

DATOS: H25 ; B400S ; $\gamma_f = 1'6$; $\gamma_c = 1'5$

$\gamma_s = 1'15$; dens.h. = 24 KN/m³

dens.rell. = 18 KN/m³

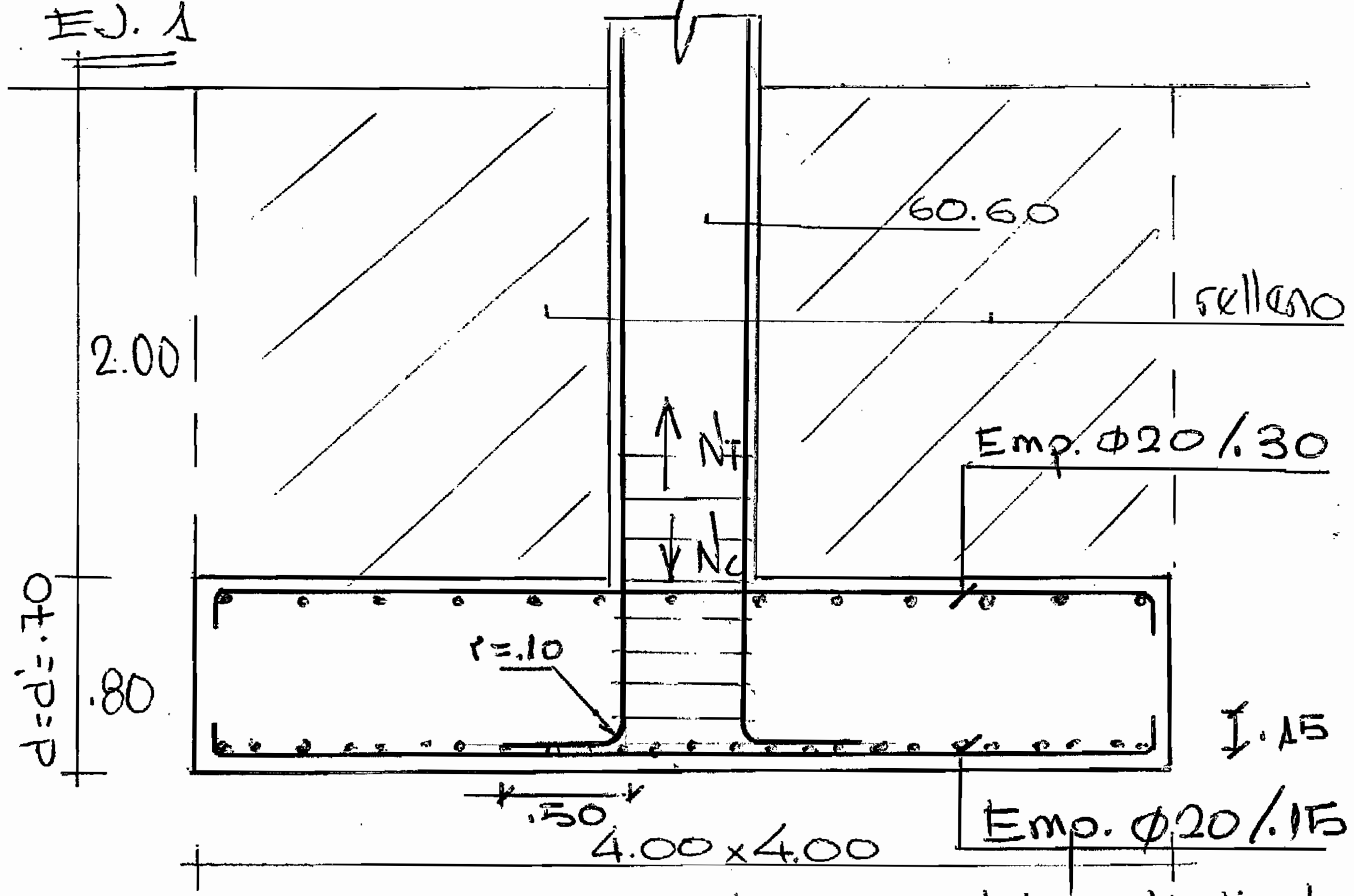
NOTA: Solo se darán por válidos aquellos resultados que, además de correctos, se hallen debidamente justificados en hoja(s) aparte.

INGENIERIA T. DE O.P.

EXAMEN DE H.A. y P. – SEPT. 2004

SOLUCION EJ. 1

EJ. 1



Sobre la zapata de la figura actúan distintamente las cargas centradas de valores característicos: $N_C = 3000$ KN y $N_T = 500$ KN

1º Expresar los valores:
Tensión max. sobre el terreno = $\boxed{242 \text{ KN/m}^2}$
Coeficiente de seguridad al levantamiento = $\boxed{1'74}$

2º Dibujar y acotar en la figura superior la armadura de la zapata utilizando únicamente barras de $\phi 20$

DATOS: H25 ; B400S ; $\gamma_f = 1'6$; $\gamma_c = 1'5$
$\gamma_s = 1'15$; dens.h. = 24 KN/m³
dens.rell. = 18 KN/m³

NOTA: Solo se darán por válidos aquellos resultados que, además de correctos, se hallen debidamente justificados en hoja(s) aparte.

EXAMEN DE H.A. y P. – SEPT. 2004

SOLUCIÓN Ej 1 – JUSTIFICACIÓN

1º $\Sigma N_t = N_c + p.p.\ zapata + p.p.\ relleno =$

$= 3000 + 4\cdot4\cdot0'8\cdot24 + (4\cdot4 - 0'6^2)2\cdot18 =$

$= 3000 + 307 + 563 = 3870$ KN

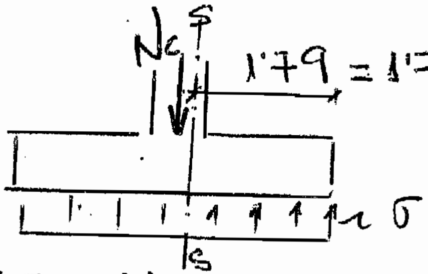
$$\sigma = \frac{3870}{4^2} = 241'9 \simeq 242 \ KN/m^2$$

coef. seg. lev. $= K_s = \dfrac{N_t (permanente)}{N_A} =$

$$= \frac{307+563}{500} = 1'74$$

2º arm. inferior:

zapata flexib. (59.4.2)



(d = .70)

$$\sigma = \frac{3000}{16} = 187'5 \ KN/m^2$$

Por 1m de ancho:

$M = 187'5 \cdot \dfrac{1'79^2}{2} = 300'38$ KNm

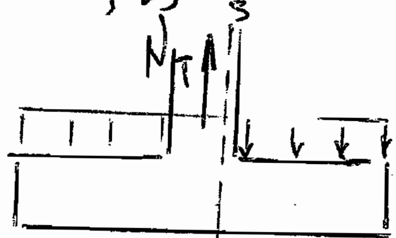
$M_d = M\cdot1'6 = 480'615$ KNm $< 0'319 U_c d$

$U_s = 0'85\, U_c \left[1 - \sqrt{\dfrac{M_d}{0'425 U_c \cdot d}}\right] = 712'16$ KN

$\sim 6'5 \sim 7\phi20$ p.m. → $\phi20/.15$

$U_c(d) = f_{cd}\cdot b\cdot d = \dfrac{25\cdot10^3}{1'5}\cdot 1\cdot0'7 = 11666'7$ KN

arm. superior:



$$\sigma = \frac{500}{(4^2 - 0'6^2)} = 32 \ KN/m^2$$

$M = 32 \dfrac{1'79^2}{2} = 51'26$ KNm

$M_d = M \cdot 1'6 = 82'02$ KNm

$U_s =$ idem $= 117'9$ KN $\sim 1\phi 20$ p.m.

armad. mínima: (42.3.2) mecán.

$U_{s\,min} = 0'04\ U_c(h) = 0'04 \cdot \dfrac{25 \cdot 10^3}{1'5} \cdot 1 \cdot 0'8 = 533'3$ KN

En zapatas puede escogerse:

$U_{s\,min} = \alpha \cdot U_s(\text{cálculo}) = 1'38 \cdot 117'9 = 162'7$ KN

$\alpha = 1'5 - 12'5 \dfrac{U_s(\text{cálculo})}{U_c(h)} = 1'5 - 12'5 \dfrac{117'9}{13333'2} =$

$= 1'38$

armad. mínima geométrica (T. 42.3.5)

En cada paramento:

$50\% \cdot \dfrac{3}{1000} \cdot 100 \cdot 80 = 8\ cm^2 \rightarrow 278'26$ KN

$\sim 7'5\phi 20$ pm

La separación no debe ser mayor de 30 cm (59.8.2):

$\pm$ mp mínimo: $\phi 20 / 30$

anclaje: $l_b = m\phi^2 = 12 \cdot 2^2 = 48 \sim 50$ cm

$0'3 l_b \approx 15$ cm

$\rho = \dfrac{20\phi}{2} = 10\phi$

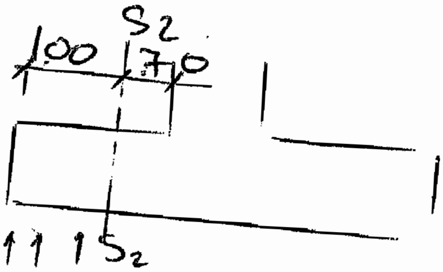
Nota: Dada su proximidad a zapata rígida, un cálculo como ésta última hubiera dado un resultado análogo.

Teol

ADICIONAL (No solicitado en el ejercicio)

Comprobación a cortante y punzonamiento (46.2)(44.2.3)(59.4.2.1.2)

Cortante



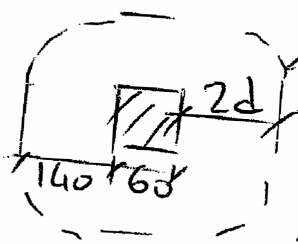
$V_d = 187'5 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1'6 = 1200 \text{ KN}$

$V_{cu} = 0'10 \left[1+\sqrt{\frac{200}{700}}\right](100 \cdot 0'002 \cdot 25)^{1/3} \cdot$

$\cdot 4000 \cdot 700 \cdot 10^{-3} = 1582 \text{ KN}$

$V_d < V_{cu}$ ∴ no se produce el cortante

Punzonamiento



perím. crítico = $4 \cdot 60 + 2\pi \cdot 140 =$
$= 1119'6$ cm

$\tau_{sd} (\text{KN/m}^2) = \frac{187'5 (4^2 - 4 \cdot 0'6 \cdot 1'4 - \pi \cdot 1'4^2)}{11'196 \cdot 0'7} \cdot 1'6 =$
$= 248 \text{ KN/m}^2$

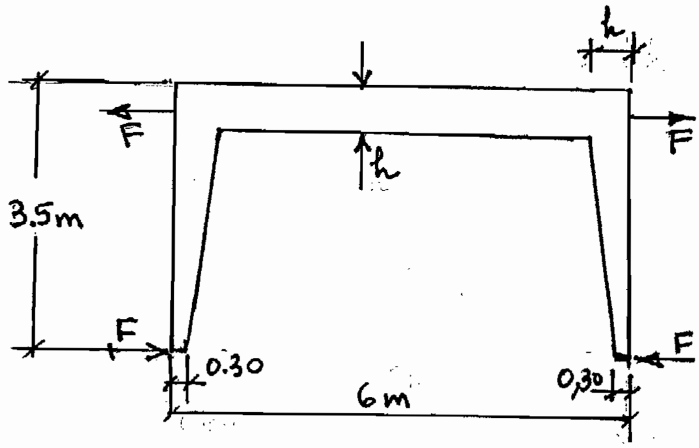
$\tau_{rd} = 0'12 \left[1+\sqrt{\frac{200}{700}}\right](100 \rho_e 25)^{1/3} = 0'678 \text{ N/mm}^2 =$
$= 678 \text{ KN/m}^2$

$\tau_{sd} < \tau_{rd}$ ∴ no hay punzonam.

INGENIERÍA TECNICA DE OBRAS PÚBLICAS

Hormigón Armado y Pretensado Examen 7-Sept-04

El pórtico de la figura está sometido a las cuatro fuerzas F = 50KN que se indican en la figura. El canto del dintel se quiere dimensionar de manera que sea el mínimo que no necesite armadura de compresión y sea múltiplo de 10cm. La anchura del pórtico es de 30 cm.



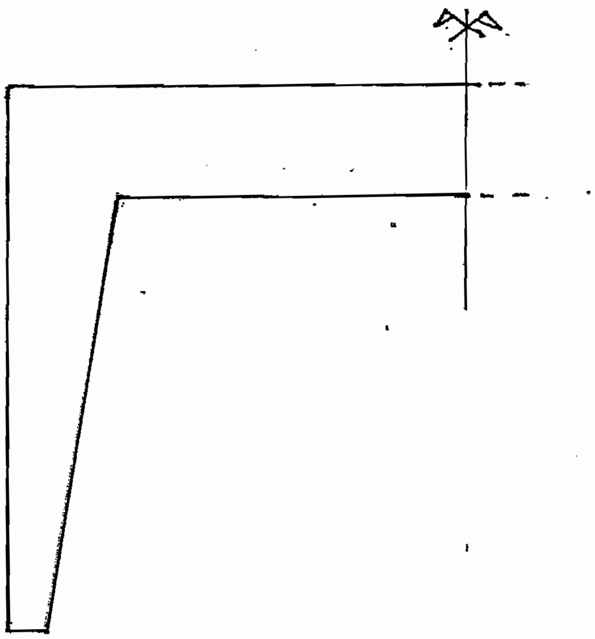
Los pilares varían linealmente de canto como se indica. Los materiales son HA-30 y B500S. Se supone un coeficiente de seguridad de acciones de 1,6 y un recubrimiento mecánico (d') de 5 cm. Se supone que el pórtico va a ser fabricado en un encofrado situado en el plano horizontal.

SE PIDE:

a) Valor del canto h
b) Armaduras necesarias para resistir las acciones
c) Dibujar las secciones características
d) Dibujar la disposición de armaduras en el esquema de la hoja adjunta

Usar diámetros 20,12 y 8 para las armaduras longitudinales y 6 para las transversales. No se considera el peso propio.

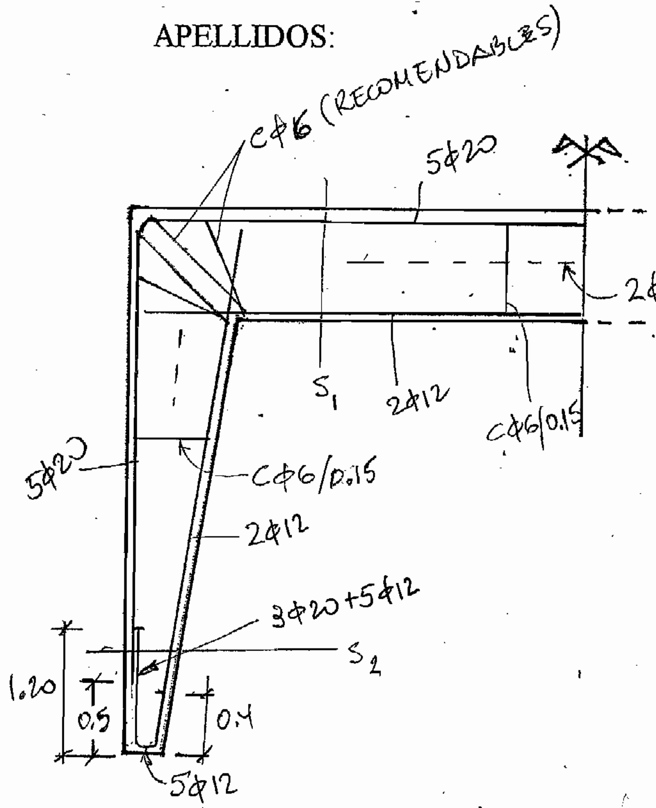
APELLIDOS: NOMBRE:

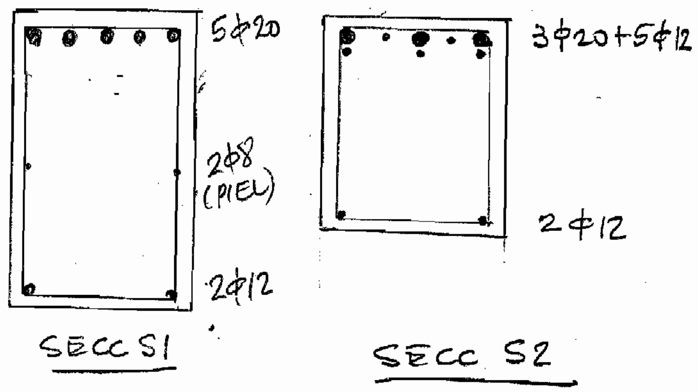


OBRAS PUBLICAS

Ej 2. Exam 8-9-04

APELLIDOS: NOMBRE:





a) $M_{lim} = 0.319\, b\, d^2 f_{cd} \geq M_d$; $M_d \approx 3.5 \times 50 \times 1.6 = 280$ KNm $f_{cd} = 20$ MPa $f_{yd} = 435$ MPa

$d = 38.2$ cm $\quad h = 50$ cm.

b) En el dintel $M_d = 3.25 \times 50 \times 1.6 = 260$ KN·m $d = 45$ cm $U_0 = 2295$ KN

$U = U_0 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}}\right] = 678$ KN $\quad A_s = 15.6\ cm^2 \quad 5\phi20 = 15.71\ cm^2$

$(A_s)_{min} = 2.8 \times 10^{-3} \times 50 \times 30 = 4.2\ cm^2 \rightarrow A'_s \geq 0.3 \times 4.2 = 1.26\ cm^2 \quad 2\phi12 = 2.26\ cm^2$

Cortante en dintel $V_d = 0$ $\quad \left(\frac{U_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0.02 f_{cd}\, b = 120$ KN/m ; $\phi6/15 = 151$ KN/m.

Secc a 1.5m de la base $\quad M_d = 1.5 \times 50 \times 1.6 = 120$ KN·m $\quad h = 40$ cm $\quad d = 35$ cm

$U = 384$ KN $\quad A_s = 8.8\ cm^2 \quad 3\phi20 = 9.42\ cm^2 \quad l_b = 13 \times 4 = 52$ cm. $\quad l_b$ neta $= \frac{3}{5}\, 52 = 31$ cm

$V_d = 80$ KN (*) $\quad V_{cu} = 0.1\, \xi \left(100 \rho_1 f_{ck}\right)^{1/3} b\, d$; $\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{35}} = 1.76 \quad \rho_1 = \frac{15.71}{35 \times 30} = 0.015$

$V_{cu} = 1.76\, (1.5 \times 30)^{1/3}\, \frac{30 \times 35}{100} = 65.7$ KN $\quad V_{su} = 0.9\, d\, \frac{U_t}{S_t} = 47.6$ KN $\quad V_u = 113.3 > V_d$ vale

Secc a 0.75 de la base $\quad M_d = 0.75 \times 50 \times 1.6 = 60$ KN·m $\quad h = 35$ cm $\quad d = 30$ cm.

$U = 215$ KN $\quad A_s = 4.9\ cm^2 \quad 5\phi12 = 5.65\ cm^2$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{30}} = 1.82 \quad 100\rho_1 = \frac{5.65}{30 \times 30} 100 = 0.62 \quad V_{cu} = 1.82\, (0.62 \times 30)^{1/3}\, \frac{30 \times 30}{100} = 43.4$ KN.

$V_{su} = 40.8$ KN $\quad V_u = V_{cu} + V_{su} = 84.2 > V_d = 80$ KN vale

(*) Se desprecia la inclinación de la directriz de la pieza, $V_{cd} = 0$ (art 44.2.2)

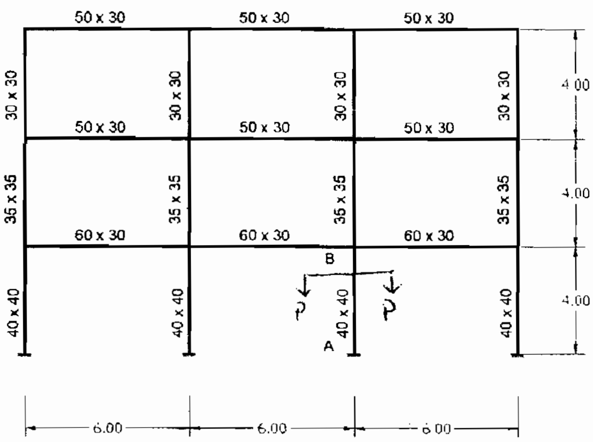
Examen de Hormigón armado y Pretensado Septiembre 2004 Tipo A

Apellidos________________________________ Nombre______________

Del pórtico de la figura se debe calcular la armadura del pilar AB cuya sección es de 40 x 40 cm2. El pórtico se puede considerar arriostrado en el plano perpendicular al papel y se pueden despreciar los desplazamientos transversales (horizontales) en el plano del papel. Las secciones de las vigas se indican en el croquis.

El pilar está sometido a un esfuerzo Axil mayorado de 1.500 kN y los Momentos mayorados en la cabeza y pie del pilar son de 250 y 150 m.kN, respectivamente.

HA-25
B 400 S
Es = 200.000 N/mm2
Control Normal
Recubrimiento = 45 mm
El axil cuasi permanente no supera el 70% del axil total.



Con los resultados obtenidos se deben rellenar las siguientes casillas:

α=

λ=

e_e=

e_a=

Dibuja la armadura principal obtenida en el cálculo en la sección PP.

Si, considerando una excentricidad perpendicular al plano del pórtico, se ha obtenido una cuantía total de armadura de 4.860 kN para el mismo pilar, dibuja la armadura principal a disponer en la misma sección PP.

Nota: Se recuerda al alumno que NO está permitida la utilización de colecciones de problemas durante el exámen.
El alumno deberá adjuntar los cálculos realizados en hoja aparte.

CURSO 2002-2003

Ejercicio 1

Determinar las dos armaduras longitudinales (U_1 y U_2) y transversales del pilar de la figura solicitado por una carga excéntrica de 1.500 KN.

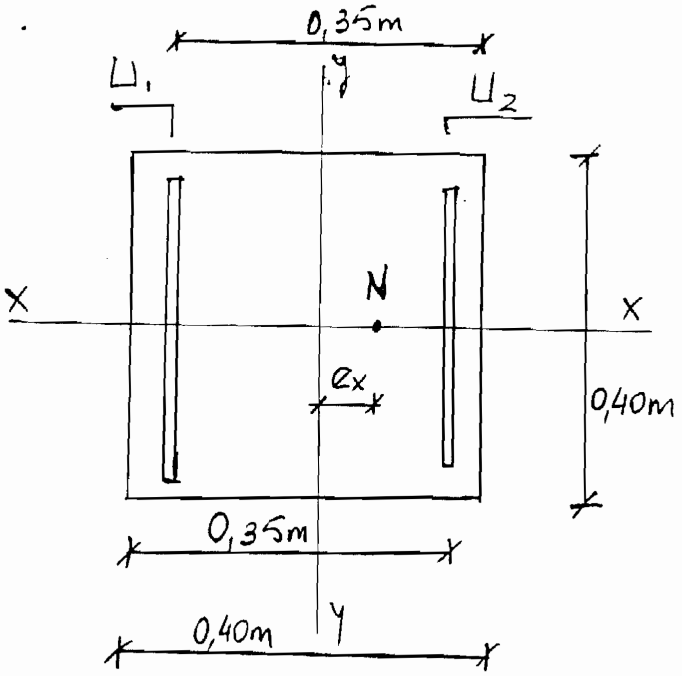
El pilar tiene una longitud de 7m y está empotrado-articulado en sus extremos, sin posibilidad de pandeo en el plano y-y.

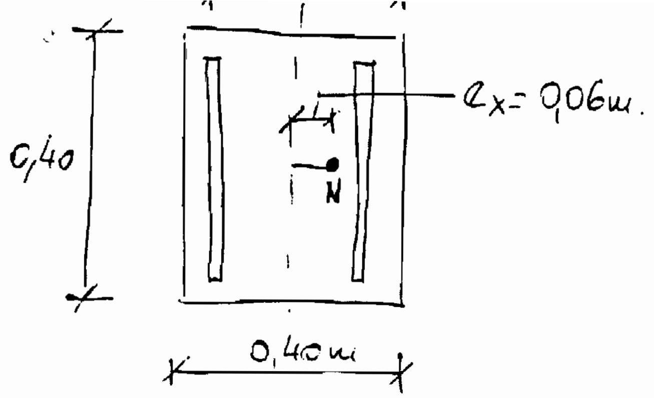
H-25 N/mm²

$e_x = 0{,}06$ m

Nivel Control Ejec: Normal

B-500 S





H - 25 N/mm²

$e_x = 0{,}06$ m.

N.C - Normal

B - 500S

$N = 1500$ KN; $N_d = 1500 \times 1{,}6 = 2.400$ KN

$U_c = f_{cd}\ b \cdot d = \frac{25 \cdot 10^3}{1{,}5} \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}35 = 2.333{,}3$ KN/

Comprobación a pandeo: plano XX: $\lambda = \frac{l_o}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{0{,}7 \cdot 7}{0{,}40/\sqrt{12}} = 42{,}43$

$e_e = 6$ cm.

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20 e_e}{h + 10 e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50 i_c} = (1 + 0{,}12 \cdot 1)\left(\frac{500}{1{,}15 \cdot 200.000} + 0{,}00\right.$$

$$\cdot \frac{40 + 20 \cdot 6}{40 + 10 \cdot 6} \cdot \frac{(0{,}7 \cdot 700)^2}{50 \cdot \frac{40}{\sqrt{12}}} = 3{,}856 \text{ cm}$$

$e_{Tot} = e_e + e_a = 6 + 3{,}856 = 9{,}86$ cm

Cálculo armadura.

$N_d = 2400$ KN

$M_d = 2400 \cdot 0{,}0986 = 236{,}64$ m·KN

$M'_d = 236{,}64 + 2400\left(0{,}35 - \frac{0{,}40}{2}\right) = 596{,}64$ m·KN

$M'_{d\,lim} = 0{,}319 \cdot 2333{,}3 \cdot 0{,}35 = 260{,}5$ m·KN

$M'_d > M'_{d\,lim} \Rightarrow$ Necesito U_2

$U'_1 = 0{,}425 \cdot U_c + U'_2 = 0{,}425 \cdot 2.333{,}3 + 1.120 = 2.112$ KN

$U'_2 = \frac{M'd - M'd_{lim}}{d - d'} = \frac{596{,}64 - 260{,}5}{0{,}30} = 1.120$ KN

$U_1 = U'_1 - N_d = 2.112 - 2400 < 0$

Compresión compuesta: $\left(1 - \frac{h}{2d}\right) \cdot \left(N_d \cdot d - 0{,}85\, U_c \cdot h\right) =$

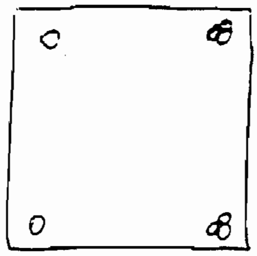
$= \left(1 - \frac{40}{70}\right) \cdot (2400 \cdot 0{,}35 - 0{,}85 \cdot 2333{,}3 \cdot 0{,}4) = 20$

$M_d > 20 \Rightarrow$ no necesito $U_1 \Rightarrow$ mínima

$$U_2 = Nd - 0{,}85\,U_c\left(\frac{h}{d}-1\right)\left[1+\sqrt{1+2d\cdot\frac{Nd\left(d-\frac{h}{2}\right)-Md}{0{,}85\cdot U_c\cdot(h-d)^2}}\right]=$$

$$= 2400 - 0{,}85\cdot 2333{,}3\left(\frac{0{,}40}{0{,}35}-1\right)\left[1+\sqrt{1+0{,}70\cdot\frac{2400\left(0{,}35-\frac{0{,}40}{2}\right)-236{,}6}{0{,}85\cdot 2333{,}3\cdot(0{,}40-0{,}35)^2}}\right]$$

$$= 2400 - 1499{,}20 = 900{,}8\ kN$$



U_1 mínima para armadura asimétrica:

$$U_{1\,min} = 0{,}05\cdot Nd = 0{,}05\cdot 2400 = 120\,KN$$

Armadura longitudinal:

$U_1 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 16 \\ 2\phi 20 \end{cases}$ $\quad U_2 \Rightarrow \begin{cases} 8\phi 20 \\ 5\phi 25 \\ 2\phi 25 + 4\phi 20\,? \end{cases}$

Comprobación excentricidad mínima plano Y-Y: $h/20 = 2\,cm$.

$$M'd = Md + Nd\left(d-\frac{h}{2}\right) = 2400\cdot 0{,}02 + 2400\left(0{,}35-\frac{0{,}40}{2}\right) = 408\,m\cdot KN$$

$M'd_{lim} = 0{,}319\,U_c\cdot d = 260{,}5\,m\,KN$; $Md > M_{lim} \Rightarrow$ necesito U_2'

$$U_2' = \frac{408-260{,}5}{0{,}35-0{,}05} = 491{,}67\,kN$$

$$U_1' = 0{,}425\cdot 2333{,}3 + U_2' = 1483{,}32\,KN$$

$\Big\}\ U_1 = U_1' - Nd = -916 < 0 \Rightarrow$ C. compue

$Md > \left(1-\frac{h}{2d}\right)\cdot\left(Nd\,d - 0{,}85\,U_c\,h\right)$; $Md > 20 \Rightarrow$ No necesito U_1

$U_2 = 215{,}03\,KN.$ $\quad U_{2\,yu} \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 20 \\ 1\phi 16 + 1\phi 25 \end{cases}$

Estribos: Cálculo diámetro ie. supongo el caso más desfavorable.

$\phi_{eq\ 3\phi 25} = 43{,}3\,mm$; $\quad \phi_t \geq 1/4\,\phi_{max} = \frac{1}{4}\,43{,}3 = 11\,mm.$

Calculo separación S_t: supongo $\phi_{min} = 20\,mm$:

$S_t \begin{cases} \leq 15\,\phi_{min} = 15\cdot 1{,}6 = 30\,cm \\ < b = 0{,}40 \\ \not> 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 30\,cm.$

Calculo equivalencia para $\phi 6$: $\quad \frac{\pi\cdot 1{,}1^2}{4}$ — $30\,cm$

$\frac{\pi\cdot 0{,}6^2}{4}$ — $x = 8{,}92\,cm \Rightarrow 11$ estribos p.m.l

H. A. y P. Examen Diciembre 2.002

Ejercicio 2

Supuesto un terreno con carga admisible de 250 KN/m^2, comprobar la zapata de la figura y obtener su armadura.

$N = 500$ KN

$M = 600$ KN·m

Control ejecución a nivel normal

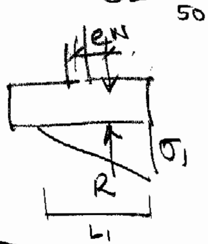
H-25 N/mm^2

B-500 S

Esfuerzos a nivel de apoyo de zap.

$PP = 3{,}6 \times 2 \times 25 = 180$ KN; $N = 680$ KN

$e = \frac{600}{500+180} = 0.88 > \frac{L}{6}$; $L_1 = 3\left(\frac{L}{2} - e\right)$



$N = R = \frac{L_1 B \sigma_1}{2}$ $\quad L_1 = 2{,}75$ m

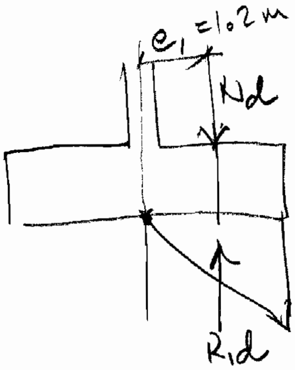
$\sigma_1 = \frac{2N}{L_1 B} = \frac{2 \times 680}{2{,}75 \times 2} = 247{,}2 < \sigma_{ad}$

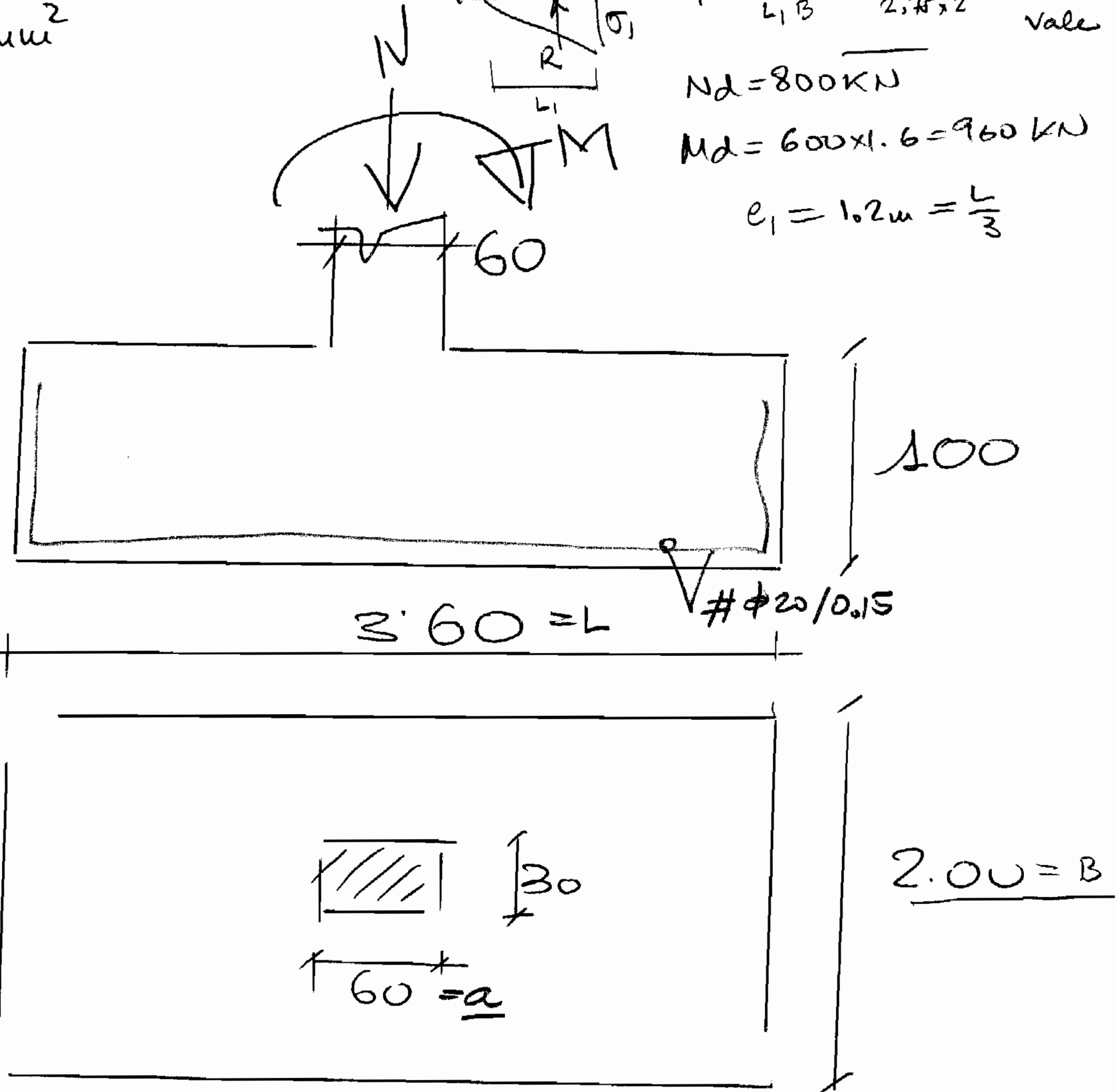
Vale

$N_d = 800$ KN

$M_d = 600 \times 1.6 = 960$ KN

$e_1 = 1.2\,m = \frac{L}{3}$





$X_1 = e_1 = 1.2$ m

$R_{1d} = N_d = 800$ KN.

$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d}(x_1 - 0.25a)$

Por metro de ancho

$R_{1d} = 400$ KN.

$T_d = \frac{400}{0.85 \times 0.95}(1.2 - 0.25 \times 0.6)$

$T_d = 520$ KN (por m de ancho) $\quad A_s = \frac{520}{40} = 13\ cm^2$/metro de ancho

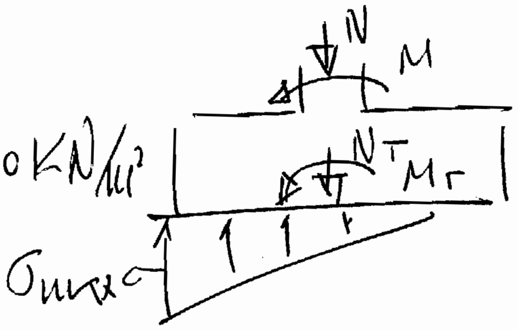
Armadura mínima $0.18\,h = 18\ cm^2$/m de ancho $\quad 6\phi 20 = 18.85\ cm^2$ $\quad$ #20/0.15

Examen de H.A. y I. - DIC. 2002

Solución ejercicio 2

P.P. zapata $= 2 \cdot 1 \cdot 3'6 \cdot 23 = 16'56\,t \simeq 166\ KN$

$\sigma_{adm} = 200\ KN/m^2$



$d = .95$

$N = 500\ KN$
$M = 600\ KNm$
H-20
(según EH: H≥25)
B500S
Control normal

$N_T = N + PP = 666\ KN$

$M_T = M = 600\ KNm$

$e = \frac{M_T}{N_T} = 0'91\ m$ — $\frac{A}{6} < e < \frac{A}{3}$

$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 666}{3 \cdot 0'91 \cdot 2} = 243 < 1'25\,\sigma_{adm}$

la zapata es admisible

Armadura: $e = \frac{M}{N} = \frac{600}{500} = 1'2\ m$

$R_1 = \frac{N}{18} \cdot \frac{\frac{5}{2} - 6\frac{e}{A}}{\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{A}\right)^2} = \frac{500}{18} \frac{2'5 - 6\frac{1'2}{3'6}}{\left(0'5 - \frac{1'2}{3'6}\right)^2} = 500\ KN$

$X_1 = \frac{A}{3} \frac{4 - 9\frac{e}{A}}{5 - 12\frac{e}{A}} = \frac{3'6}{3} \frac{4 - 9\frac{1'2}{3'6}}{5 - 12\frac{1'2}{3'6}} = 1'2\ m$

$U_{sL} = R_1 \frac{x_1 - \frac{a}{4}}{0'85 \cdot d} \cdot \gamma_f = 500 \frac{1'2 - \frac{0'6}{4}}{0'85 \cdot 0'95} \cdot 1'6 = 1040\ KN = T_d$

valdrían: $13\phi16$ ó $9\phi20$ ó $6\phi25$

$U_{sL\,min} = 100 \cdot 200 \cdot \frac{1'8}{1000} = 36\ cm^2 \rightarrow \begin{cases} 18\phi16 \\ 12\phi20 \\ 8\phi25 \end{cases}$

$U_{sT} = \frac{N A}{8 H} \gamma_f = \frac{500 \cdot 2}{8 \cdot 1} \cdot 1'6 = 200\ KN = 3\phi16 \ldots$

$U_{sT\,min} = 100 \cdot 360 \cdot \frac{1'8}{1000} = 64'8\ cm^2 \begin{cases} 32\phi16 \\ 21\phi20 \\ 13\phi25 \end{cases}$

Las armaduras a disponer serán las mínimas.

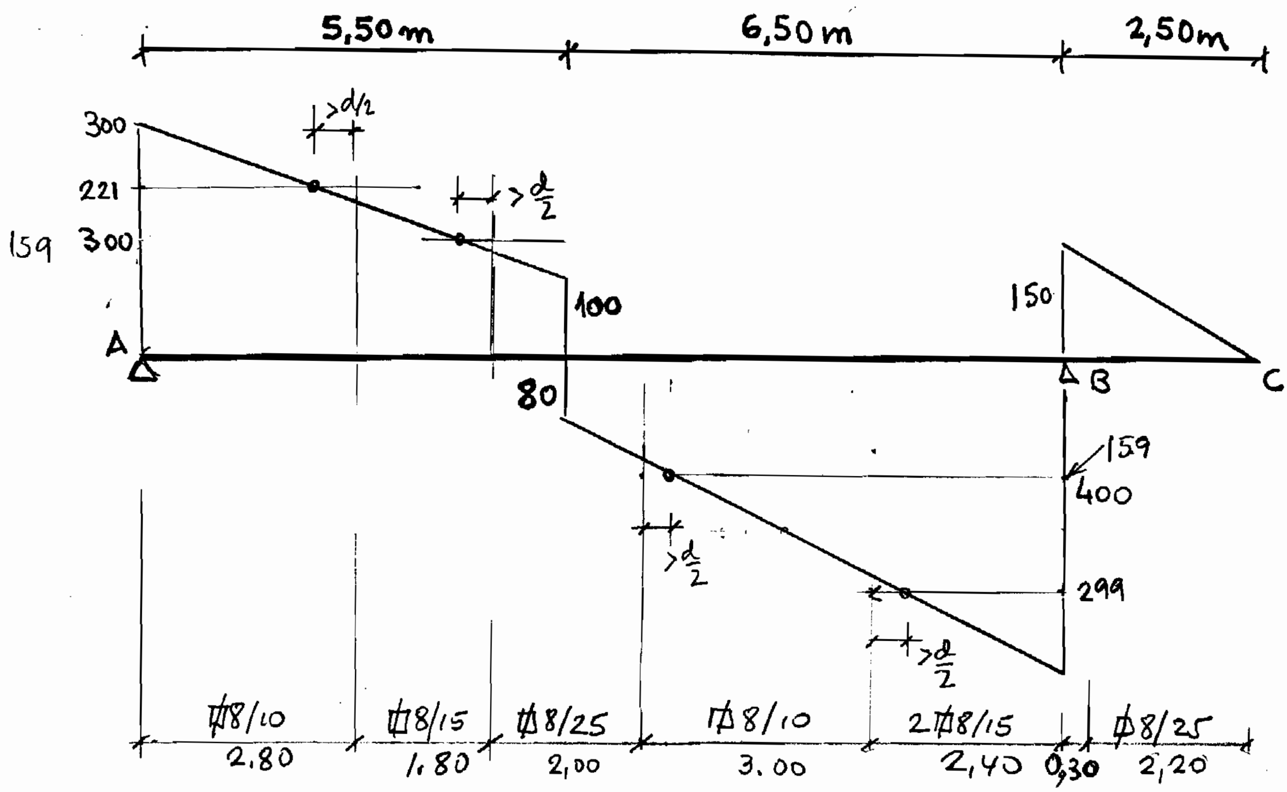
INGENIERÍA TÉCNICA DE OO.PP.
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO　　　　　　EXAMEN 13-DIC-02

EJERCICIO 3

La envolvente de los esfuerzos cortantes de cálculo de una viga biapoyada es la que indica la figura. La sección es rectangular de 30×70 cm (canto útil 65 cm) y en ella se han dispuesto como mínimo 2 Ø20 en cara superior o inferior de todas las secciones. En el apoyo derecho la armadura negativa es 5 Ø20. Los valores que se indican están en kN. Los materiales son HA-30 y B500S.

Escalas: vertical 1cm = 100kN, horizontal 1cm = 1m.

Se pide comprobar la viga a cortante y disponer sobre el dibujo la armadura transversal necesaria en forma de cercos de Ø8.



COMPR. BIELAS $V_{u1} = 0.3 f_{cd} b d = 0.3 \times 2 \times 30 \times 65 = 1170 KN >> V_d$ (todas las secciones); $S_t \leq 30$ cm

TIRANTES: $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$; $V_{cu} = 0.10 \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} bd$; $\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{65}} = 1.55$ $\left| \begin{array}{l} f_{cd} = 2 KN/cm^2 \\ f_{yd} = 40 KN/cm^2 \end{array} \right.$

$V_{cu} = 30.32 (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}$ KN . EN B $100 \rho_1 = \frac{1568}{30 \times 65} = 0.8 \; \phi 2$ $V_{cu}^{B} = 88 KN$

EN EL RESTO DE LA VIGA (2Ø20) $100 \rho_1 = \frac{628}{30 \times 65} = 0.32$ $V_{cu} = 65 KN$

EN B^-: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 400 - 88 = 312 KN = 0.9 \frac{U_{it}}{S_t} d \rightarrow \frac{U_{it}}{S_t} = 533 KN/m$

$2Ø8/15$: $\frac{U_{it}}{S_t} = \frac{2 \times 40}{0.15} = 533 KN$ (VALE TAMBIEN Ø8/0.07)

Ø8/15: $\frac{U_{it}}{S_t} = 267 KN/m$ $V_{u2} = 0.9 \times 267 \times 0.65 + 65 = 221$ KN.

Ø8/10: $\frac{U_{it}}{S_t} = 402 KN/m$; $V_{u2} = 0.9 \times 402 \times 0.65 + 65 = 300 KN$ (VÁLIDO PARA APOYO A)

Ø8/25: $\frac{U_{it}}{S_t} = 160 KN/m$; $V_{u2} = 0.9 \times 160 \times 0.65 + 65 = 94 + 65 = 159 KN$ (VÁLIDO TRAMO BC)

MINIMO $\frac{U_{it}}{S_t} = 0.02 f_{cd} b = 0.02 \times 2 \times 30 \times 100 = 120 KN/m <$ Ø8/25

EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO - febrero de 2003

Apellidos:______________________________Nombre:_______________Nº Exped:_____

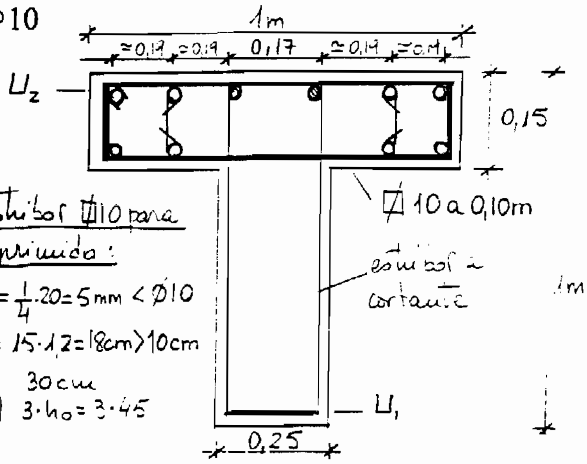
NOTA: Expresar en lo que sigue la solución y en hoja aparte los cálculos realizados para obtenerla

---

1) La viga en T de la figura está solicitada por una carga uniformemente repartida de 165 KN/m.l. **Si la armadura longitudinal necesaria a compresión es de 4Φ20, se pide:**

a) Determinar el ancho eficaz a considerar en el cálculo sí la viga está simplemente apoyada y su luz es de 10m.

b) Definir la armadura transversal necesaria en la cabeza de la viga considerando que la carga está centrada en su sección. Se debe dibujar la solución adoptada en el croquis adjunto. **Se debe utilizar** Φ10



Comprobación estribos ∅10 para armadura comprimida:

$\phi_t = 1/4\,\phi_{máx} = \frac{1}{4}\cdot 20 = 5\text{mm} < \phi 10$

$S_t = 15\,\phi_{mín} = 15\cdot 1{,}2 = 18\text{cm} > 10\text{cm}$

$18\text{cm} < \begin{cases} 30\text{cm} \\ 3\cdot h_o = 3\cdot 45 \end{cases}$

→ CUMPLE!

Solución:

a) $b_e = b_o + \frac{1}{5}L = 0{,}25 + \frac{1}{5}\cdot 10 = 2{,}25 \not> b \Rightarrow b_e = b = 1\text{m}$

b) Estribos esfuerzo rasante: $V_{d\,máx} = 165\cdot\frac{L}{2}\cdot 1{,}6 = 1320\text{KN}$

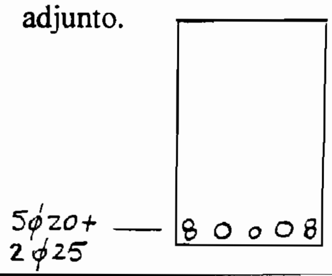
$\frac{U_{1t}}{S_t} = \left(V_d\cdot\frac{b_1}{b}\right)\frac{1}{0{,}9\cdot d} = 1320\cdot\frac{0{,}375}{1}\cdot\frac{1}{0{,}9\cdot 0{,}95} = 550$

para 2 ramas ∅10: $S_t = \frac{62{,}8}{550} = 10{,}84\text{cm} \Rightarrow 10$ p.m.l

Por disposición constructiva, debo colocar 6∅20 + 4∅12 como arm. longitud. a compresión para que $s \not> 30\text{cm}$ y estribar si $a > 15$

2) Para el esfuerzo máximo a flexión de la viga de la figura se han dispuesto 5 Φ 20 + 2 Φ 25, según se indica en la figura. La viga isostática esta solicitada por una carga uniformemente repartida de 50 KN/m.l.

Se debe realizar la reducción de la armadura longitudinal a tracción, dibujando su despiece en el croquis adjunto.



H.A. – 30 N/mm²
B 500 s
Control Normal

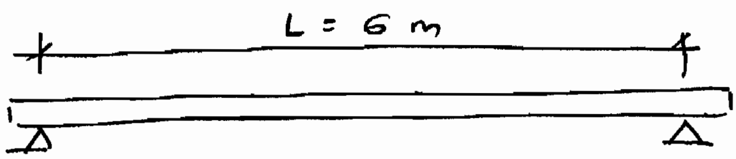
Solución:

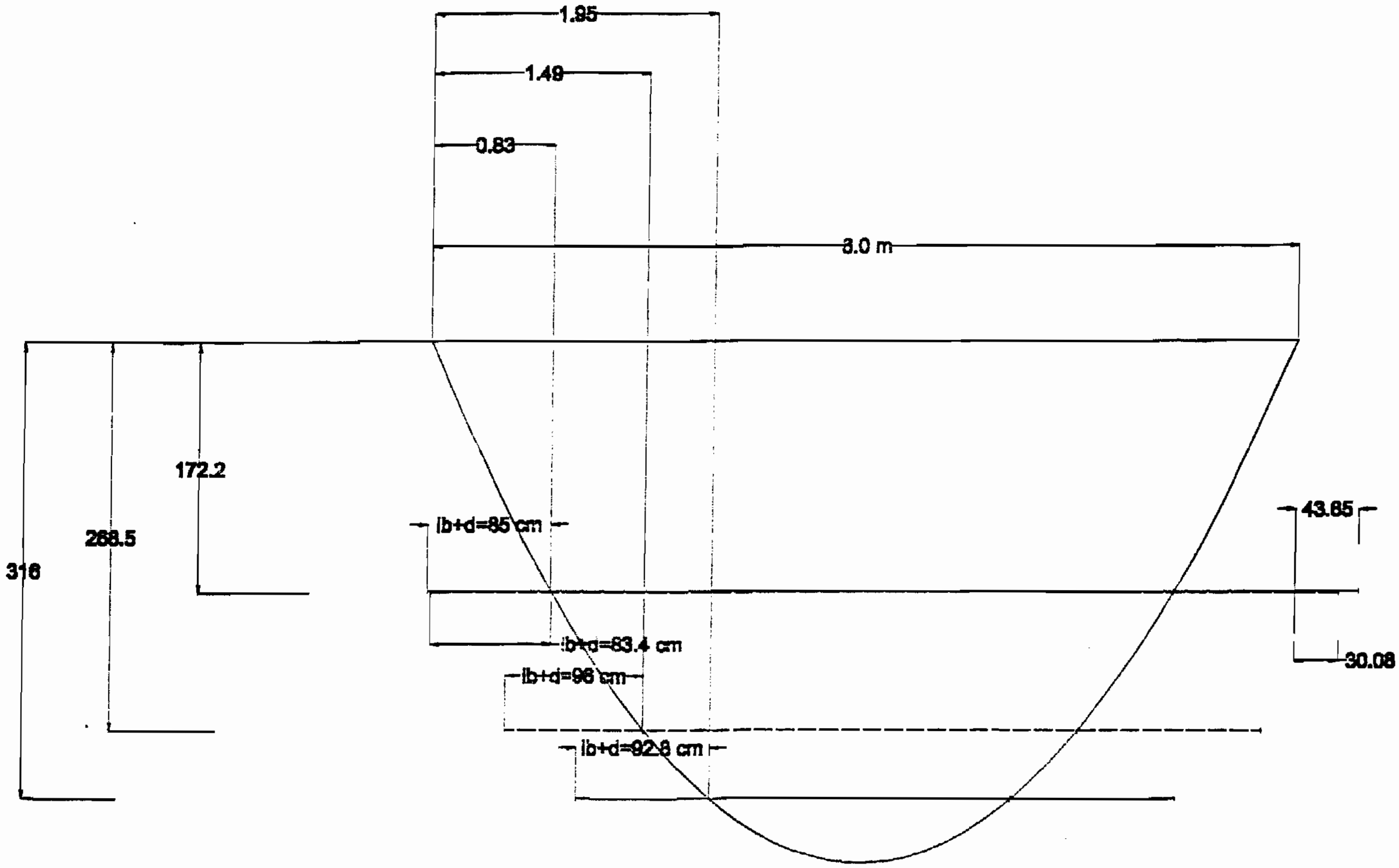
Ley momentos mayorada: $M_f^* = 240x - 40x^2$

Armadura longitud. mínima: vigas isostáticas = 30% de la máx: $5\phi 20 + 2\phi 25 \Rightarrow U = 1109{,}8\text{KN}$

$30\%U \Rightarrow 332{,}94 \Rightarrow \underline{3\phi 20}$

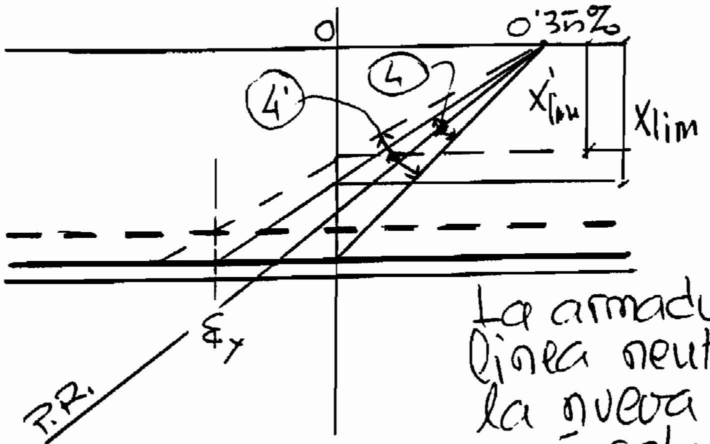
Reducc.	U_1	M_f^*	X_1 (en m)	m	∅	ϕ^2	l_{bI}	$\frac{f_{yk}}{20}\phi$	$\frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}$	β	$l_{bI,neta}$	grupo barras	$l_b + d$	Observaciones.
2∅20	835,6	316	1,95	13	2,0	4,0	52,0	50,0	$\frac{9{,}42+9{,}82}{15{,}71+9{,}82}$	1	39	1,2	92,08	
2∅25	409,8	172	0,83	13	2,5	6,25	81,3	62,5	$\frac{9{,}42}{9{,}42+9{,}82}$	1	39,02	1	85,02	no conviene
2∅25	683,0	268	1,49	13	2,5	6,25	81,3	62,5	$\frac{15{,}71}{15{,}71+9{,}82}$	1	50,41	1	96,04	
2∅20	404,0	172	0,83	13	2,0	4,0	52,0	50,0	$\frac{9{,}42}{15{,}71}$	1	31,2	1,2	83,44	no conviene





1.95
1.49
0.83
3.0 m
172.2
268.5
316
lb+d=85 cm
43.65
lb+d=83.4 cm
30.08
lb+d=96 cm
lb+d=92.8 cm

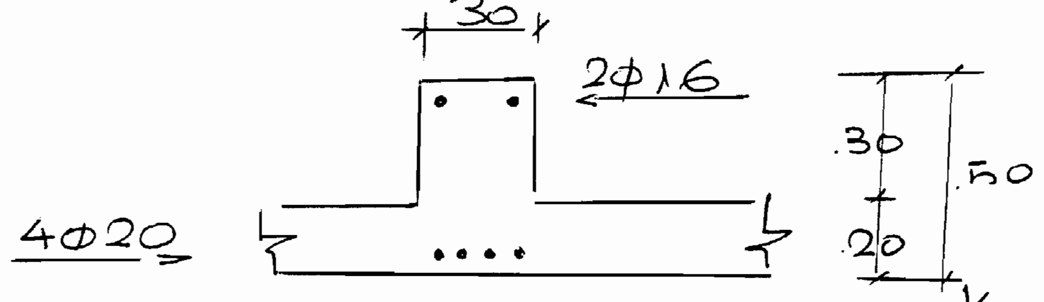
3.- La Fig. 42.1.3 de la Instrucción EHE expresa los dominios de deformación.
¿Cómo rompería una viga que habiéndose calculado en el dominio 4 se dispusiese en obra con un canto inferior al de cálculo?



P.R. ≡ Plano de Rotura.
④ ≡ Dominio para el canto de calculo.
④' ≡ Dominio para el canto de ejecución.

La armadura obtenida para elevar la línea neutra a Xlim será insuficiente para la nueva posición X'lim y la viga romperá estallando el hormigón comprimido.

4.- De una viga biapoyada de sección 30x50 (d = 45) y armadura como en figura, solicitada con $V_d = 12t$ (120 KN) cuelga un forjado que le transmite una carga $q_d = 8\,t/m$ (80 KN/m).
Dar separación y forma de los estribos Ø 8 que absorban ambos efectos. (H30-B500S-C.N)



$$V_{cu} = 0'10\,\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} b_o d = 0'10\left[1+\sqrt{\frac{200}{450}}\right]\cdot\left[100\,\frac{4\cdot 3'14}{30\cdot 45}\,30\right]^{1/3}\cdot 300\cdot 450 = 68'4\,KN$$

cortante:

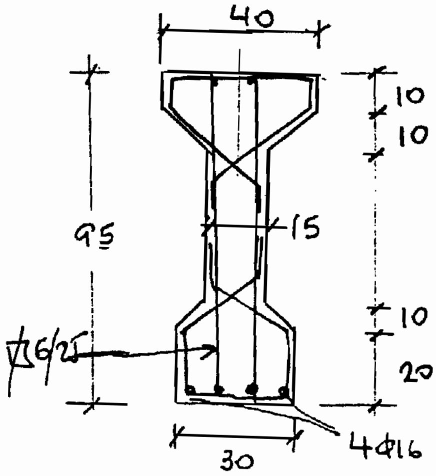
$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 120 - 68'4 = 51'6 \longrightarrow Ø8/.315$$

efecto del cuelgue:

$$80\cdot 10^3 = 2\,\frac{\pi 8^2}{4}\cdot 400\cdot n \; ; \quad n = 1'99 \approx 2\,Ø8\,p.m.$$

$$\frac{1}{31'5} + \frac{1}{50} = \frac{1}{s} \; ; \qquad \underline{s = 19'3\,cm}$$

5) La viga cuya sección se indica está construida con HA-35 y dispone de armadura mínima a flexión con $\phi16$, debiendo soportar un esfuerzo cortante $V_d = 50kN$. Calcular las armaduras de cortante necesarias y dibujar la disposición general de armaduras de la sección. Acero B400S. Area de la sección 2175 cm^2.
Módulo resistente respecto a la fibra inferior $W_1 = 36\cdot 10^3\ cm^3$.



Armadura de tracción (Tabla 42.3.5) $A_s = \frac{3.3}{1000} 2175 = 7.2\ cm^2$

Art. 42.3.2 $A_s f_{yd} \geq 0.25 \frac{W_1}{h} f_{cd} = 0.25 \frac{36\times10^3}{95} 2,33 = 221$

$A_s \geq \frac{221}{34.8} = 6.3\ cm^2 < 7.2 \rightarrow \underline{4\phi16 = 8.04\ cm^2}$

Art. 44.2.3.2.2 $100\rho_l = \frac{804}{15\times90} = 0.6 \not> 2$ $\quad \xi = 1+\sqrt{\frac{200}{900}} = 1.47$

$V_{cu} = 0.1\xi(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_0 d = 1.47(0.6\times35)^{1/3}\cdot15\cdot90\cdot10^{-2} = 54.6\ KN$

$V_{su} = V_d - V_{cu} < 0$ Armadura mínima de cortante

$\frac{U_{1\alpha}}{s_t} \geq 0.02 f_{cd} b_0 = 2\times2.33\times15 = 70\ KN/m$ (art 44.2.3.4.1)

$\square\phi6/28 \rightarrow \frac{U_{1\alpha}}{s_t} = 70KN/m \Rightarrow$ se colocarán $\square\phi6/25$.

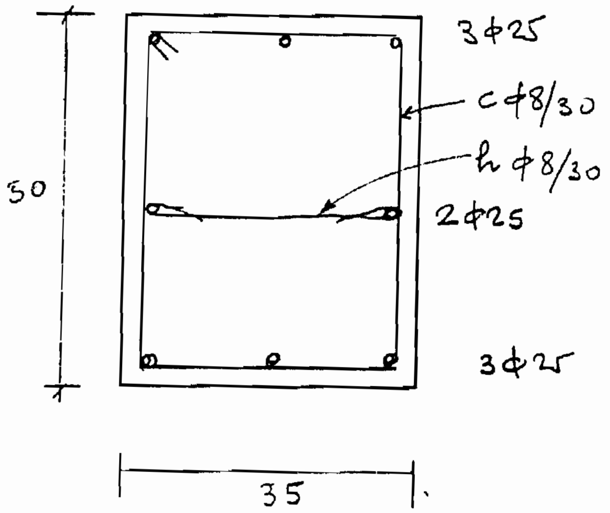
Comprobación de bielas $V_{u1} = 0.3 f_{cd} b_0 d = 945KN$

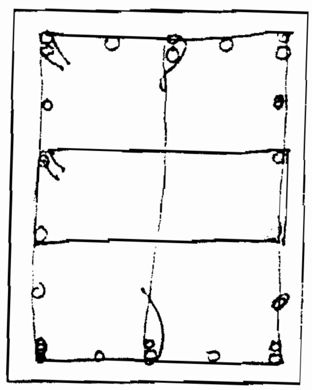
$V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 189KN$ $\quad (s_t)_{max} = 0.3m$ $\quad$ cercos $\underline{\square\phi6/25}$

6) Al fabricar la armadura del pilar de la figura se comprueba que en la obra no existen aceros de $\phi25$ y hay que convertir la armadura principal en base a $\phi16$. No se disponen de los datos de esfuerzos del proyecto. El hormigón es HA-35/B/30/IIIa .
Dibujar las armaduras de la sección a construir.

En cada cara hay que poner al menos $3\phi25 \geq 14.73\ cm^2$; $\underline{8\phi16} \rightarrow 16.08\ cm^2$

Recubrimiento nominal (Art 37.2.3) $r_{nom} = 3.5+1 = 4,5\ cm$





8φ16 por cara

Cercos y horquillas φ6 a $\underline{0.20\ m}$

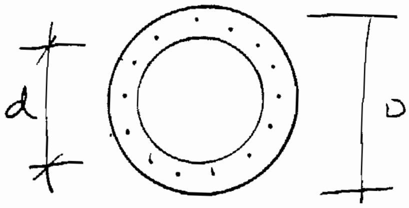
Distancia entre barras el mayor de $\left\{ \begin{array}{l} 16\ mm \\ 20\ mm \\ 1.25D\ (\text{Art. } 28.2\ a) \end{array} \right\} = \underline{3,75\ cm}$. D = Tamaño máximo del árido.

Cercos $\phi6 > \frac{1}{4}\phi_{máx}$ $\quad$ Separación $\leq 15\phi_{mín} = 15\times16 = 240\ mm$ (a 20 cm)

7) Un pilote circular hueco de 1.5 m de diametro exterior, 8 cm de espesor y 15 m de longitud está pretensado con tendones rectos uniformemente distribuidos en el centro de su pared. La carga total de pretensado es de 2500 KN. Para su acopio el pilote se apoya en dos puntos situados a 2.5 m de los extremos.

Determinar las tensiones extremas en las secciones de apoyo y en el centro del pilote. Se desprecian las pérdidas de pretensado.

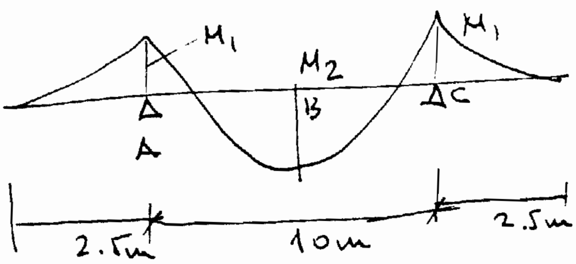
$$\text{Area} = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4}(1.5^2 - 1.34^2) = 0.3569\ m^2$$



$$\text{Inercia } I_x = \frac{I_0}{2} = \frac{\pi}{64}(D^4 - d^4) = 9.024 \times 10^{-2}\ m^2$$

$$W_s = W_i = W = \frac{I_x}{\frac{D}{2}} = \frac{9024 \times 10^3}{75} = 120\,318\ cm^3$$

$$\text{Peso propio} \quad pp = 0.3569 \times 25 = 8.92\ KN/m$$



$$M_1 = \frac{8.92 \times 2.5^2}{2} = 27.9\ KN \cdot m$$

$$M_2 = \frac{8.92 \times 10^2}{8} - M_1 = 83.6\ KN.m.$$

$$\sigma_{pretensado} = \frac{P}{A} = \frac{2500 \times 10^3}{3569} = 700\ N/cm^2$$

Secciones A y C $\quad \sigma = \frac{P}{A} \mp \frac{M_1}{W} = 700 \mp \frac{279 \times 10^5}{120318} = \left| \begin{array}{l} \sigma_s = 677\ N/cm^2 \\ \sigma_i = 723\ N/cm^2 \end{array} \right.$

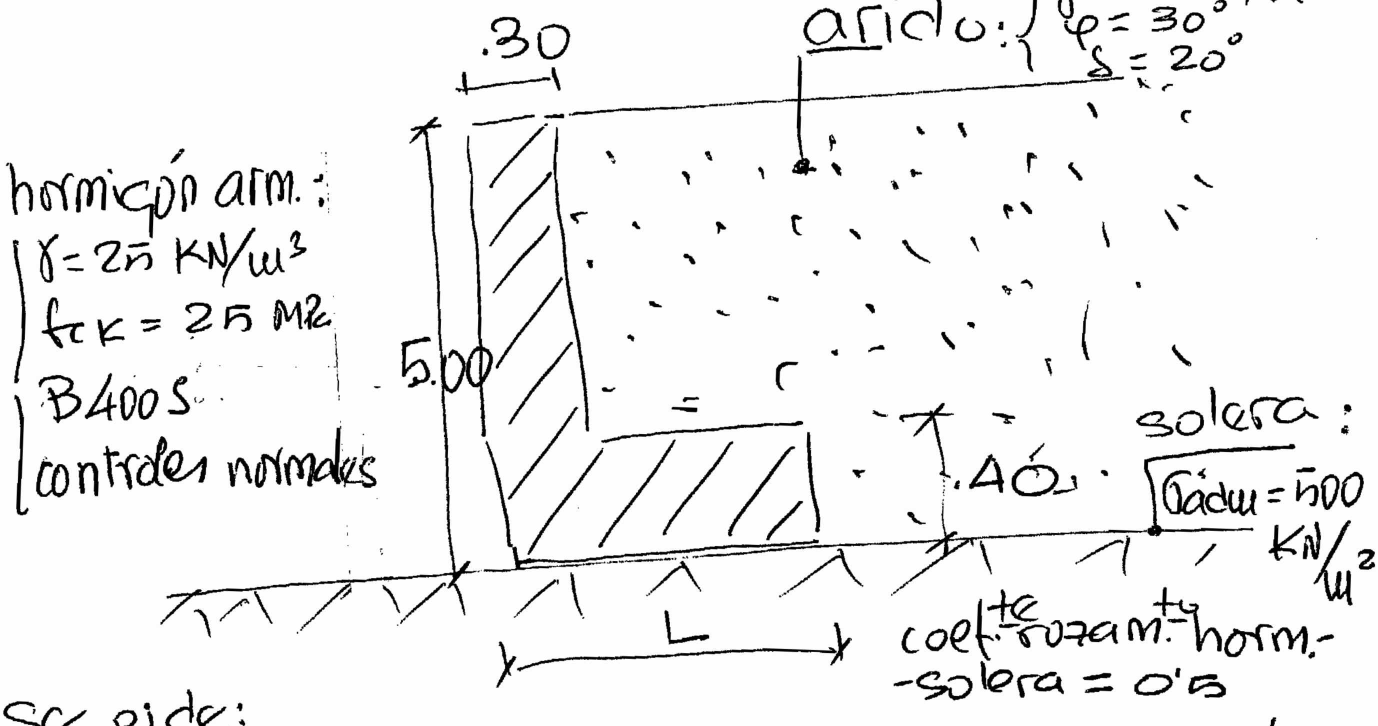
Sección B $\quad \sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_2}{W} = 700 \pm \frac{83.6 \times 10^5}{120318} = \left| \begin{array}{l} \sigma_s = 769\ N/cm^2 \\ \sigma_i = 631\ N/cm^2 \end{array} \right.$

3er CURSO ING. T. de O.P.

EXAMEN DE H. A. y P. – SEPT. 2003

Ej. 1

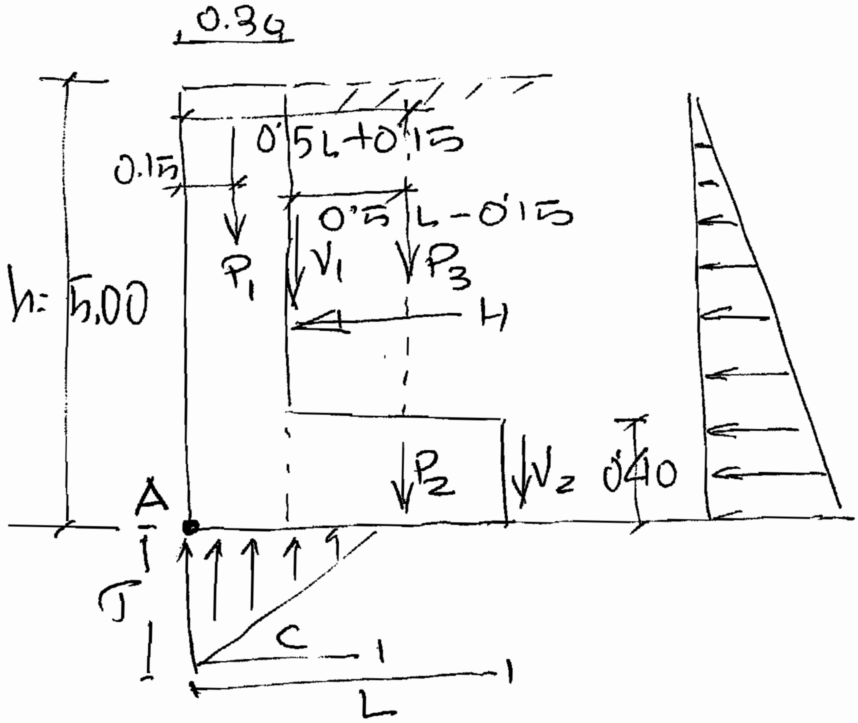
Se desea transformar una nave industrial en silo de almacén de áridos. Para ello se dispone un muro en su contorno interior según figura:



Se pide:

1) Longitud L de la base para que el coeficiente de seguridad al vuelco sea = 1'5.
2) Comprobar que para la longitud obtenida el coef.te de seg. al deslizamiento es ≥ 1'5.
3) Comprobar que la tensión máxima sobre solera no supera la admisible.
4) Disponer la armadura del muro con su correcto despiece.

Solución del Ej. 1



$\varphi = 30^\circ$; $\delta = \frac{2}{3}\varphi$;
$\gamma = 2\ t/m^3$
$\lambda_H = 0'28$
$\lambda_V = 0'10$

$H = \lambda_H \gamma \frac{h^2}{2}$

$V_1 = \lambda_V \gamma \frac{(h-0'4)^2}{2}$

$V_2 = \lambda_V \left(\gamma \frac{0'4^2}{2} + 4'6 \cdot 2 \cdot 0'4\right)$

1) $P_1 = 0'3 \cdot 5 \cdot 2'5 = 3'75\,t$; $P_2 = 0'4(L-0'30) \cdot 2'5\ t$

$P_3 = 4'6(L-0'30)2$; $H = 0'28 \cdot 2 \cdot \frac{5^2}{2} = 7\,t = 70\,kN$

$V_1 = 0'10 \cdot 2 \cdot \frac{4'6^2}{2} = 2'12\,t$; $V_2 = 0'10\left(2\frac{0'4^2}{2} + 4'6 \cdot 2 \cdot 0'4\right) = 0'38\,t$

$K_{seg\,vuelco} = 1'5 = \frac{M_{est}}{M_{vuelc}}$

$$1'5 = \frac{P_1 \cdot 0'15 + (P_2+P_3)(0'5L+0'15) + V_1 \cdot 0'30 + V_2 \cdot L}{H \cdot \frac{h}{3}}$$

sust^do y despejando:

$L = 1'77 \approx 1'80\ m.$

2) $K_{seg.desl.} = \frac{(P_1+P_2+P_3+V_1+V_2) \cdot 0'5}{H} = 1'54 > 1'5$

3) Equilibrio de fuerzas y mom.tos (resp. a A)

$$\begin{cases} P_1 + P_2 + P_3 + V_1 + V_2 = \frac{1}{2}\sigma \cdot c \\ P_1 0'15 + (P_2+P_3)(0'5L+0'15) + V_1 \cdot 0'30 + V_2 L - H\frac{5}{3} = \frac{1}{2}\sigma \cdot c \frac{c}{3} \end{cases}$$

despejando y sust.do: $c = 0'87$ m ; $\sigma = 49'29$ KN/m²

$\sigma < \sigma_{adm}$: la zapata es válida

4) Arm. mín.

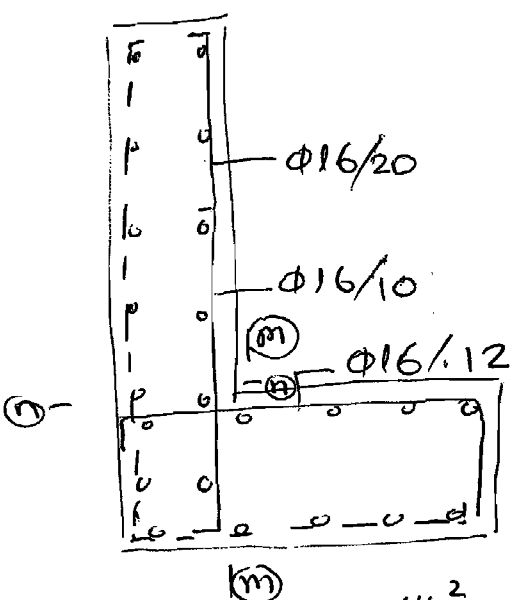
en zapata: a repartir en ambos paramentos y en ambas direcciones:

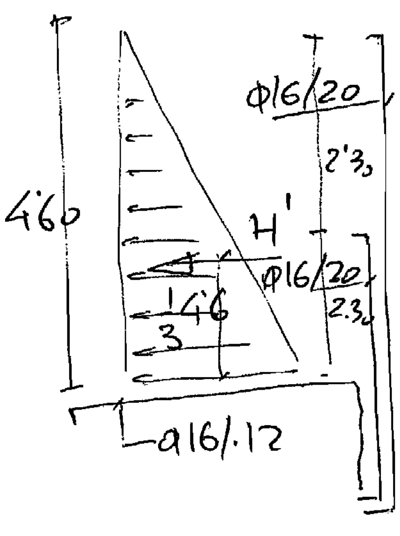
$\frac{1'8}{1000} 40 \cdot 100 = 12'7$ cm² ~ $10\phi12$

en alzado: lado comprim. vertical,

$0'3 \frac{3'2}{1000} 30 \cdot 100 = 2'88$ cm² ~ $\phi12/30$

en cada paramento $\frac{1}{2}\frac{4}{1000} 30 \cdot 100$ ~ $5\phi12$





$e = .30 \rightarrow d = .26$

$e = .40 \rightarrow d = .36$

$U_c = f_{cd}\, b\, d$

$U_s = 0'85 U_c \left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{0'85 U_c d}}\right.$

$f_{cd} = \frac{25}{1'5} = 16'66$ MPa

$M_d = M \cdot \gamma_f = M \cdot 1'6$

$H' = 0'28 \cdot 2 \cdot \frac{4'6^2}{2} = 5'92$ mt. (del lado seg. se prescinde del roz.)

en (n)-(n) $- M = H' \cdot \frac{4'6}{3} = 90'8$ KNm $- U_s = 609$ KN ~ $\phi16/10$

en (m)-(m) $- M = (P_2+P_3)\frac{L-0'3}{2} + V_2(L-0'3) = 120'4$ KNm $-$

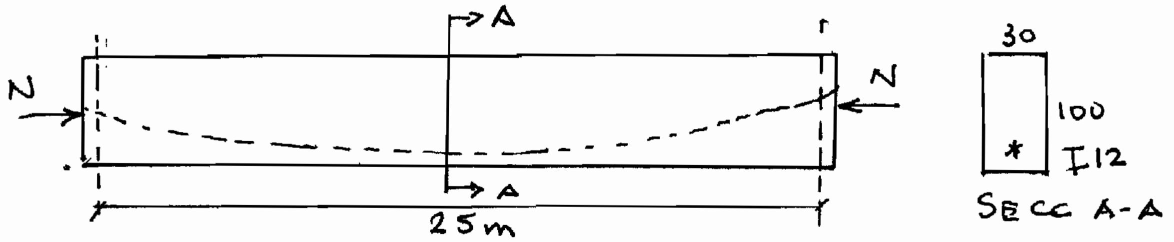
$- U_s = 566$ KN $- \phi16/.12$

Mel

INGENIERIA TECNICA DE OO. PP. Exámen 10-SEP'03

HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO

Una viga de 25 m de luz, de seccion 30 x 100 cm (bxh) se va a utilizar para contrarestar el empuje de dos pantallas que le aportan una compresión centrada de valor N = 2000 KN. La viga está arriostrada transversalmente de forma contínua en toda su longitud.



Materiales HP-40/P/20/IIa Acero B500 SD (USAR SOLO ϕ25 y ϕ8)
Nivel de control intenso.

Determinar:

a) Armaduras pasivas que permitan resistir la acción de las pantallas. Se despreciará la deformación por flexión de la viga. Realizar un esquema de la sección armada.

b) Tensión media en el hormigón, suponiendo que la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón es n = 12.

Con el fin de resistir cargas adicionales se ha dejado en el interior de la viga una vaina para introducir un tendón de pretensado. La posición de la vaina en la sección central es de 12 cm respecto de la fibra inferior (sección A-A).

Determinar

c) Fuerza maxima inicial de pretensado que se puede aplicar en la sección central para cumplir el artículo 49.2.1 de la EHE (j = 28 días).

d) Con la fuerza anterior, tensiones extremas en la sección central.

SOLUCION AL EJERCICIO 2.

→ luis Martínez

ⓐ $f_{cd} = 2.67\ KN/cm^2$ $\quad f_{yd} = \left| \begin{array}{l} 43.8\ KN/cm^2 \text{ (trac)} \\ 40 \quad " \quad \text{(comp)} \end{array} \right.$

Pieza a compresión simple (se desprecia la flexion por pp en este caso)

$\lambda = \frac{l_0}{i}$; $i_c = \frac{100}{2\sqrt{3}} = 28.9$ cm. ; $\lambda = 86.6 \to$ compr. a pandeo; $e_{min} \nless \left| \begin{array}{l} \frac{h}{20} = 5 cm \\ 2 cm \end{array} \right.$; $e_e = 5$ cm

$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\ \frac{h+20e_e}{h+10e_e}\ \frac{l_0^2}{50 i_c}$; $\beta = 1.5$ (va a haber armadura en las 4 caras).

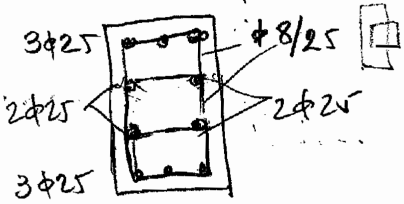
$\varepsilon_y = 2.17 \times 10^{-3}$; $\varepsilon = 4 \times 10^{-3}$ (carga permanente al 100%)

$e_a = 1.18 \times 6.17 \times 10^{-3}\ \frac{100+100}{100+50}\ \frac{25^2 \times 10^4}{50 \times 28.9} = 42$ cm ; $e_t = 47$ cm.

ABACOS CON ARMADURA SIMETRICA (PIEZA PREFABRICADA); $\gamma_f = 1.35$

$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{2000 \times 1.35}{30 \times 100 \times 2.67} = \frac{2700}{8010} = 0.337$; $\mu = \nu \frac{e_t}{h} = 0.158 \to \omega = 0.15$

$A_{tot} \cdot f_{yd} = \omega A_c f_{cd} = 0.15 \times 8010 = 1202$ KN ; $A_{tot} = \frac{1202}{40} = 30\ cm^2$; $6\phi25 = 29.45$ cm VALE.



ⓑ La tension media deforma al acero y al hormigon. Hay que usar la seccion homogeneizada A_h:

$A_h = A_c + (n-1) A_s = 3000 + (12-1) \times 29.45 = 3324\ cm^2$.

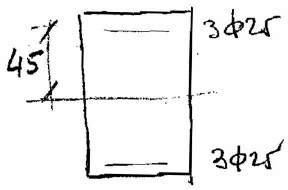
$\sigma' = \frac{2000}{3324} = 0.60\ KN/cm^2 = 600\ N/cm^2$.

ⓒ Tensión maxima de compresión segun EHE 49.2.1 : $0.6 f_{ck,j}$

$\sigma_{adm} = 0.6 f_{ck} = 2400\ N/cm^2$

Tension en la fibra inferior de la sección central.

$\sigma_i = \sigma' + \frac{P}{A_h} - \frac{M}{I_h} \cdot \frac{h}{2} + \frac{P \cdot e}{I_h} \frac{h}{2}$; I_h = Inercia de la sección homogeneizada.



$I_h \simeq I_c + (n-1) I_s = \frac{1}{12} 30 \times 100^3 + 11 \times 2 \times 14.73 \times 45^2 = 3{,}156 \times 10^6\ cm^4$

peso propio : $0.3 \times 25 = 7.5$ KN/m. ; e = excentricidad | net = 38 cm

M = momento por peso propio = $\frac{7.5 \times 25^2}{8} = 586$ KN·m

$\sigma' + \frac{P}{3324} - \frac{586 \times 10^5}{3{,}156 \times 10^6} \times 50 + \frac{P \times 38}{3{,}156 \times 10^6} \times 50 = 2400$; P en Newtons.

$P = 3021 \times 10^3 N = 3021$ KN.

ⓓ En la fibra superior de la sección central

$\sigma_{sup} = \frac{3021 \times 10^3}{3324} + \frac{586 \times 10^5}{3{,}156 \times 10^6} \times 50 - \frac{3021 \times 38 \times 10^3}{3{,}156 \times 10^6} \times 50 + 600$

$\sigma_{sup} = 909 + 928.4 - 1819 + 600 = 618\ N/cm^2$.

En la inferior: $\sigma_{inf} = 909 - 928.4 + 1819 + 600 = 2399.6 \simeq 2400\ N/cm^2$

(COMO TENÍA QUE SER)

EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO – Septiembre de 2.003

Apellidos___________________________ Nombre_____________ Nº Expte:____

De la zapata de la figura se pide:

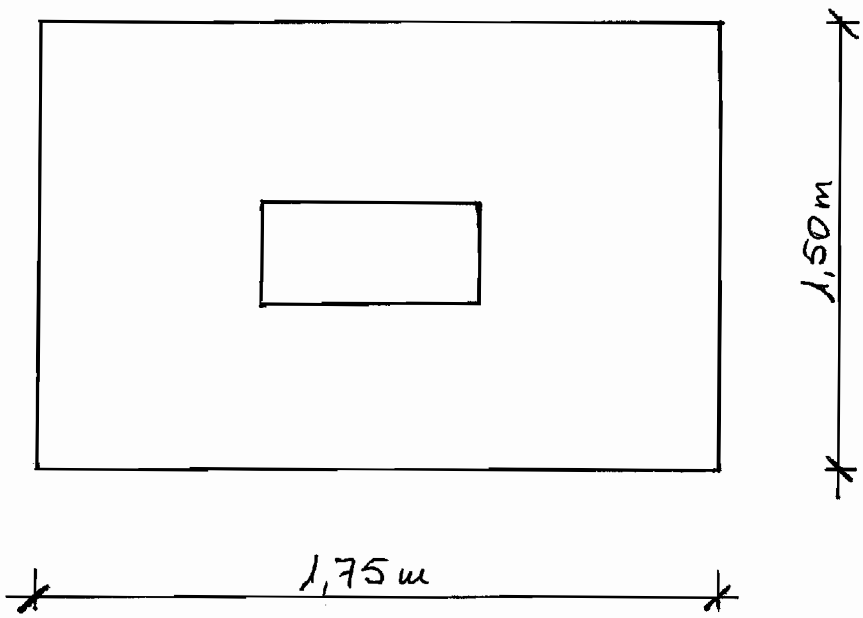
1. Calcular el canto de la zapata para que sea rígida.
2. Calcular la armadura necesaria en cada una de las dos direcciones principales.
3. Dibujar un croquis de la zapata indicando la disposición de la armadura y el tipo de hormigón a emplear.

La zapata tendrá unas dimensiones en planta de 1,75 m de longitud, 1,50 m de anchura. Las cargas que le transmite el pilar centrado de dimensiones 500 x 300 mm en su base son: N= 60 kN (incluyendo el peso propio del soporte), M= 40 m·kN y V= 15 kN. Sólo se debe considerar momento en una dirección (la de la dimensión mayor de la zapata). El pilar se va a realizar con HA-25.

Otros datos de interés son:

$f_{yk} = 500$ N/mm^2 γterreno = 18 kN/m^3 γhormigón =25 kN/m^3

φterreno =30° σadmisible = 250 KN/m^2



—> LCGA

EXAMEN DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO – Septiembre de 2.003

De la zapata se pide:

1. Calcular el canto de la zapata para que sea rígida.
2. Calcular la armadura necesaria en cada una de las dos direcciones principales.
3. Dibujar un croquis de la zapata indicando la disposición de la armadura y el tipo de hormigón a emplear.

La zapata tendrá unas dimensiones en planta de 1,75 m de longitud, 1,50 m de anchura. Las cargas que le transmite el pilar centrado de dimensiones 500 x 300 mm en su base son: N= 60 kN (incluyendo el peso propio del soporte), M= 40 m·kN y V= 15 kN. Sólo se debe considerar momento en una dirección (la de la dimensión mayor de la zapata). El pilar se va a realizar con HA-25.

SOLUCIÓN:

1° Definición del canto:

$v=\dfrac{A-a}{2}=\dfrac{1{,}75-0{,}5}{2}=0{,}625m \qquad h\geq\dfrac{v}{2}=0{,}31m$ Se elije 0,50m por ser canto mínimo.

2° Comprobación de la estabilidad

$$N_T = N+\gamma_c\cdot A\cdot B\cdot H = 60+25\cdot 1{,}75\cdot 1{,}5\cdot 0{,}5 = 60+32{,}81 = 92{,}81KN$$
$$M_T = M+V\cdot H = 40+15\cdot 0{,}5 = 47{,}5KN\cdot m$$

Vuelco:

$$C_V=\frac{M_E}{M_V}=\frac{N\cdot\frac{A}{2}}{M}=\frac{92{,}81\cdot\frac{1{,}75}{2}}{47{,}5}=1{,}71>1{,}5 \text{ Admisible}$$

Deslizamiento:

$$C_d=\frac{N\cdot\mu}{V}=\frac{N\cdot tag\frac{2}{3}\varphi}{V}=\frac{92{,}81\cdot tag\frac{2}{3}30}{15}=2{,}25>1{,}5$$

Hundimiento:

$$e=\frac{M}{N}=\frac{47{,}5}{92{,}81}=0{,}51 \qquad \frac{A}{6}=0{,}29\leq e\leq\frac{A}{3}=0{,}58 \qquad \text{Diagrama triangular}$$

$$\sigma_{máx}=\frac{2\cdot N}{3\cdot\left(\frac{A}{2}-e\right)\cdot B}=\frac{4}{3}\cdot\frac{N}{(A-2\cdot e)\cdot B}=73{,}06KN/m^2 \quad <1{,}25\cdot\sigma_{adm}\ ;\ 1{,}25\cdot\sigma_{adm}=1{,}25\cdot 250=312{,}5KN/m^2$$

: Admisible

3º Cálculo de la armadura:

$$\sigma_1 = \frac{(A-3\cdot e)\cdot\sigma_{máx}}{3\cdot\left(\frac{A}{2}-e\right)} = 14{,}68KN/m^2$$

$$R_1 = \frac{N}{18}\cdot\frac{\frac{5}{2}-6\frac{e}{A}}{\left(\frac{1}{2}-\frac{e}{A}\right)^2} = \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{máx}+\sigma_1)\cdot\frac{A}{2}\cdot B = 57{,}58KN \qquad X_1 = \frac{A}{3}\cdot\frac{4-9\cdot\frac{e}{A}}{5-12\cdot\frac{e}{A}} = 0{,}53m$$

$$Td = \gamma_f\cdot\frac{R_1}{0{,}85\cdot d}(X_1-0{,}25\cdot a) = 1{,}6\cdot\frac{57{,}58}{0{,}85\cdot 0{,}45}(0{,}53-0{,}25\cdot 0{,}5) = 97{,}55KN \approx 0{,}02\text{cm}^2$$

4º Elección de la armadura:

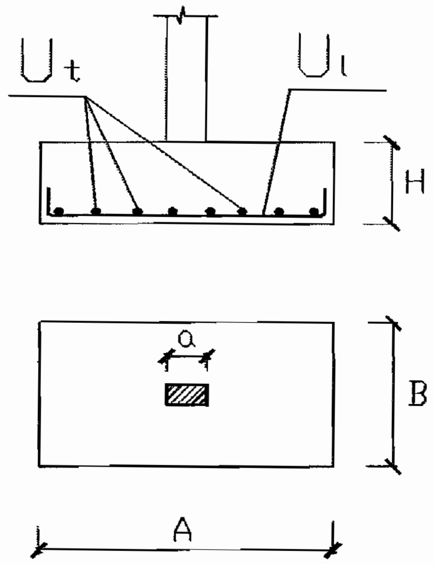
Comprobación de mínimos geométricos:

Según tabla 42.3.5 de EHE : 1,8 por mil de la sección de hormigón:

$$\text{Asl} = 1{,}8\cdot\text{B}\cdot\text{H} = \frac{1{,}8}{1000}\cdot 150\cdot 45 = 12{,}15cm^2 \qquad \text{Ast} = 1{,}8\cdot\text{A}\cdot\text{H} = \frac{1{,}8}{1000}\cdot 175\cdot 45 = 14{,}17cm^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la obtenida en el cálculo, debo disponer esta última:

Usl ⇨ 7ϕ16 a 25 cm de separación Ust ⇨ 8ϕ16 a 25 cm de separación



El hormigón a disponer debe ser como mínimo de 20N/mm^2 de resistencia característica, pero no debe ser de resistencia inferior a la del pilar al que va a cimentar. Por tanto, se debería disponer HA - 25.

CURSO 2001-2002

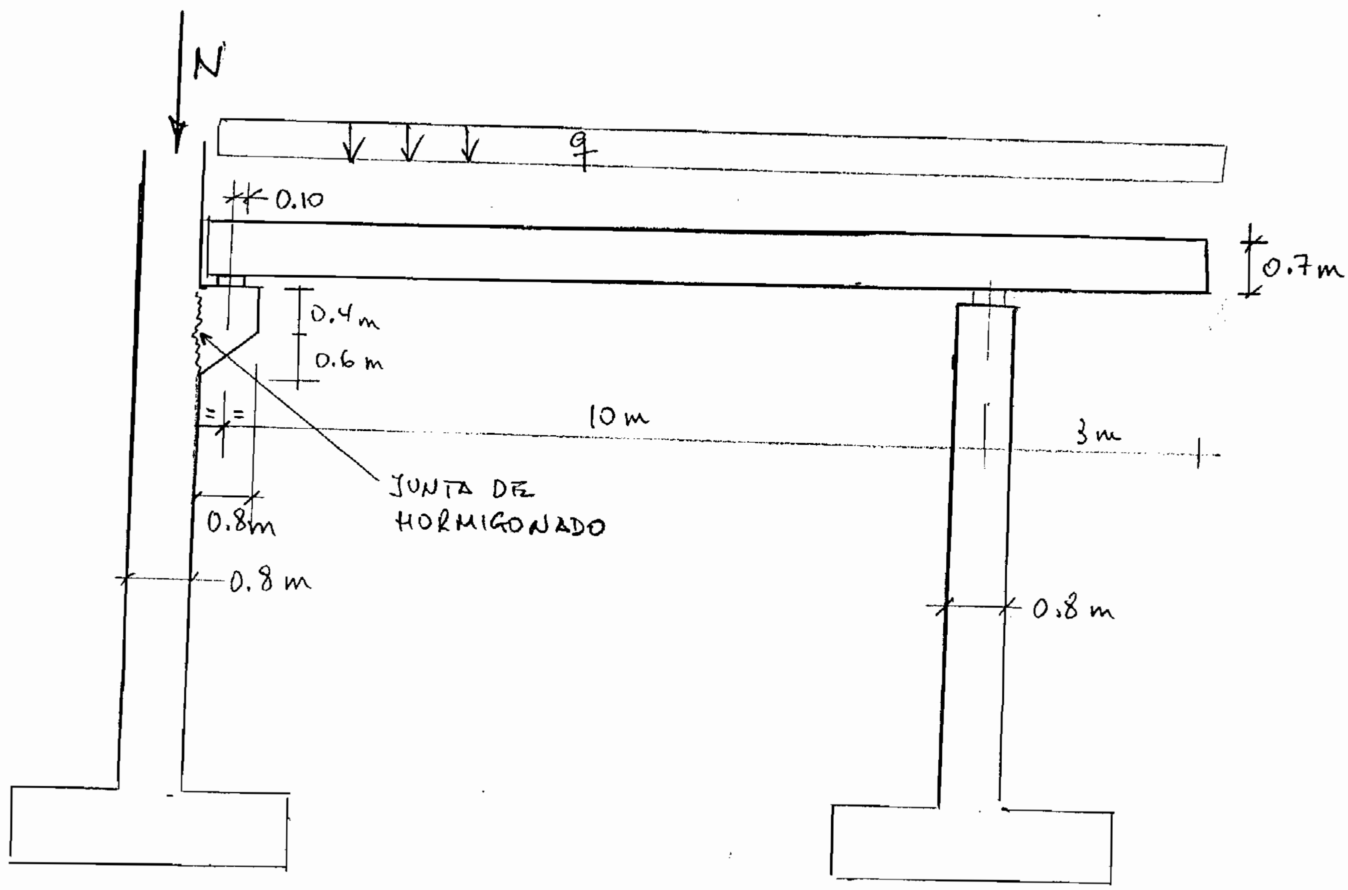
INGENIERÍA TÉCNICA DE OO. PP.

Hormigón Armado y Pretensado **Examen 19-12-01**

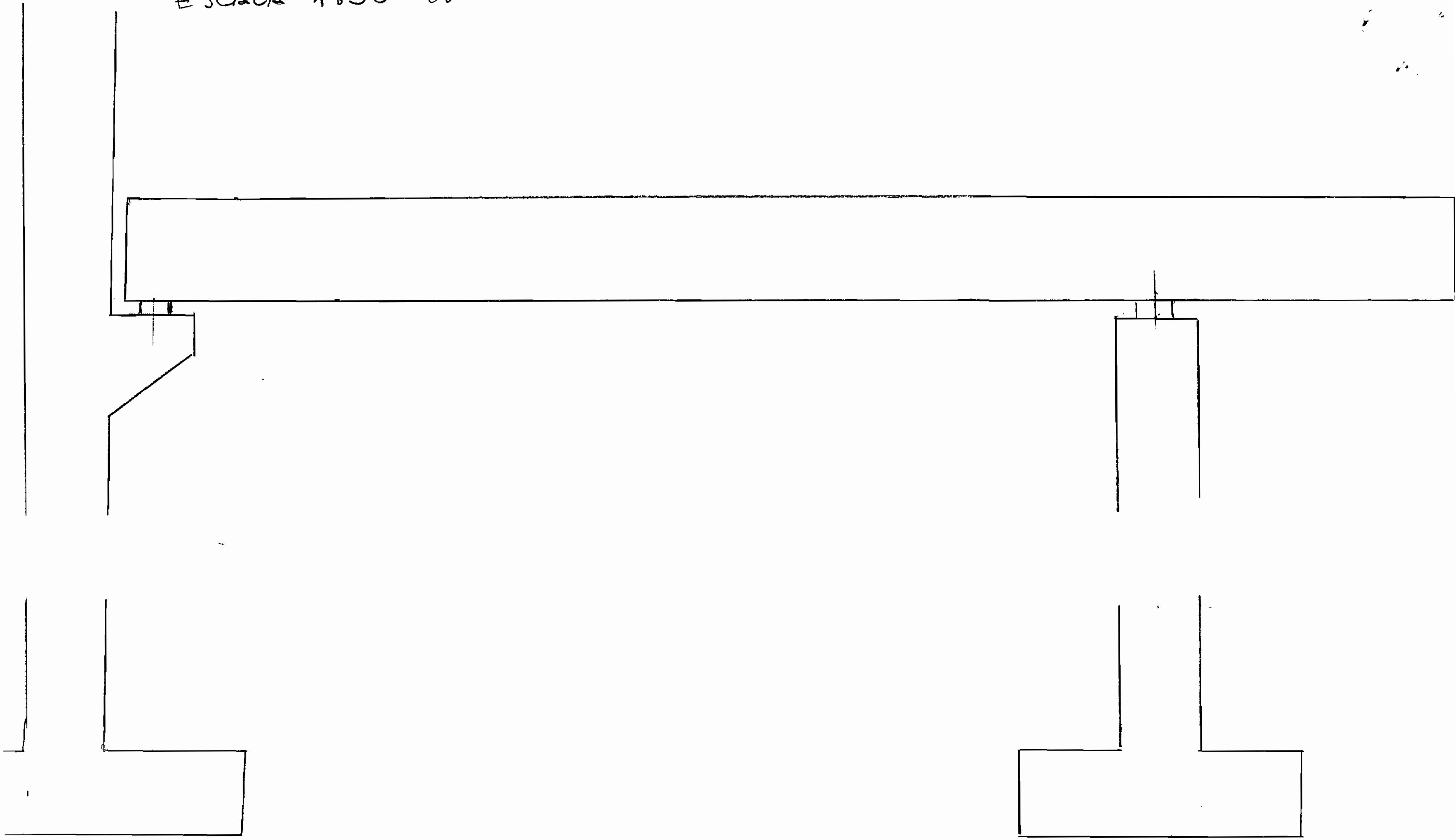
EJERCICIO PRÁCTICO

Dibujar y justificar las armaduras necesarias en los elementos de la estructura adjunta, utilizando el esquema de la página 2. Datos:

1) Las zapatas serán de planta cuadrada.
2) Las cargas son N = 600 kN, q = 50 kN/m. Se desprecia el peso propio de vigas y pilares.
3) La anchura de todas las piezas es 30 cm (normal al papel).
4) La longitud de pandeo de ambos pilares es l_k = 5 m.
5) Materiales HA-30, B500-S, σ_{adm} = 100 kN/m^2 en el terreno, γ_f = 1.6
6) Usar diámetros 8, 12 y 20 mm.

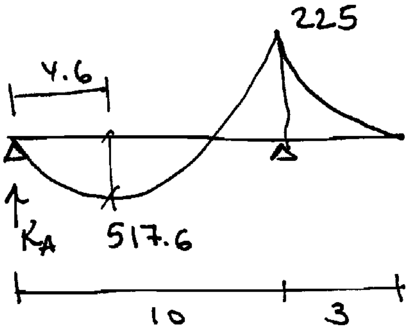


ESCALA 1:50 (SALVO ZAPATAS Y CANTO DE VIGA).



RESULTADO EJERCICIO PRÁCTICO

$\boxed{\text{PINTEL}}$ $d = 65\,cm$ $f_{cd} = 2\,KN/cm^2$ $f_{yd} = 43.5\,KN/cm^2$



$R_A = 227.5\,KN$ $M^+ = 25(9.1x - x^2)$; $M_{max} = 517.6\,KN\cdot m$

$M_d^+ = 828.1\,KN.m$ $U = 1720\,KN$ ($39.5\,cm^2$) $13\phi 20 = 40.84\,cm^2$

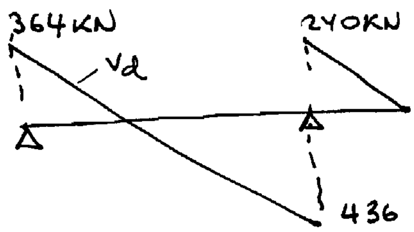
$M^- = 225\,KN\cdot m$ $M_d^- = 360\,KN.m$ $U = 610\,KN$ ($14\,cm^2$)

$A_{min} = 5.04\,cm^2$. ($\times 0.3 = 1.5\,cm^2$) $4\phi 20 + 3\phi 12 = 15.96\,cm^2$

$l_{bI} = 13 \times 2^2 = 52\,cm$ $\frac{l}{3} + d = 85\,cm$ $l_{bI\,neta} = \frac{28.27}{40.84}\,52 + 65 = 101\,cm$

$l_{bII} = 73\,cm$ $\frac{l}{3} + d = 90\,cm$ $l_{bII\,neta} = \frac{9.67}{15.96}\,73 + 65 = 110\,cm$

CORTANTES



$V_{u1} = 0.3 f_{cd} b d = 1170\,KN$ | $1/5 = 234$, $2/3 = 780$ $(s_t)_{min} = 30\,cm$.

con $4\phi 20$ $100\rho_1 = 0.82 \not> 2$ $\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{65}} = 1.55$

$V_{cu} = 1.55\,(0.82 \times 30)^{1/3} \times 3 \times 6.5 = 87.9\,KN$; $V_{su} = V_d - V_{cu}$

Apoyo Izq.: $V_{su} = 276\,KN = 0.9\,d\,\frac{U_{it}}{s_t}$; $\frac{U_{it}}{s_t} = \frac{276}{0.9d} = 472\,KN/m$ $\phi 8/0.08$

Apoyo central $V_{su} = 348\,KN$ $\frac{U_{it}}{s_t} = 595\,KN/m$ $2\,\phi 8/12$

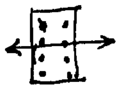
Ménsula $V_{su} = 152\,KN$ $\frac{U_{it}}{s_t} = 260\,KN/m$ $\phi 8/15$;

$\phi 8/12 \rightarrow \frac{U_{it}}{s_t} = 335\,KN/m \rightarrow V_d' = 284\,KN$; $\phi 8/25 \rightarrow \frac{U_{it}}{s_t} = 161\,KN/m \rightarrow V_d'' = 182\,KN$

PILAR IZQUIERDO: $N_d = 1324\,KN$ $M_d = 291\,KN$ $i_1 = \frac{80}{2\sqrt{3}} = 23\,cm$ $i_2 = 8.66\,cm$

$\lambda_1 = 21.7 < 35$ No hay pandeo; $\lambda_2 = 58 \rightarrow$ comp. a pandeo.

① $\nu = \frac{1324}{4800} = 0.27$ $\mu = \frac{291}{4800 \times 0.8} = 0.08$ ω mínimo $4‰ = 9.6\,cm^2$ | $4\phi 20 = 12.57$, $10\phi 12 = 11.31\,cm^2$

② $e_t = e_e + e_a$ $e_e = 2\,cm$; $\beta = 1$  $h = 30\,cm$; $\varepsilon_y = 2.17 \times 10^{-3}$; $\varepsilon_y + \varepsilon = 5.17 \times 10^{-3}$

$e_a = 4.7\,cm$ $e_t = 6.7\,cm$. $\nu = 0.27$ $\mu = 0.06$ ω mínimo.

MENSULA: $\cot\theta = 1$ $T_{1d} = 364\,KN$ $A_s = 9\,cm^2$ ($4\phi 20 = 12.57$); $A_{2d} = 1.8\,cm^2$ ($4\phi 8$)

PILAR DERECHO: $N_d = 676\,KN$ $M_d \simeq 676 \times 0.067 = 45.3\,KN \rightarrow \omega$ mínima

ZAPATA IZQ.: $N = 827\,KN$ $M = 182\,KN\cdot m$ $h = 0.8\,m$ $A \simeq 9.5\,m^2$ 3.3×3.3

$pp = 3.3^2 \times 25 \times 0.8 = 218\,KN$; $N_t = 1045\,KN$; $e = 0.185 < \frac{3.3}{6}$ $\sigma_m = \frac{1045}{3.3^2} = 96\,KN/m^2$

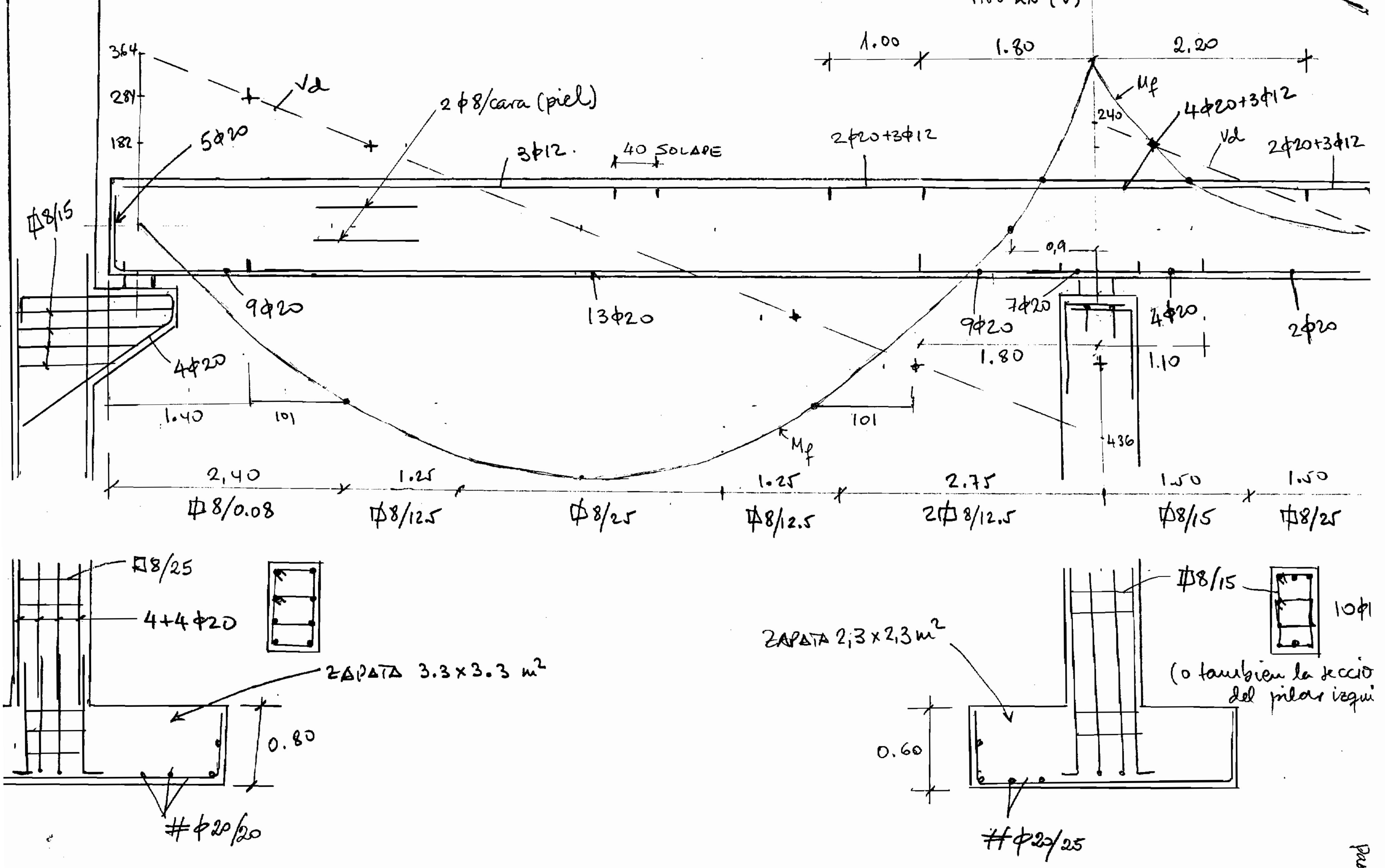
$\sigma_{max} = \sigma_m\left(1 + \frac{6e}{a}\right) = 128\,KN/m^2 \simeq 125\,\sigma_{adm}$; $N_d = 1323\,KN$; $R_1 = 235\,KN$; $x_1 = 0.86\,m$

$T_d = \frac{235}{0.85 \times 0.65}(0.86 - 0.25 \times 0.8) = 261\,KN$ ($6.33\,cm^2$) ; $U_{min} = 0.18h = 14.4\,cm^2 \rightarrow \phi 20/20$

ZAPATA DERECHA. $N = 423\,KN$ $2{,}3 \times 2{,}3\,m^2$ $h = 0.6\,m$. $N_t = 502\,KN$

$\sigma_m = 95\,KN/m^2$ Armadura mínima geométrica: $10.8\,cm^2/m$ ($4\phi 20/m$)

ESCALA 1:50 (SALVO ZAPATAS Y CANTO DE VIGA). 1 cm = 100 kN·m (M_f) / 100 kN (V)



pag 2

3er Curso ING. T. O. P.
Examen de H.A. y P. - 5-FEB.-2002

Apellidos y Nombre:

(1) - En la estructura de un puente fabricado "in situ" con control a nivel intenso, se utiliza un hormigón del tipo:

HA - 30 / P / 30 / IIIa

expresar:

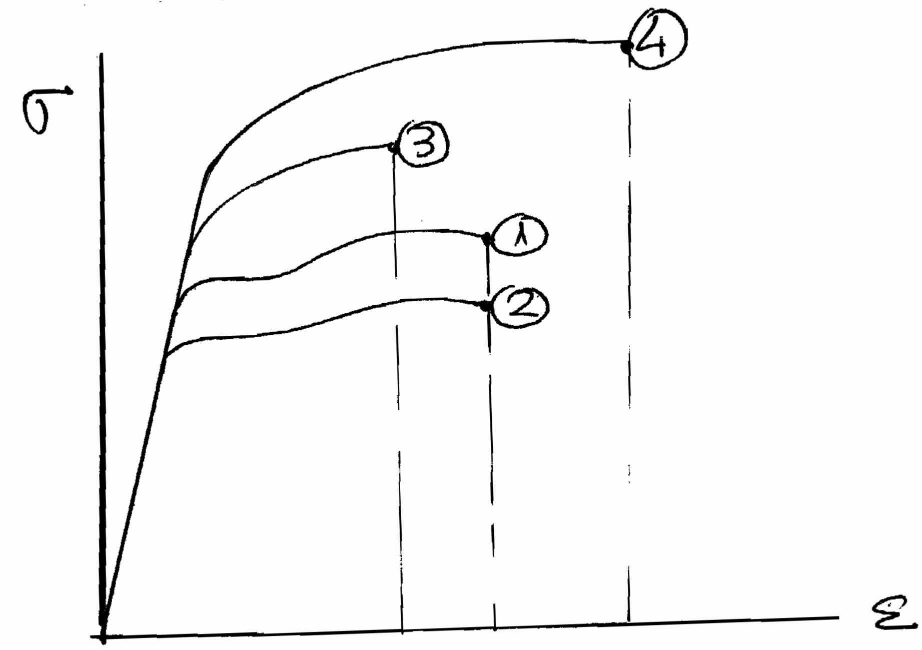
1.1- cantidad mínima de cemento por m^3 ——— $\boxed{\quad}$

1.2- idem máxima idem. idem ——— $\boxed{\quad}$

1.3- máxima relación a/c ——— $\boxed{\quad}$

1.4.- Suponiendo armaduras $\phi 20$, recubrimiento mínimo ——— $\boxed{\quad}$

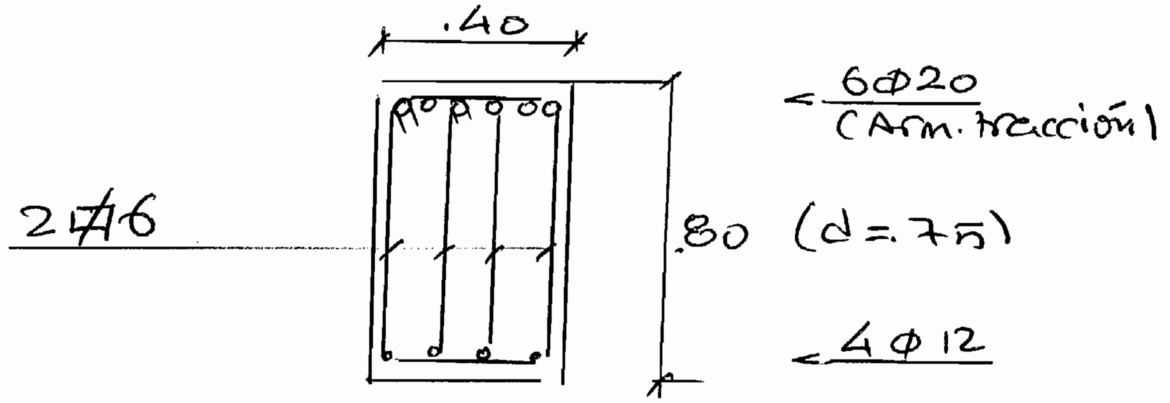
(2) - En un acero de armar se provoca un estirado en frío. Siendo el diagrama origen el (1), indicar cual sería el nuevo diagrama que adoptaría en un nuevo ensayo de tracción-deformación, y las principales características que sufren variación.



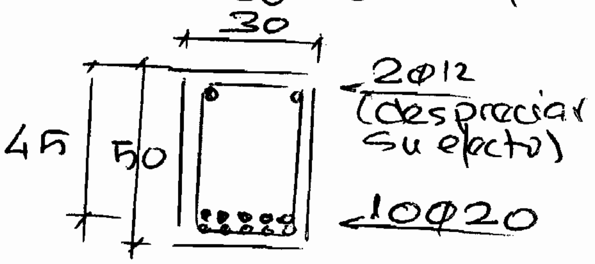
3 — En dos partidas consecutivas de armaduras $\phi 25$ se obtienen los pesos por metro de 36'2 N y 37'0 N. Indicar, razonándolo, si el lote correspondiente debe aceptarse o rechazarse.

(4)- obtener la separación máxima a la que debe disponerse el 2-estribo de la fig. para que absorba esfuerzo cortante, suponiendo que este tomase valores superiores a 1300 KN

H-30 ; B500S ; control. normales

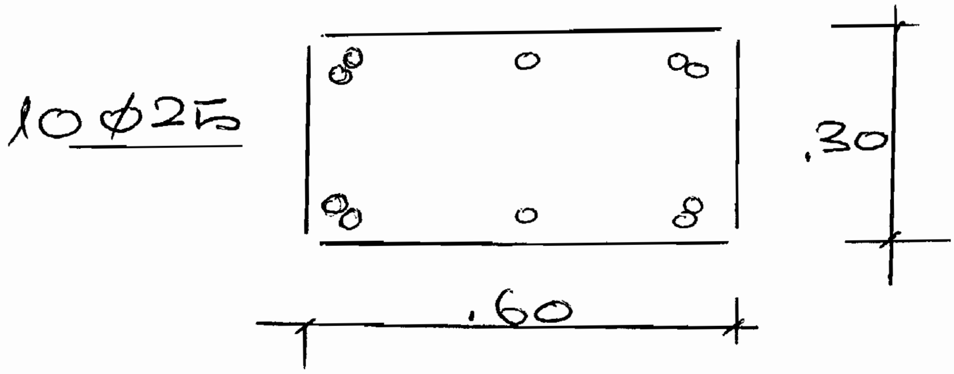


(5)- En la sección de la figura aumente el momento flector hasta la rotura. Deducir como se producirá ésta.

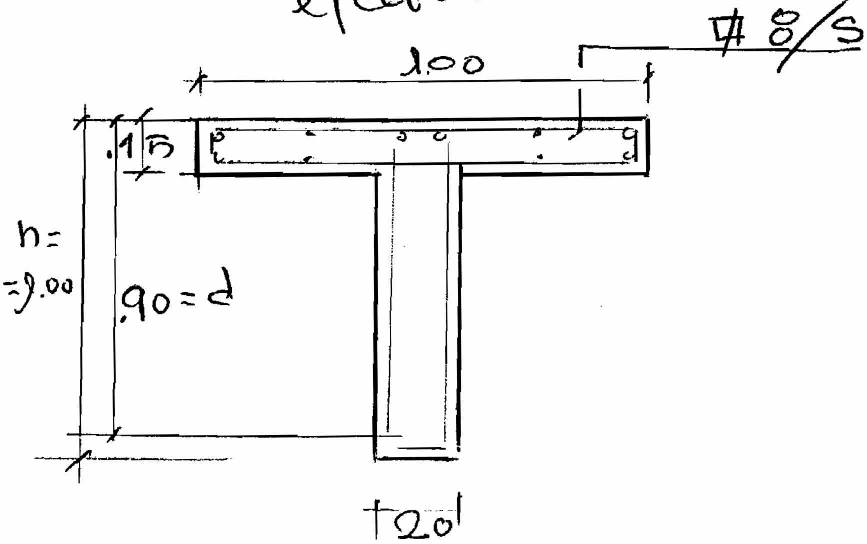


H-30 ; B500S ; cont. NORM.

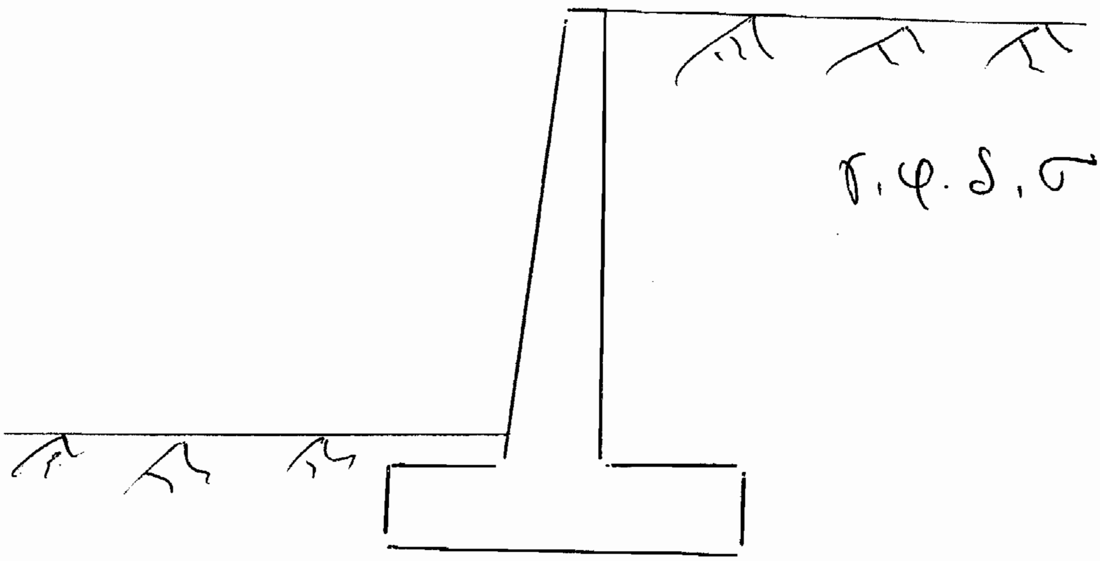
(6) – Disponer los estribos en el pilar de la figura



(7) – suponiendo que el ala de la viga en T necesita por flexión 1∅8/20 y que todo el esfuerzo rasante ala-alma deberá ser absorbido por ∅8, hallar la separación s entre estribos de dos ramas que absorban ambos efectos siendo $V_d = 200$ kN (B 500 S)



8 - Indicar en el muro de la figura la disposición de sus armaduras y las solicitaciones que deberán ser tenidas en cuenta para su cálculo



9 - Una tubería cilíndrica, hueca, de longitud "infinita", de 1'50 m de ϕext., en cuyo interior existe la presión atmosférica, se introduce en el mar a 500 m de profundidad.
Obtener el espesor de su pared, despreciando el efecto de su armado, suponiendo hormigón H-50, $\gamma_c = 2$, $\gamma_f = 1$

10- Una viga simplemente apoyada, de 20 m de luz, de sección rectangular 30x90 cm, sometida a su peso propio, se pretensa con una excentricidad de 35 cm en la sección central.
Suponiendo nulas las pérdidas de pretensado, obtener:

10.1.- Fuerza de pretensado para que la flecha al tesar sea nula.

10.2.- Trazado del tendón para que la pieza mantenga su directriz recta

SOLUCION DEL EJERCICIO

(1) - En la estructura de un puente fabricado "in situ" con control a nivel intenso, se utiliza un hormigón del tipo

HA - 30/P/30/IIIa

expresar:

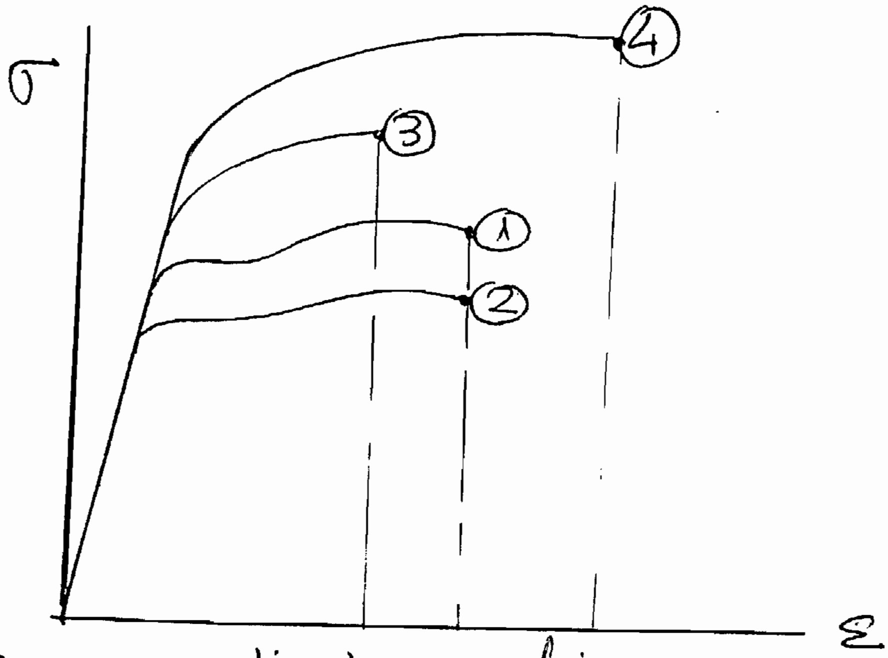
1.1- cantidad mínima de cemento por m^3 —— $\boxed{300}$ (T. 37.3.2.a)

1.2- idem máxima idem. idem —— $\boxed{400}$ (A. 68°)

1.3- máxima relación a/c —— $\boxed{0'5}$ (T 37.3.2.a)

1.4.- Suponiendo armaduras $\phi 20$, recubrimiento mínimo (mm) —— $\boxed{35+5=40}$ (A. 37.3.2.4)

(2) - En un acero de armar se provoca un estirado en frío. Siendo el diagrama origen el (1), indicar cual sería el nuevo diagrama que adoptaría en un nuevo ensayo de tracción-deformación, y las principales características que sufren variación.



El ③ : El estirado en frío provoca la pérdida del escalón de cedencia, menor deformación a la rotura y un incremento de su límite elástico y tensión de rotura.

③ — En dos partidas consecutivas de armaduras $\phi 25$ se obtienen los pesos por metro de 36'2 N y 37'0 N. Indicar, razonándolo, si el lote correspondiente debe aceptarse o rechazarse.

(A.31.1 y A.90.5)

sección nominal $\phi 25 = \frac{\pi \cdot 2'5^2}{4} = 4'91\ cm^2$

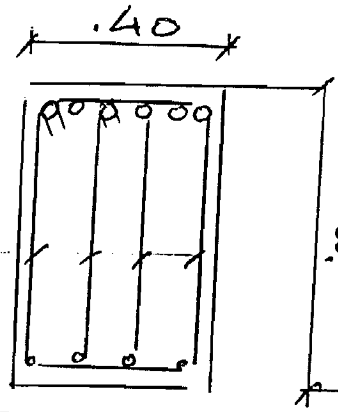
secc. eq. 1ª partida $= \frac{36'2}{0'077 \cdot 100} = 4'70\ cm^2$

" " 2ª " $= \frac{37'0}{0'077 \cdot 100} = 4'80\ cm^2$

Las secciones equiv. de ambas partidas superan el 95'5% de la sección nominal (= 95'5%/4'91 = 4'69 cm²). Luego, el lote debe aceptarse.

4 - Obtener la separación máxima a la que debe disponerse el 2-estribo de la fig. para que absorba esfuerzo cortante, suponiendo que éste tomara valores superiores a 1300 KN

H-30 ; B500S ; control normales



$V_c = f_{cd}\, b\, d = \frac{30}{1'5} \cdot 400 \cdot 750 = 6 \cdot 10^6\, N = 6000\, KN$

$V_{u1} = 0'3\, V_c = 1800\, KN$; $V_d = 1300 > \frac{2}{3} V_{u1}$

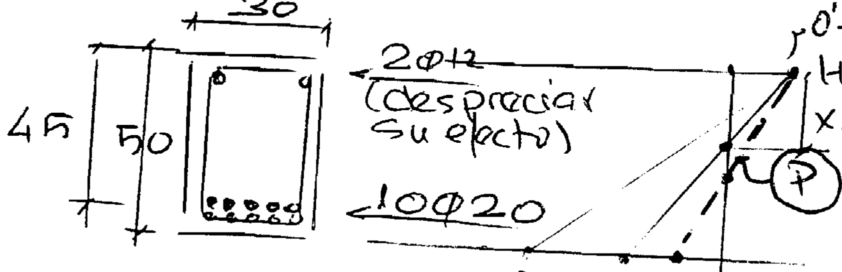
$V_{st}(4\phi6) = 45'24\, KN$; $S_t \leq 0'3d = 22'5 \not> 20\, cm$

$A_s f_{yd} = V_s = \frac{V_{st}}{S_t} \geq 0'02 \cdot b\, f_{cd} = 0'02 \frac{V_c}{d}$

$S_t \leq \frac{1}{0'02} \cdot \frac{45'24}{6000} \cdot 75 = 28'5\, cm$

luego: $S_{máx.} = 20\, cm$

5 - En la sección de la figura aumente el momento flector hasta la rotura. Deducir cómo se producirá ésta.



$V_c = f_{cd}\, b \cdot d = 2700\, KN \left(= \frac{30}{1'5} \cdot 300 \cdot 450\, N\right)$

En la posición límite la armadura necesaria será $U_{s\,lim} = 0'425\, U_c = 1147'5\, KN$

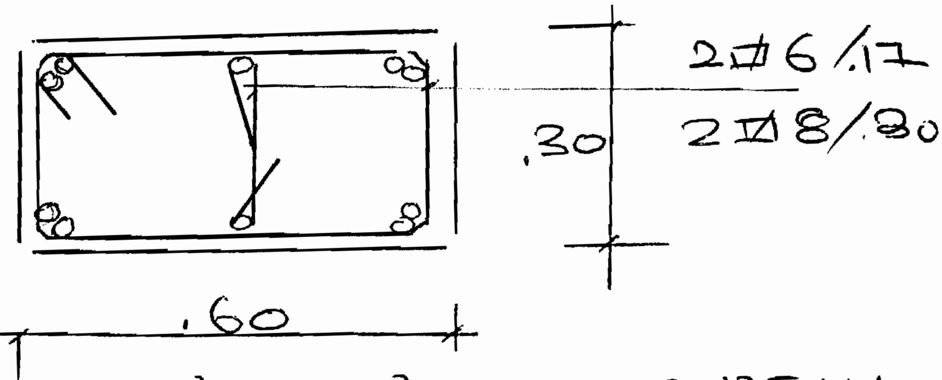
$U(10\phi20) = 1365'9\, KN > U_{s\,lim}$

La sección romperá conforme al plano (P) sobrada de armadura por estallido del hormigón

⑥ — Disponer los estribos en el pilar de la figura

10 Ø25

(A.42.3)



Φ_{eq} 2Ø25 : $\frac{\pi \Phi_e^2}{4} = 2\frac{\pi \cdot 25^2}{4}$; $\Phi_e = 35'35$ mm

$\Phi_t \geq \frac{1}{4}\Phi_e = 8'83$ mm

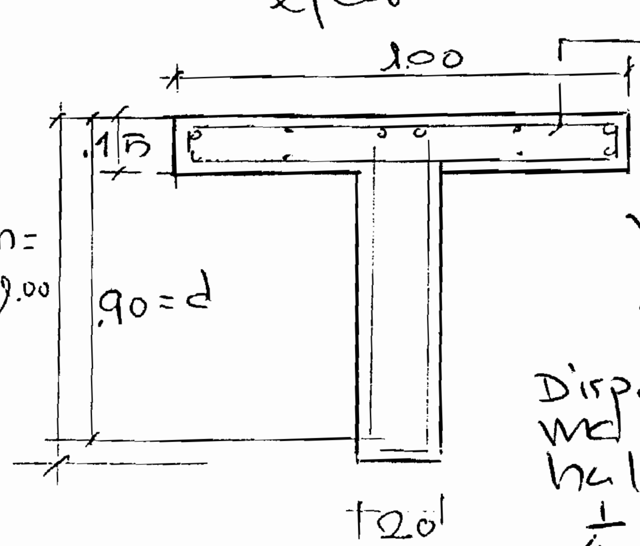
$s \leq 15 \cdot 25 = 375$ mm ⊁ 300

con Ø6 : $\left.\begin{matrix} 6^2 - s \\ 8'83^2 - 375 \end{matrix}\right\}$ $s = 173 \sim 17$ cm

con Ø8 : $\left.\begin{matrix} 8^2 - s \\ 8'83^2 - 375 \end{matrix}\right\}$ $s = 30'8 \sim 30$ cm

⑦ - suponiendo que el ala de la viga en T necesita por flexión 1Ø8/20 y que todo el esfuerzo rasante ala-alma deberá ser absorbido por Ø8, hallar la separación s entre estribos de dos ramas que absorban ambos efectos siendo $V_d = 200$ kN (B500S)

(A 44.2.3.5)



$U_{st}(2\phi 8) = 40'21$ kN

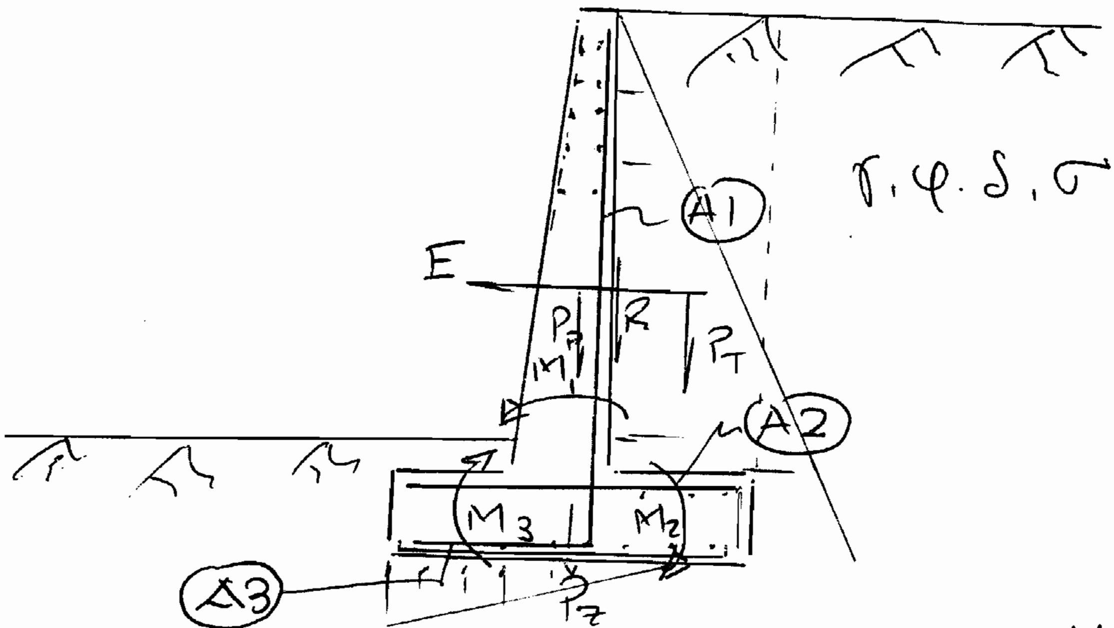
$V_d \frac{b_0}{b} = 200 \frac{400}{100} = 0'9 U_{st} \frac{d}{s_t} : 0'9 \cdot 40'21 \frac{9}{s}$

$s_t = 40$ cm

Disponiendo ambas armad. en forma de estribos horizontales se halla:

$\frac{1}{40} + \frac{1}{20} = \frac{1}{s}$; $s = 13'3$ cm

(8) – Indicar en el muro de la figura la disposición de sus armaduras y las solicitaciones que deberán ser tenidas en cuenta para su cálculo



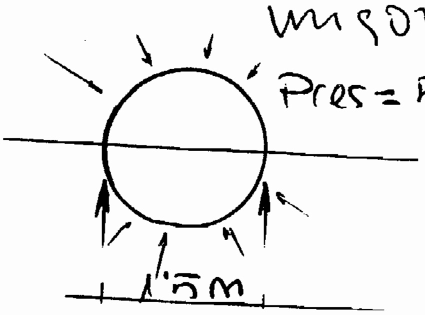
(A1) para el emp. E, vertic. P_p, R (∈ prov. M_1)

(A2) " M_2 provoc. por peso tierras P_T, talon

(A3) " M_3 respuesta terreno sin p.p zapata

Reit: arm. rep. según T 42.3.5

(9) – Una tubería cilíndrica, hueca, de longitud "infinita", de 1'50 m de ϕext., en cuyo interior existe la presión atmosférica, se introduce en el mar a 500 m de profundidad.
Obtener el espesor de su pared, despreciando el efecto de su armado, suponiendo hormigón H-50, $\gamma_c = 2$, $\gamma_f = 1$



Pres = 5000 KN/m² : 5000 · 1'5 · 1 = 2F ; F = 3750 KN

$F = 0'85 \cdot f_{cd} \cdot l \cdot e = 0'85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot l \cdot e$

$3750000 = 0'85 \frac{50}{2} \cdot 1000 \cdot e$; $e = 176'5 \simeq$

$\simeq 180$ mm

(10)- Una viga simplemente apoyada, de 20 m de luz, de sección rectangular 30x90 cm, sometida a su peso propio, se pretensa con una excentricidad de 35 cm en la sección central.

Suponiendo nulas las pérdidas de pretensado, obtener:

10.1.- Fuerza de pretensado para que la flecha al tesar sea nula.

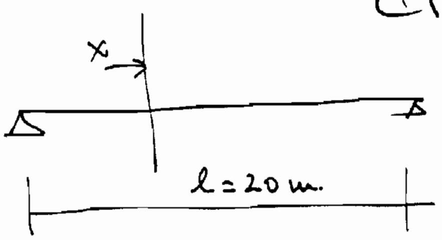
Peso propio $q = 25 \times 0.3 \times 0.9 = 6.75$ KN/m.

Sección central $M_{ext} = \dfrac{6.75 \times 20^2}{8} = 337.5$ KN/m.

Para que no haya flecha este momento ha de ser compens con el de pretensado

$P \cdot e = M_{ext}$ $\quad P = \dfrac{337.5}{0.35} = 964$ KN

10.2.- Trazado del tendón para que la pieza mantenga su directriz recta



Para que la directriz permanezc recta, la composición del pretensado y del momento exterior debe ser una compresión uniforme

$P \cdot e_x = M_x$ $\quad M_x = \dfrac{ql}{2} x - \dfrac{q x^2}{2} = \dfrac{q}{2}(l-x)x$

$e_x = \dfrac{q}{2P}(l-x)x$ $\quad e_x(\text{cm}) = 0.35(l-x)x$ (l, x en metro)

(Parábola de 2° grado)

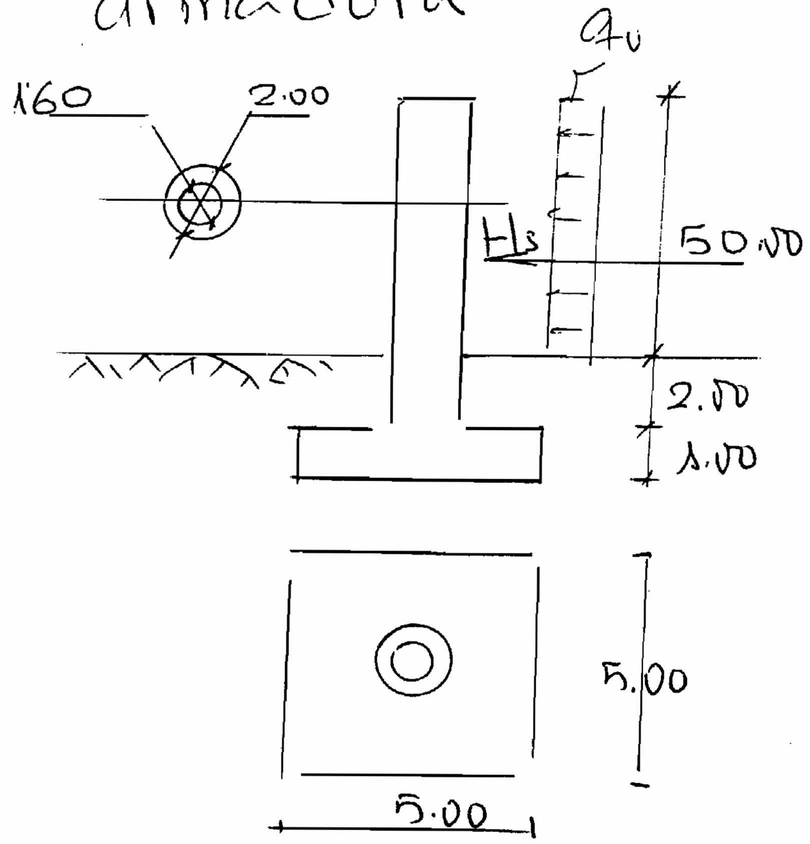
EXAMEN H.A. y P. — SEPT. 2002 (11. sep. 2002)

Ej. 2 3er CURSO ING.T. DE O.P.

En zona sísmica y de fuertes vientos se pretende construir una chimenea de 50 m de altura sobre la rasante del terreno con las características que se dan más abajo.

1º Comprobar la validez de su zapata suponiendo un terreno de $\sigma_{adm} = 2\ Kp/cm^2$ ($200\ KN/m^2$) y un coefic. de seg. al vuelco $K = 1'5$

2º Independientemente del resultado anterior, dimensionar su armadura



viento:
$q_v = 0'2\ t/m$ ($2\ KN/m$)

Sismo:
$H_s = P \cdot s$
s = coef. sísm. = 0'3

Chimenea de h.a. } zap.
H-25 ($\gamma = 1'5$)
B 500 S
contr. normales

terreno:
$\gamma = 1'8\ t/m^3$ ($18\ KN/m^3$)

Examen H.A. y P.   Sept 2002.- 3er Curso Ing. I.O.

Solución ejer. 2

PP Chimenea $= \left(\frac{\pi \cdot 2^2}{4} - \frac{\pi \cdot 1'6^2}{4}\right) \cdot 2'5 \cdot 52 = 147'03\ t$

PP zapata $= 5 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 2'5 = 62'5\ t$

PP tierra s/zapata $= \left(25 - \frac{\pi \cdot 2^2}{4}\right) 1'8 \cdot 2 = 78'69\ t$

(se considera la acción horizont. absorbida por rozam. ; acción pasiva del terreno. y no se tienen en cuenta en este ejercicio)

1º Comprob. zapata

1.1.- Solo C. Gravit.

$N_{max} = 147'03 + 62'5 + 78'69 = 288'22\ t$

$\sigma = \frac{N_{max}}{25} = 11'52\ t/m^2 < \sigma_{adm}$

La zapata es válida en este caso

1.2.- C. grav. + viento

$N = 288'22\ t$

$M = 0'2 \cdot 50 \cdot 28 = 280\ mt$

$e = \frac{M}{N} = 0'97$ $\frac{2'50}{1'53}$

$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 288'22}{3 \cdot 1'53 \cdot 5} = 25'12 < 1'25\, \sigma_{adm}$

vuelco: $K = \frac{M_{est}}{M_{vuelc}} = \frac{288'22 \cdot 2'5}{280} > 1'5$

La zapata sería válida para esta solicitación

1.3.- C. grav. + sismo

$N = 288'22$

$M = 147'03 \cdot 0'3 \cdot 27 = 1191$ $\Big\}$ $e = \frac{M}{N} \gg \frac{5}{3}$

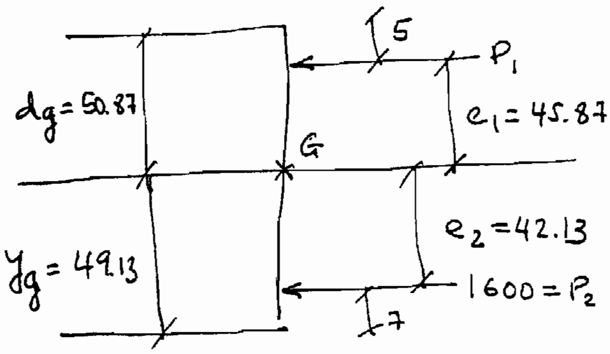
la zapata volcaría para esta solicit.

2º armaduras

Las máximas se obtendrían para el caso 1.2 (en el caso 1.2 se mayoraría con $\gamma_f = 1'6$ y en el 1.3 con $\gamma_f = 1$)

EXAMEN DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO 11/SEP/02

EJERCICIO 3 . SOLUCION.



$A = 2610\ cm^2$ $I = 359 \times 10^{-4}\ m^4$

(1) SECC. de APOYO, fibra sup:

$$\frac{P_1+P_2}{A} + \left(P_1 e_1 - P_2 e_2\right)\frac{d_g}{I} = 0$$

$$P_1\left(\frac{1}{A}+\frac{e_1 d_g}{I}\right) - P_2\left[\frac{e_2 d_g}{I} - \frac{1}{A}\right] = 0$$

$$P_1(3.831+6.5) = 1600(5.97-3.831) = 3422.4 \qquad \boxed{P_1 = 331.3\ KN}$$

(2) SECCION CENTRAL $pp = 0.261 \times 25 = 6.525\ KN/m$ $M_{ex} = 326.3\ KN\cdot m$

Fibra superior

$$\sigma_s = 0.9 P_1\left[1/A + \frac{e_1 d_g}{I}\right] - 0.9 P_2\left[\frac{e_2 d_g}{I} - \frac{1}{A}\right] + \frac{M_{ext}}{I} d_g = \frac{M_{ext}\, d_g}{I} = 4624\ KN/$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = 0.9 P_1\left[\frac{1}{A} - \frac{e_1 y_g}{I}\right] + 0.9 P_2\left[\frac{e_2 y_g}{I} + \frac{1}{A}\right] - \frac{M_{ext}}{I} y_g = 8629\ KN/m^2$$

(3) Fibra inferior, secc. central M_s = momento de servicio

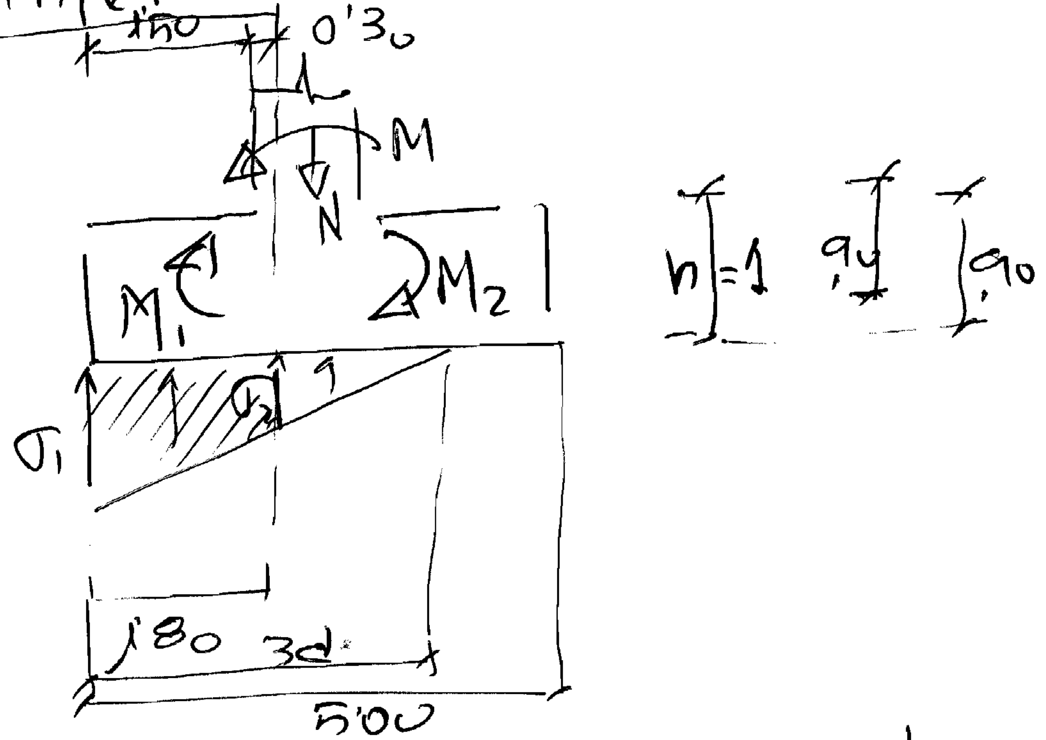
$$\sigma_i = 0.82 P_1\left[\frac{1}{A} - \frac{e_1 y_g}{I}\right] + 0.82 P_2\left[\frac{e_2 y_g}{I} + \frac{1}{A}\right] - \frac{M_s}{I} y_g = 0$$

$$0.82 P_1(-2.446) + 0.82 P_2(9.6) - \frac{M_s \times 49.13}{3.59} = 0 \qquad M_s = 871.8\ KN\cdot m$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8}$$ q_s = sobrecarga de servicio + peso propio. $= \Delta q + pp.$

$$q_s = \frac{871.8 \times 8}{400} = 17.4\ KN/m \qquad \Delta q = 10.9\ KN/m \text{ (sob. de servicio)}$$

arm. interior:



sin tener en cuenta el pp. de la zapata

$N = 225'72$ $\quad e = \frac{M}{N} = 1'24 \quad ; \quad d = 1'76$

$M = 280$

$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d \cdot 5} = 23'89 \quad ; \quad \sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{1'98}{3'79} = 12'51$

$\begin{array}{r} 23'89 \\ 12'51 \\ \hline 11'37 \end{array}$

$M_1 = 12'51 \frac{1'8^2}{2} + \frac{1}{2} 11'37 \; 1'8 \cdot \frac{2}{3} 1'8 = 32'54$ mt

arm. superior:

debido al pp. zap. + tierras:

$M_2 = (2'5 + 3'6) \frac{1'8^2}{2} = 9'88$ mt

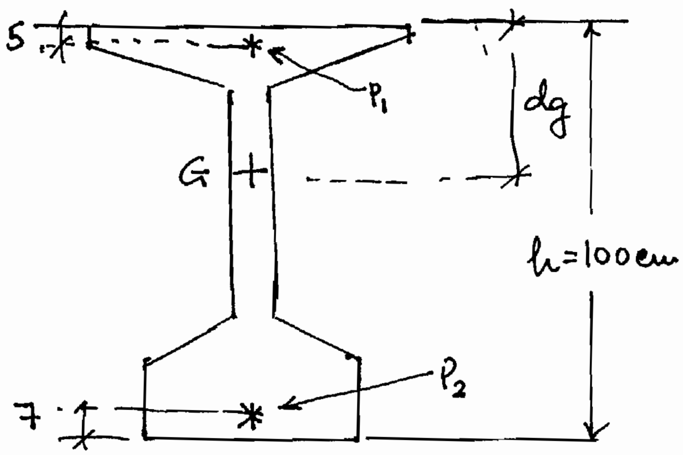
En ambos casos $U = U_{min} = 1'8‰$

6 ∅20 p.m. en ambos paramentos

EJERCICIO Nº 3

Una viga biapoyada isostáticamente, de 20 m de luz y sección según el esquema adjunto, se pretensa con tendones rectos situados en cabeza superior e inferior.

1) Si la fuerza de pretensado inferior es $P_2 = 1600$ KN, determinar la que hay que aplicar en el pretensado superior P_1 para que no existan tracciones en la sección de apoyo.



Area = 2610 cm²

Inercia (resp. a G) = 359×10⁴ cm⁴

dg = 50.87 cm.

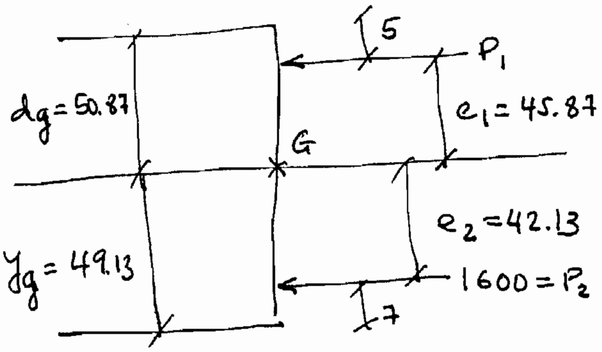
2) Suponiendo unas pérdidas iniciales del 10% en ambos pretensados, determinar las tensiones en las fibras extremas de la sección central.

3) Determinar la máxima carga repartida que puede soportar la viga en servicio suponiendo unas pérdidas finales del 18% y sin permitir tracciones.

ING. TECNICA DE OO. PP.

EXAMEN DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO 11/SEP/02

EJERCICIO 3. SOLUCION.



$A = 2610\ cm^2$ $I = 359 \times 10^{-4}\ m^4$

(1) SECC. de APOYO, fibra sup:

$$\frac{P_1+P_2}{A} + (P_1 e_1 - P_2 e_2)\frac{d_g}{I} = 0$$

$$P_1\left(\frac{1}{A} + \frac{e_1 d_g}{I}\right) - P_2\left[\frac{e_2 d_g}{I} - \frac{1}{A}\right] = 0$$

$$P_1(3.831 + 6.5) = 1600(5.97 - 3.831) = 3422.4 \qquad \boxed{P_1 = 331.3\ KN}$$

(2) SECCION CENTRAL $pp = 0.261 \times 25 = 6.525\ KN/m$ $M_{ex} = 326.3\ KN\cdot m$

Fibra superior

$$\sigma_s = 0.9 P_1\left[1/A + \frac{e_1 d_g}{I}\right] - 0.9 P_2\left[\frac{e_2 d_g}{I} - \frac{1}{A}\right] + \frac{M_{ext}}{I} d_g = \frac{M_{ext}\, d_g}{I} = 4624\ KN/m^2$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = 0.9 P_1\left[\frac{1}{A} - \frac{e_1 y_g}{I}\right] + 0.9 P_2\left[\frac{e_2 y_g}{I} + \frac{1}{A}\right] - \frac{M_{ext}}{I} y_g = 8629\ KN/m^2$$

(3) Fibra inferior, secc. central M_s = momento de servicio

$$\sigma_i = 0.82 P_1\left[\frac{1}{A} - \frac{e_1 y_g}{I}\right] + 0.82 P_2\left[\frac{e_2 y_g}{I} + \frac{1}{A}\right] - \frac{M_s}{I} y_g = 0$$

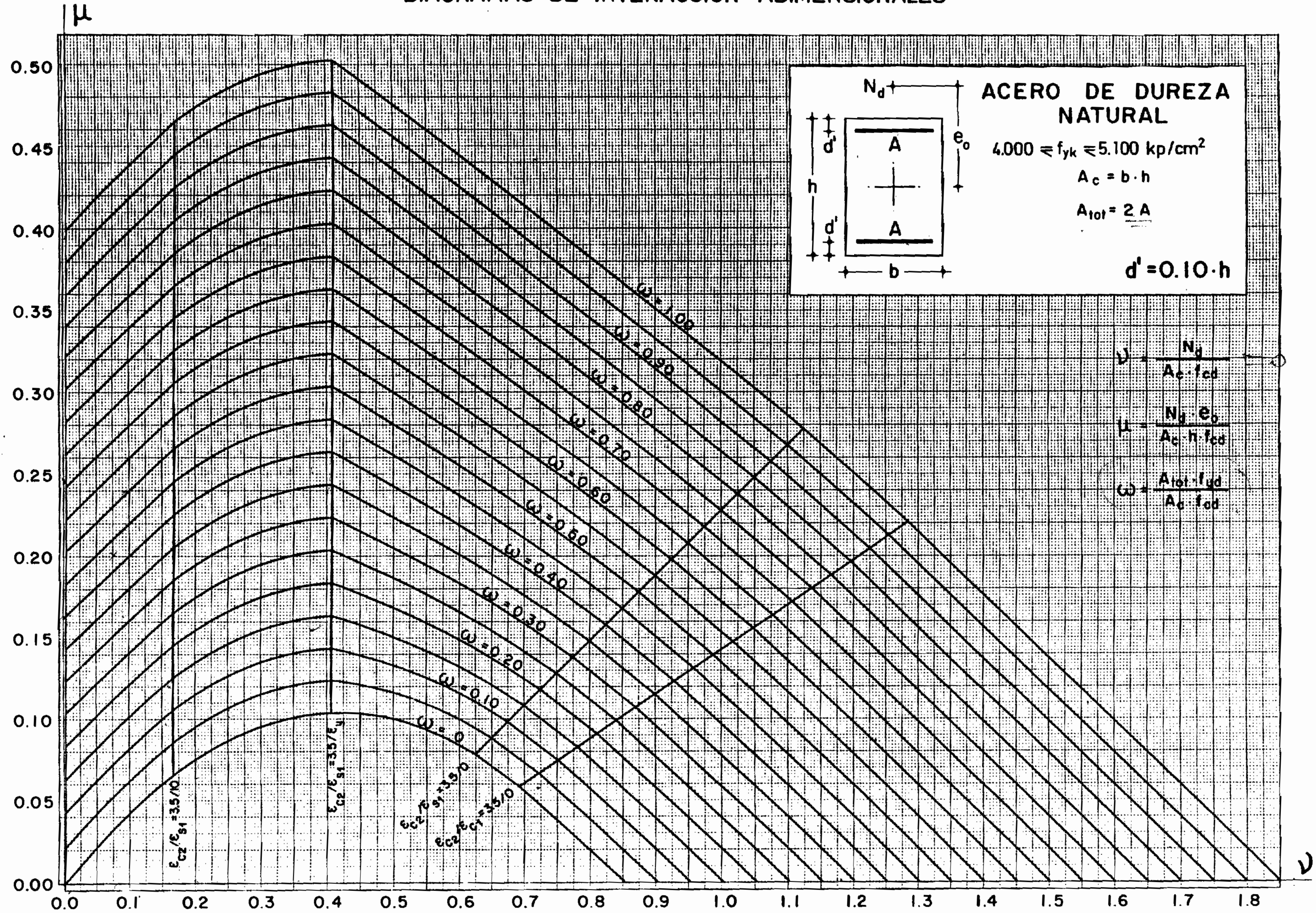
$$0.82 P_1(-2.446) + 0.82 P_2(9.6) - \frac{M_s \times 49.13}{3.59} = 0 \qquad M_s = 871.8\ KN\cdot m$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8}$$ q_s = sobrecarga de servicio + peso propio. $= \Delta q + pp.$

$$q_s = \frac{871.8 \times 8}{400} = 17.4\ KN/m \qquad \Delta q = 10.9\ KN/m \text{ (sob. de servicio)}$$

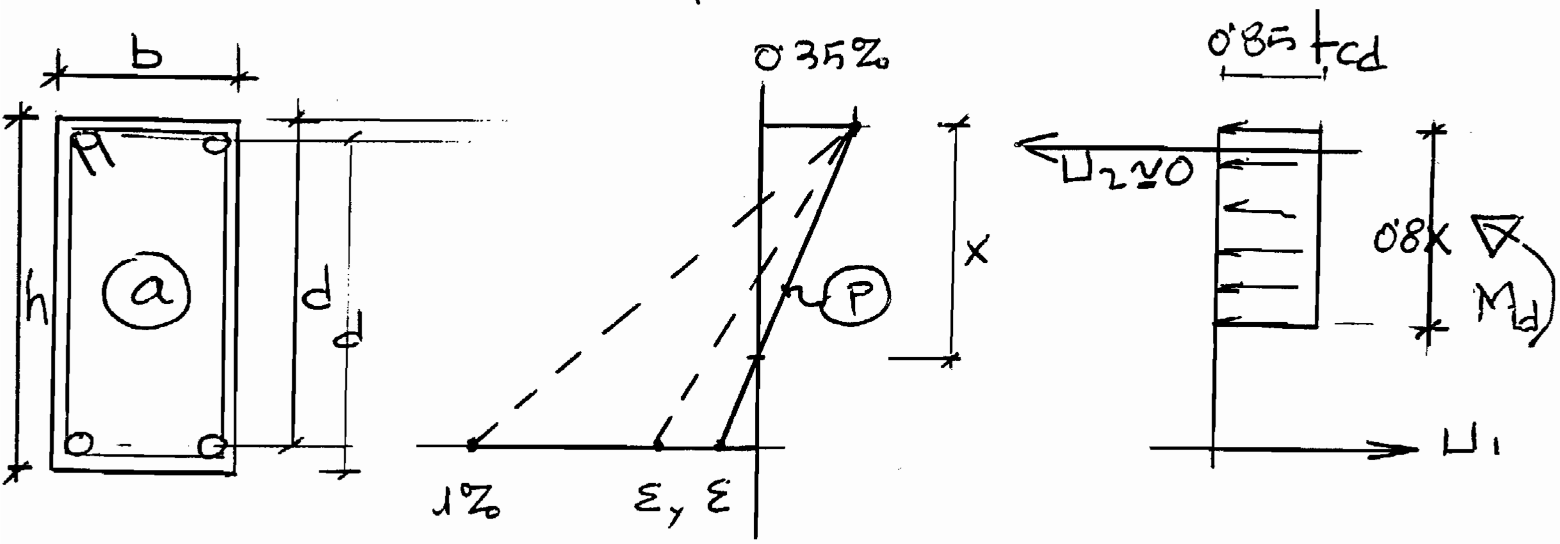
CURSO 2000-2001

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES

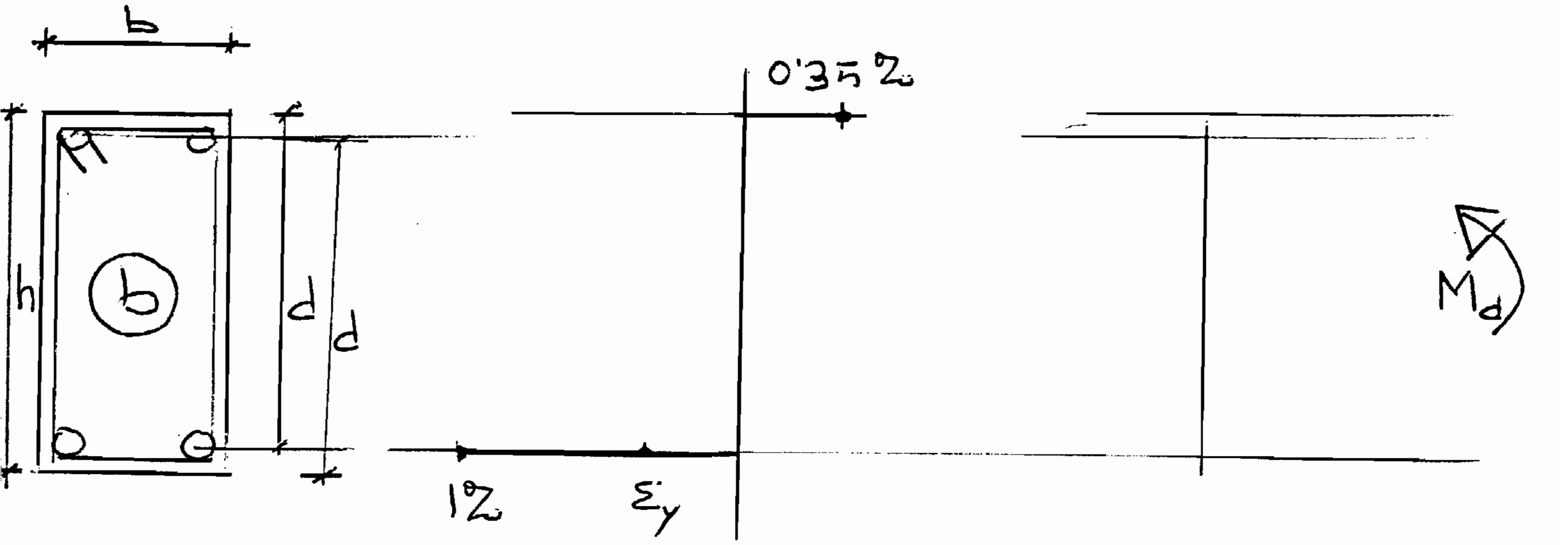


HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO (6.2.2001)

Ejercicio 1



$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$



La seccion b.h solicitada por M_d tiene en (P) su plano deformado según fig. (a).

1º Indicar porqué dicha situación no es deseable.

2º Indicar en la fig (b) la solución ideal de armado

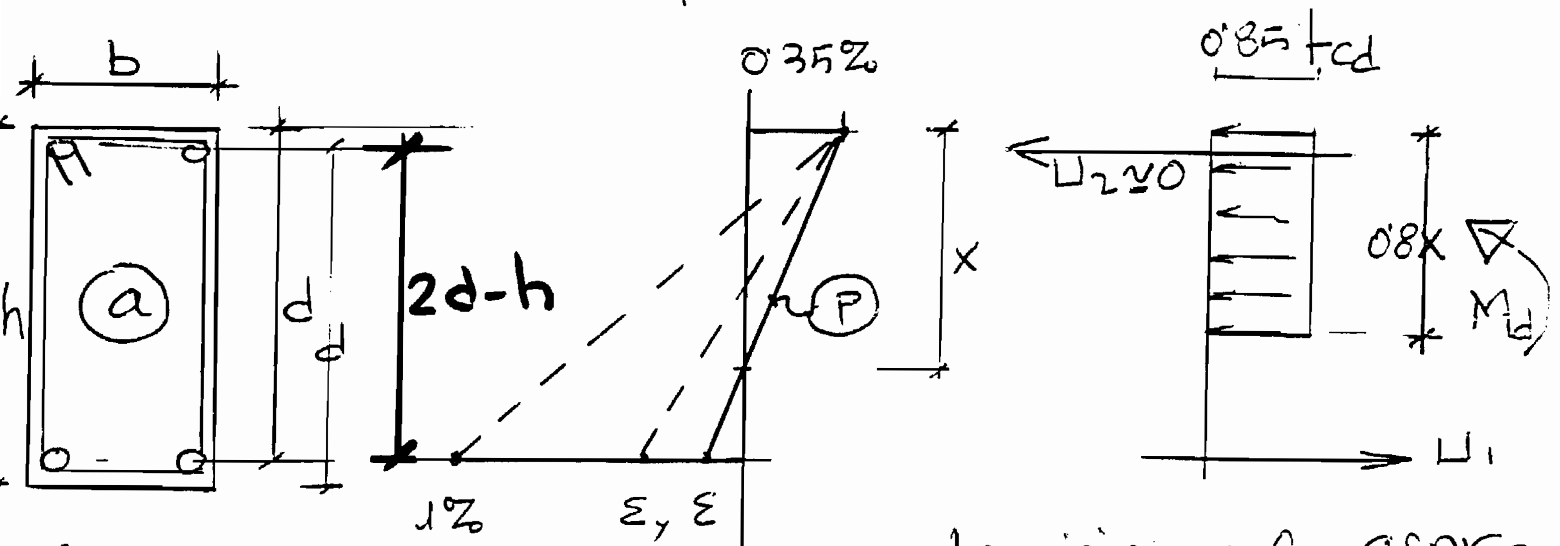
3º Deducir las fórmulas que dan el armado de dicha solución (b)

4º aplicar al caso: b = 25 ; h = 50 ; d = 45
HA-30 ; B500S ; controles normales;
M = 285 KN. m

Nota: Solo se dispone de ϕ25 para arm. long. y ϕ6 para armad. transv.

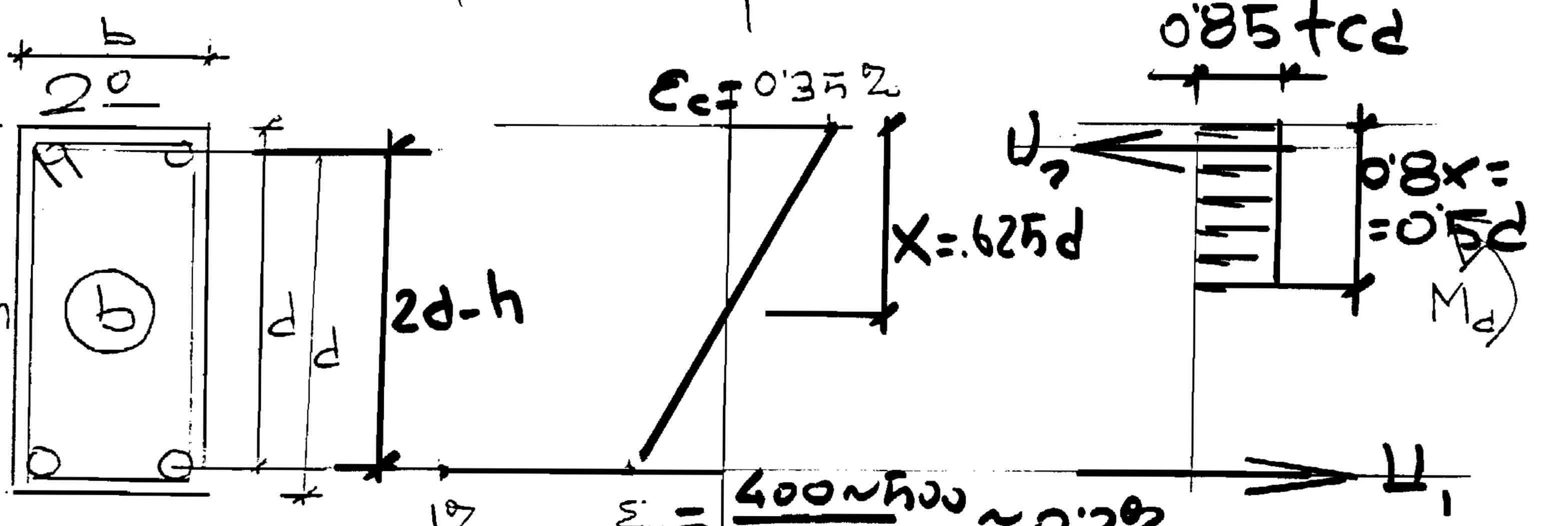
Ejercicio 1 - Solución :

Deformaciones — Tensiones



1º La situación (P) implica tensión en la armadura U_1 por debajo de su límite elástico. $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$

2º



$\varepsilon_y = \frac{400 \sim 500}{1'15 \cdot 200000} \simeq 0'2\%$

La seccion b·h solicitada por M_d tiene en (P) su plano deformado según fig. (a).

1º Indicar porqué dicha situación no es deseable.

2º Indicar en la fig (b) la solucion ideal de armado

3º Deducir las fórmulas que dan el armado de dicha solución (b)

4º aplicar al caso: b = 25 ; h = 50 ; d = 45
HA-30 ; B500S ; controles normales.
M = 285 KN·m

Nota: Solo se dispone de Ø25 para armaduras y

Ej. 1 - Solución (continuación)

3º

$$\frac{x}{0'35} = \frac{d}{\varepsilon_y + 0'35} \quad ; \quad x = 0'636\,d$$

$\varepsilon_y \simeq 0'2\%$

EHE: $\begin{cases} \varepsilon_c = 0'33\% \\ \varepsilon_y \simeq 0'2\% \end{cases}$ $\quad x = \frac{0'33}{0'2+0'33}\,d = 0'625\,d$

adoptando esta última: $0'8x = 0'5d$

Ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{cases} U_1 = U_2 + 0'85\, f_{cd} \cdot b \cdot 0'5d \\ U_2(2d-h) + 0'85\, f_{cd} \cdot b \cdot 0'5d \cdot (d - 0'25d) = M_d \end{cases}$$

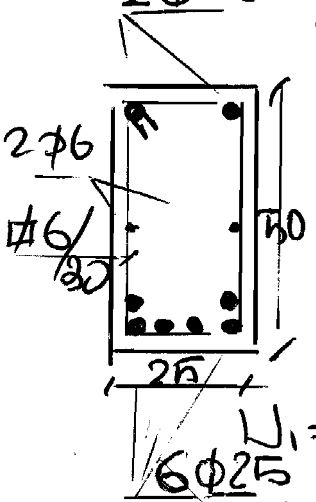
Despejando:

$$U_1 = U_2 + 0'425\, f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$U_2 = \frac{M_d - 0'319\, f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{2d-h}$$

4º

Sust^do valores



$f_{cd} = \frac{30}{1'5} = 20\ N/mm^2 = 20 \cdot 10^3\ KN/m^2$

$$U_2 = \frac{1'6.285 - 0'319 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0'25 \cdot 0'45^2}{2 \cdot 0'45 - 0'5} = 332'5\ KN$$

$$U_1 = 332'5 + 0'425 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0'25 \cdot 0'45 = 1288'9\ KN$$

$$U_1 = 1288'9 \cdot 10^3 = n\,\frac{\pi \cdot 25^2}{4} \cdot \frac{500}{1'15} \quad ; \quad n = 6'04 \simeq 6$$

$$U_2 = 332'5 \cdot 10^3 = n\,\frac{\pi \cdot 25^2}{4} \cdot 400 \quad ; \quad n = 1'69 \simeq 2$$

Ejercicio 2

En un pilar de sección 50×50 confeccionado con HA-30 y controles normales, con armadura igual en las cuatro caras B500S:

1º Determinar el nº máximo de barras ϕ32 que admite

2º Determinar el número mínimo de barras ϕ20 que admite

3º Hallar para el caso 1º la carga máxima de agotamiento Nu que admite a compresión simple

4º- Suponiendo que el pilar tiene una longitud de 8 m y que se halla biarticulado en una dirección principal y biempotrado en la otra (sin posible desplazamiento transv.) y que se halla sometido a $\frac{1}{2}$ Nu, determinar su armadura longitudinal (utilizando solo los diámetros ϕ32 y (o) ϕ20 y armadura transv. utilizando el diámetro ϕ6 y considerando que, en este caso, no es necesario que su armadura sea la misma en las cuatro caras

ING. T. O. P. - HORM. A. y P. - 3º

Examen Fin de Curso 2000-2001 - (6.2.2001)

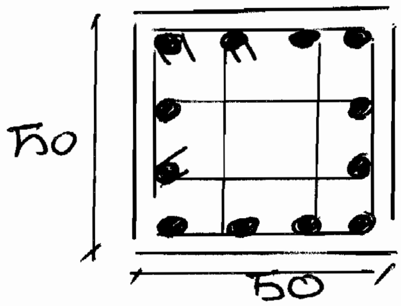
Solución Ej. 2

1º Debe cumplirse: $N_s = A_s f_{yd} \leq f_{cd} A_c$

$$A_s \leq A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 500^2 \cdot \frac{\frac{30}{1'5}}{400} = 12500 \text{ mm}^2 =$$

$$= n \frac{\pi \cdot 32^2}{4} ; \quad n \leq 15'5 \quad y \quad n = 4$$

luego, $n = 12$



12Ø32

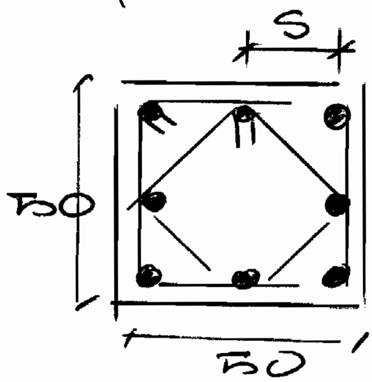
3Ø8/30

2º $$A_s \geq \frac{4}{1000} A_c = \frac{4}{1000} 500^2 = 1000 \text{ mm}^2 =$$

$$= n \frac{\pi \cdot 20^2}{4} ; \quad n \geq 3'18 \quad y \quad n = 4$$

además debe cumplirse: $s \leq 30$.

luego, $n = 8$



8Ø20

2Ø6/30

3º

$$N_u = 0'85 f_{cd} A_c + f_{yd} \cdot A_s =$$

$$= 0'85 \frac{30}{1'5} \cdot 500^2 + 12 \frac{\pi \cdot 32^2}{4} \cdot 400 = 8110389 \text{ N}$$

$$= 8110'4 \text{ kN}$$

Solución Ej. 2 (continuación)

4º $N_d \leq \frac{1}{2} N_u = 4055'2 \text{ KN}$

Solo pandea en el plano biarticul.

$l_0 = 800 \text{ cm}$

$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{50}{\sqrt{12}} = 14'4 \text{ cm}$

$e_e = e_{min} = \frac{50}{20} = 2'5 \text{ cm}$

$e_a = (1+0'12\beta)(\varepsilon_y+\varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\frac{l_0^2}{50 \cdot i_c} =$

$= (1+0'12 \cdot 1)\left(\frac{0'2}{100}+\frac{0'3}{100}\right)\frac{50+20 \cdot 2'5}{50+10 \cdot 2'5} \cdot \frac{800^2}{50 \cdot 14'4} =$

$= 6'6 \text{ cm}$

$e_T = e_e + e_a = 9'1 \text{ cm}$

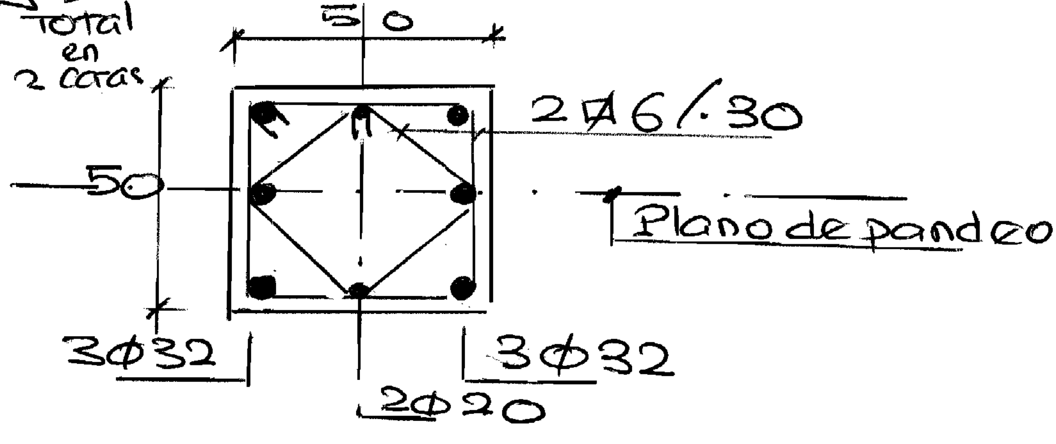
Del ábaco (diagrama) entregado:

$\nu = \frac{4055'2 \cdot 10^3}{500^2 \cdot 20} = 0'81$; $\mu = \frac{4055'2 \cdot 10^3 \cdot 91}{500^2 \cdot 500 \cdot 20} = 0'15$

$\omega = 0'35 = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{A_s \cdot 400}{500^2 \cdot 20}$

$A_s = 4375 \text{ mm}^2 \longrightarrow 6\phi 32$

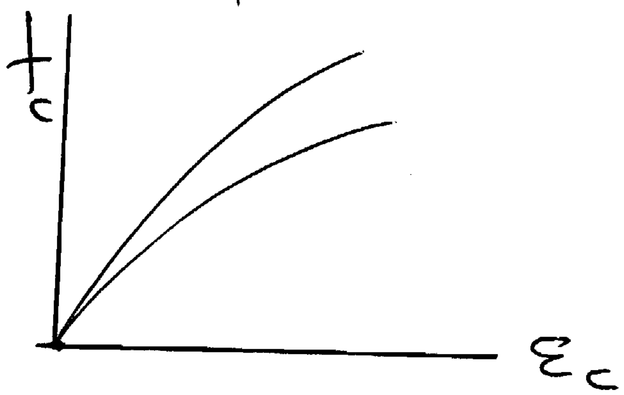
Total en 2 caras



Examen de H.A. y P. - Dic. 2000

Ejercicio Teórico:

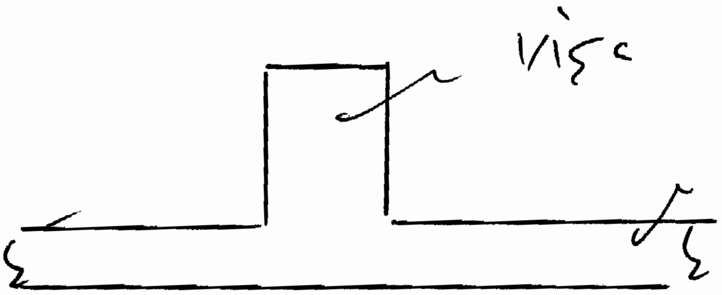
(1) De un hormigón se obtienen probetas a los 28 días y a los 360 días. Indicar la curva que corresponde a cada uno



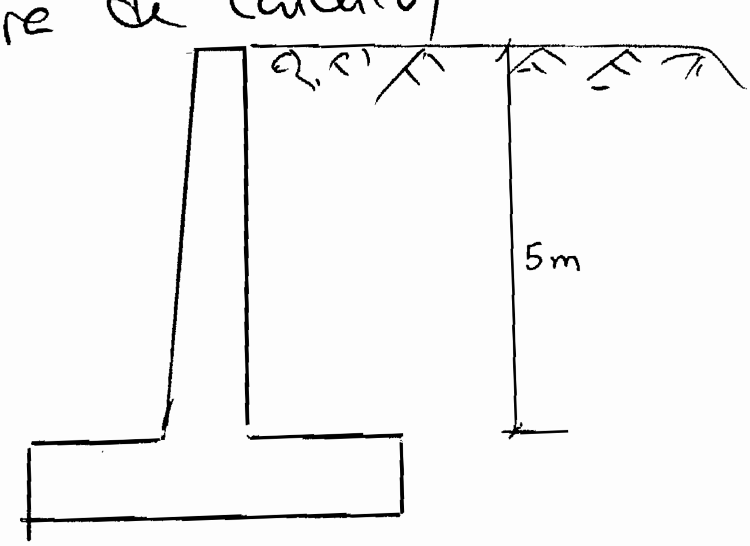
(2) De dos partidas de $\phi 20$ se obtienen los pesos de 1 m de barra: 2'7 Kg y 2'2 Kg. Decir si son aceptables

3 - Expresar las características del hormigón y del acero en el horm. pretensado

4 - Indicar como se obtienen las arm. transversales, y dibujarlas, en el caso de la figura



5 - señalar las cotas del muro de la figura en metros y disponer la armadura de cálculo



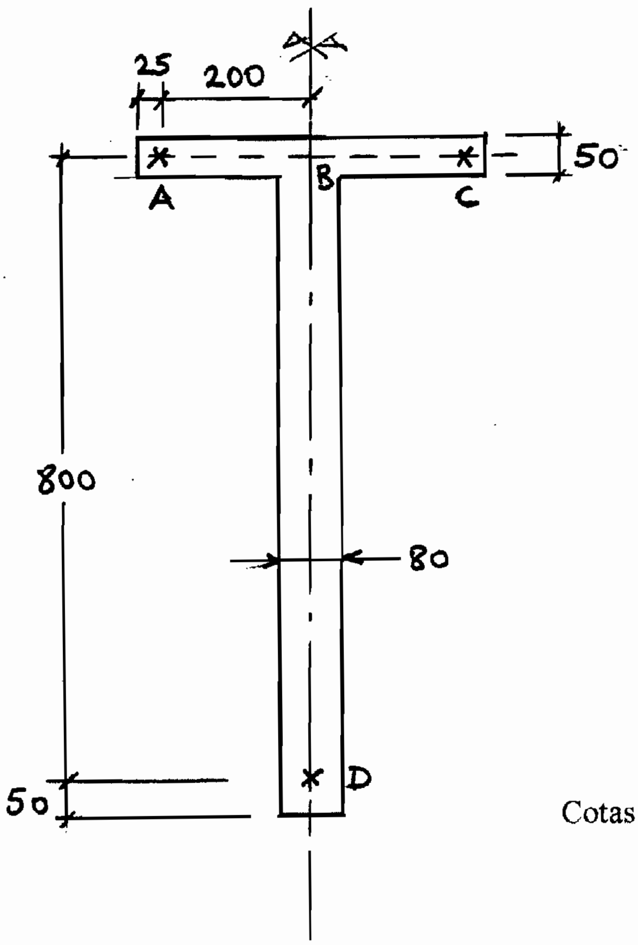
HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO EXAMEN DICIEMBRE DE 2000

La estructura de la figura se prefabrica en posición horizontal con un espesor de 25 cm, en una instalación con nivel de ejecución intenso. Después de un curado inicial se desencofra cuando el hormigón ha alcanzado una resistencia equivalente a $f_{ck} = 15$ Mpa, permaneciendo apoyada en los puntos A, C y D hasta alcanzar la resistencia de proyecto.

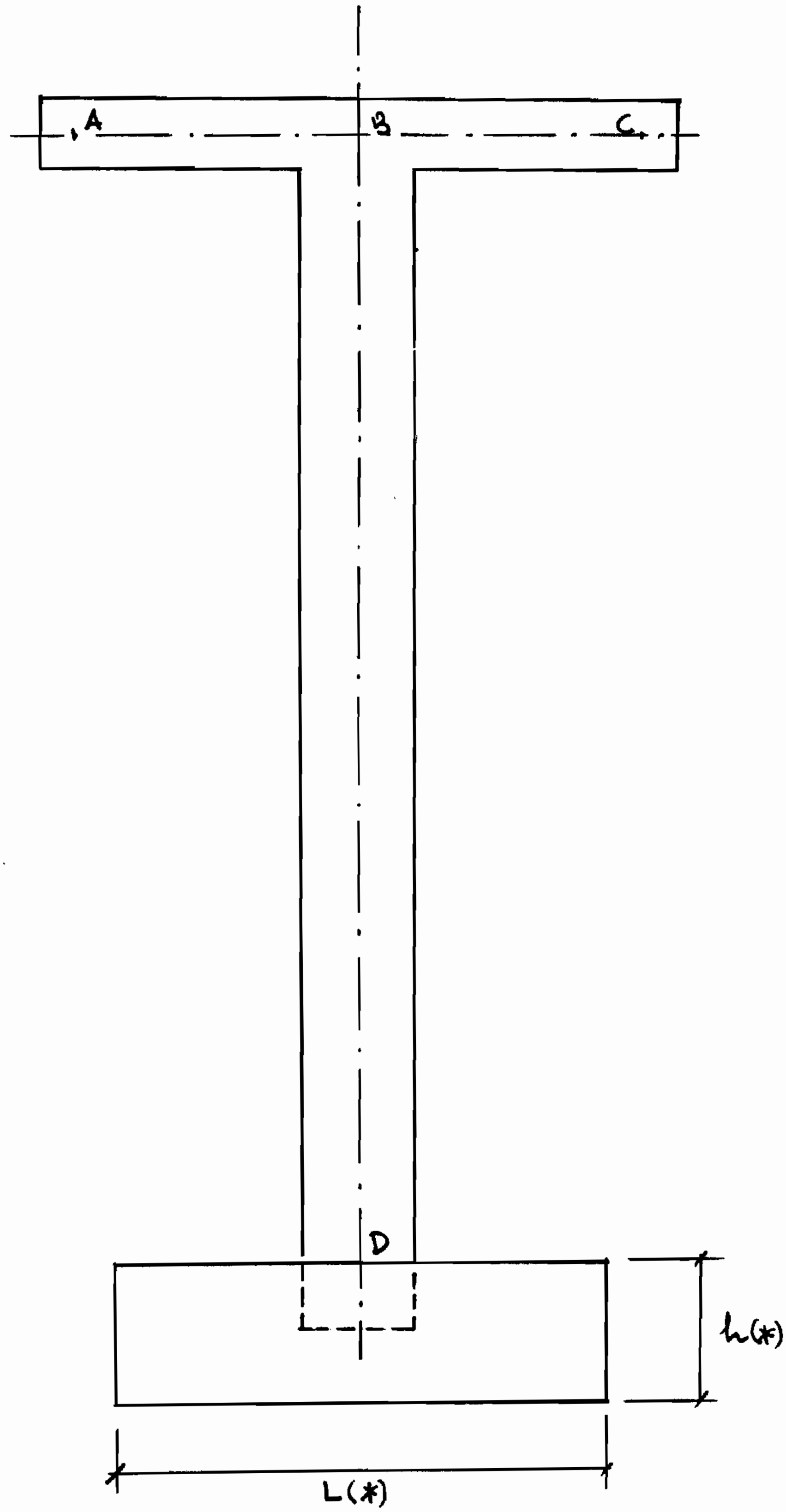
Posteriormente se traslada a una obra con nivel de control normal y se levanta la estructura tirando verticalmente de los puntos A y C hasta unirla rígidamente a una cimentación de planta rectangular de forma que la posición definitiva del punto D esté al nivel de la cara superior de la zapata y la línea BD sea vertical. Las cargas de servicio son verticales: una permanente concentrada en el punto B de valor 500 kN y una sobrecarga de 50 kN/m que puede actuar desde A hasta B y/o desde B hasta C. El movimiento del punto B está impedido en dirección normal al plano de la estructura.

Dimensionar y dibujar las armaduras de la estructura y de la zapata suponiendo:

a) Hormigones: estructura HA-35 , zapata HA-25. Acero B500S.
b) El canto útil de todas la piezas es el total menos 5 cm.
c) El peso propio de la estructura se desprecia en situación de servicio.
d) La tensión admisible en el terreno es 150 kN/m^2 .
e) La anchura de la zapata está limitada a 1.5 m.
f) Las acciones dinámicas durante el izado equivalen a un coeficiente de 1.2 aplicado a todas las masas en movimiento.



Cotas en cm.



E=1:50

(*) FUERA DE ESCALA
(PROBABLEMENTE)

HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EXAMEN 20/12/00 ①

SOLUCION AL EJ. PRACTICO

1er ESTADO $f_{ck} = 15$ MPa $f_{cd} = 1.0$ KN/cm² $f_{yd} = \begin{cases} 43.5 \text{ KN/cm}^2 \text{ (TR.)} \\ 40 \text{ " (COMP.)} \end{cases}$

$h = 25$ cm $d = 20$ cm $\gamma_f = 1.35$

PIEZA BD: $pp = 0.25 \times 0.8 \times 25 = 5$ KN/m, $b = 80$ cm

$U_0 = 0.85 \times 1 \times 80 \times 20 = 1360$ KN $M_{lim} = 0.375 \times 1360 \times 0.2 = 102$ KN·m

Secc. central: $M_d = 1.35 \times 5 \times \frac{8^2}{8} = 54$ KN·m $\rightarrow U_1 = 304$ KN

Armadura $A_s = \frac{304}{43.5} = 7$ cm² $4\phi16 = 8.04$ cm²

Pieza AC $pp = 3.13$ KN/m $b = 50$ cm $U_0 = 850$ KN $M_{lim} = 63.8$ KN·m

Carga en B (reacción de BD): $5 \times \frac{8}{2} = 20$ KN

Momento en B: $M_d = 1.35\left(\frac{3.13 \times 4^2}{8} + \frac{20 \times 4}{4}\right) = 35.4$ KN·m

$U_1 = 201$ KN $A_s = 4.6$ cm² $3\phi16 = 6.03$ cm²

en traccion $f_{ct,k} = 0.21\sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ct,k} = 2.25$ MPa

2° ESTADO (IZADO) $f_{cd} = \frac{3.5}{1.5} = 2.33$ KN/cm² $\gamma_f = 1.5$

Pieza AC: $h = 50$ cm $d = 45$ cm $b = 25$ cm $pp = 3.13$ KN/m

Carga en B (peso de BD): $5 \times 8{,}25 = 41.3$ KN

COEF. DINÁMICO

Momento en B: $M_d = 1.5\left(\frac{3.13 \times 4^2}{8} + \frac{41.3 \times 4}{4}\right) \times 1.2 = 85.6$ KN·m

$U_0 = 0.85 \times 25 \times 45 \times 2.33 = 2228$ KN $M_{lim} = 376$ KN·m

Tension media en el pilar (secc. sup) $\frac{41.3 \times 1.2 \times 10^5}{25 \times 80} = 37 \times 10^{-3}$ KN/cm² $= 0.37$ MPa $\ll f_{ct,k}$

$U_1 = 199$ KN $A_s = 4.6$ cm² $3\phi16 = 6.03$ cm²

$V_d = \frac{1}{2} \times 1.5(3.13 \times 4 + 41.3) \times 1.2 = 48.4$ KN (SECC. JUNTA AL PUNTO A)

$V_{u1} = 0.3 f_{cd} b d = 786$ KN $\gg V_d$ (BIELAS)

$2\phi16$

$V_{cu} = 0.1\xi(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} b d$; $\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{45}} = 1.667$; $100\rho_1 = \frac{402}{25 \times 45} = 0.322 \not< 2$

$V_{cu} = 42$ KN $V_{su} = 48.4 - 42 = 6.4$ KN (MUY PEQUEÑO. ESPERAR AL ESTADO 3)

Reducción de armadura: A partir de puntos a 0.9m de B (aprox.)

Anclamos con $l_{bI} = m\phi^2 = 12 \times 1.6^2 = 31$ cm $\not< \frac{f_{yk}}{20}\phi = 40$ cm

Añadiendo 10ϕ por carga dinámica: $l_{bI} = 56$ cm.

$l_{b\,neta}$ $(3 \rightarrow 2) = \frac{2}{3}\,56 = 37$ cm. $\rightarrow +45$ cm $= 82$ cm $\rightarrow 85$ cm.

3er ESTADO: SERVICIO

Ménsula BC: $M_d = 1.6\,\frac{50 \times 2^2}{2} = 160$ KN·m (50 KN/m de sobrecarga)

$U_1 = 390$ KN $A_s = 9$ cm² $5\phi16 = 10.05$ cm²

Puede pasarse a $3\phi16$ a partir de puntos a 0.5m de B (aprox.)

$V_d = 160$ KN $V_{su} = 118$ KN $\frac{U}{s} = 291$ KN/m $\phi6/7.5 \rightarrow U/s = 298$ KN

$\phi6/15 \rightarrow U/s = 149$ KN

Anclando una longitud: $\frac{3}{5}\cdot 40+45 \simeq 70$ cm

Pilar: $i_1 = \frac{25}{2\sqrt{3}} = 7.22$ cm $\quad i_2 = \frac{80}{2\sqrt{3}} = 23.09$ cm

$\lambda_1 = \frac{0.7\times 800}{7.22} = 77.6$ (emp. y articulado)

$\lambda_2 = \frac{2\times 800}{23.09} = 69.29$ (empotrado y libre)

| Pandeo en ambas dir.

Dirección 1: $h=0.25 \quad e_e=e_0=2$ cm $\quad \beta=1.5\,;\ \varepsilon=4\times10^{-3};\ \varepsilon_y=2.17\times10^{-3}$

$e_a = 9.14$ cm $\quad e_t = 11.14$ cm $\quad U_c = 2.33\times80\times25 = 4660$ KN

$N_d = 500\times1.5+200\times1.6 = 1070$ KN

Ábacos: $\nu = \frac{N_d}{U_c} = 0.23 \quad \mu = \nu\cdot\frac{e}{h} = 0.102 \rightarrow \omega = 0.05\ ,\ 2U = 233$ KN

$2A = 5.8$ cm^2 (menor que en el estado 1°).

Dirección 2: $h = 80$ cm $\quad l_0 = 1600$ cm

Se supone cargada sólo una de las ménsulas:

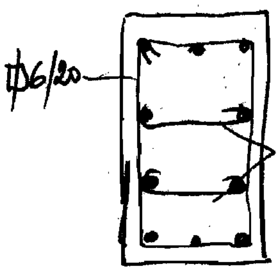
$N_d = 500\times1.5+100\times1.6 = 910$ KN $\quad M_d = 160$ KN·m $\quad e_0=e_e=17.6$ cm

β, ε y ε_y son los anteriores $\rightarrow e_a = 27.2$ cm $\quad e_t = 44.8$ cm

$\nu = \frac{910}{4660} = 0.195\ ,\ \mu = \nu\cdot\frac{e}{h} = 0.11 \rightarrow \omega=0.10 \quad 2U = 466$ KN

$A_s = 5.8$ cm^2 $\quad 3\phi16 = 6.03$ cm^2

4+4φ16



Comprobación con dos ménsulas cargadas (N máximo)

$N_d = 1070$ KN $\quad M_d = 0 \quad e_0 = \left|\begin{matrix} 4/20 = 4\text{cm} \\ 2\text{cm}\end{matrix}\right| = 4$ cm

$e_a = 21.5$ cm $\quad e_t = 25.5$ cm $\quad \nu = 0.23,\ \mu = 0.07 \rightarrow \omega = 0$ (MÍNIMO)

$A_s f_{yd} = 890$ KN (10φ16) $\quad A_c f_{cd} = 25\times80\times2.33 = 4660 \quad \frac{890}{4660} = 0.19 \simeq 0.20$

ZAPATA: supongamos $h=1$ m $\quad N = 500+200 = 700$ KN (característico)

Tensión aportada por el hormigón: 25 KN/m^2 $\quad \sigma' = \frac{700}{125} = 5.6$ m^2 ($L \simeq 3.75$ m)

Probamos con 1.5×4.00 m^2 (zapata rígida) $\quad pp = 1\times4\times1.5\times25 = 150$ KN

$N = 600$ KN $\quad M = \frac{50\times2^2}{2} = 100$ KN·m (Un solo lado cargado, valores caracter.)

En la base de apoyo $N = 750$ KN $\quad e = \frac{100}{750} = 0.133$ m $< \frac{L}{6}$

$\sigma_{1,2} = \frac{750}{1.5\times4}\left(1\pm6\,\frac{0.133}{4}\right) = 125(1\pm0.2) = \begin{cases} 150 \text{ KN/m}^2 < 1.25\,\sigma_{adm}. \text{ Vale.} \\ 100 \text{ ''} \end{cases}$

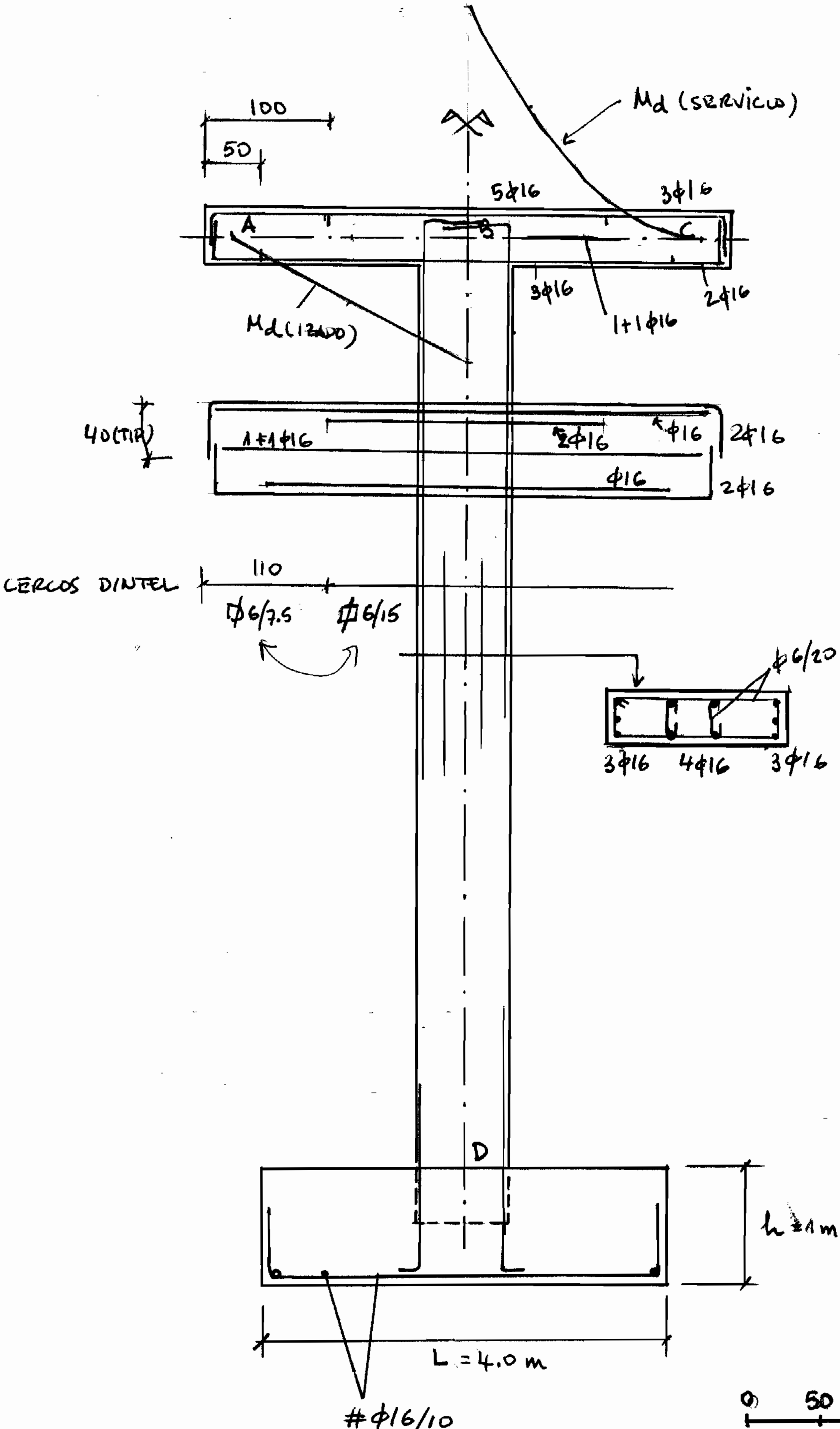
ARMADURAS: $f_{cd} = \frac{2.5}{1.5} = 1.67$ KN/cm^2 $\quad N_d = 910$ KN $\quad M_d = 160$ KN.m $\quad e = 17.6$ cm

$\sigma_m = \frac{910}{6} = 151.7$ KN/m^2 ; $R_d = \frac{\sigma_m L}{2}\left(1+\frac{3e}{L}\right) = 343$ KN/m ; $x_1 = \frac{L+4e}{L+3e}\,\frac{L}{4} = 1.04$ m

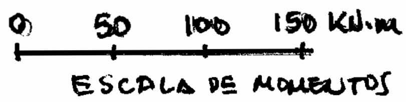
$T_d = \frac{R_d}{0.85d}(x_1 - 0.25\times a) = 413$ KN/m $\quad A_s = \frac{413}{40} = 10.3$ cm^2 (por metro de ancho)

$0.04\,U_c = 667$ KN/m (16.7 cm^2/m) $\quad 1.8‰\,A_c = 18$ cm^2/m $\quad 9\phi16 = 18.09$ cm^2

$\boxed{\phi16/10}$

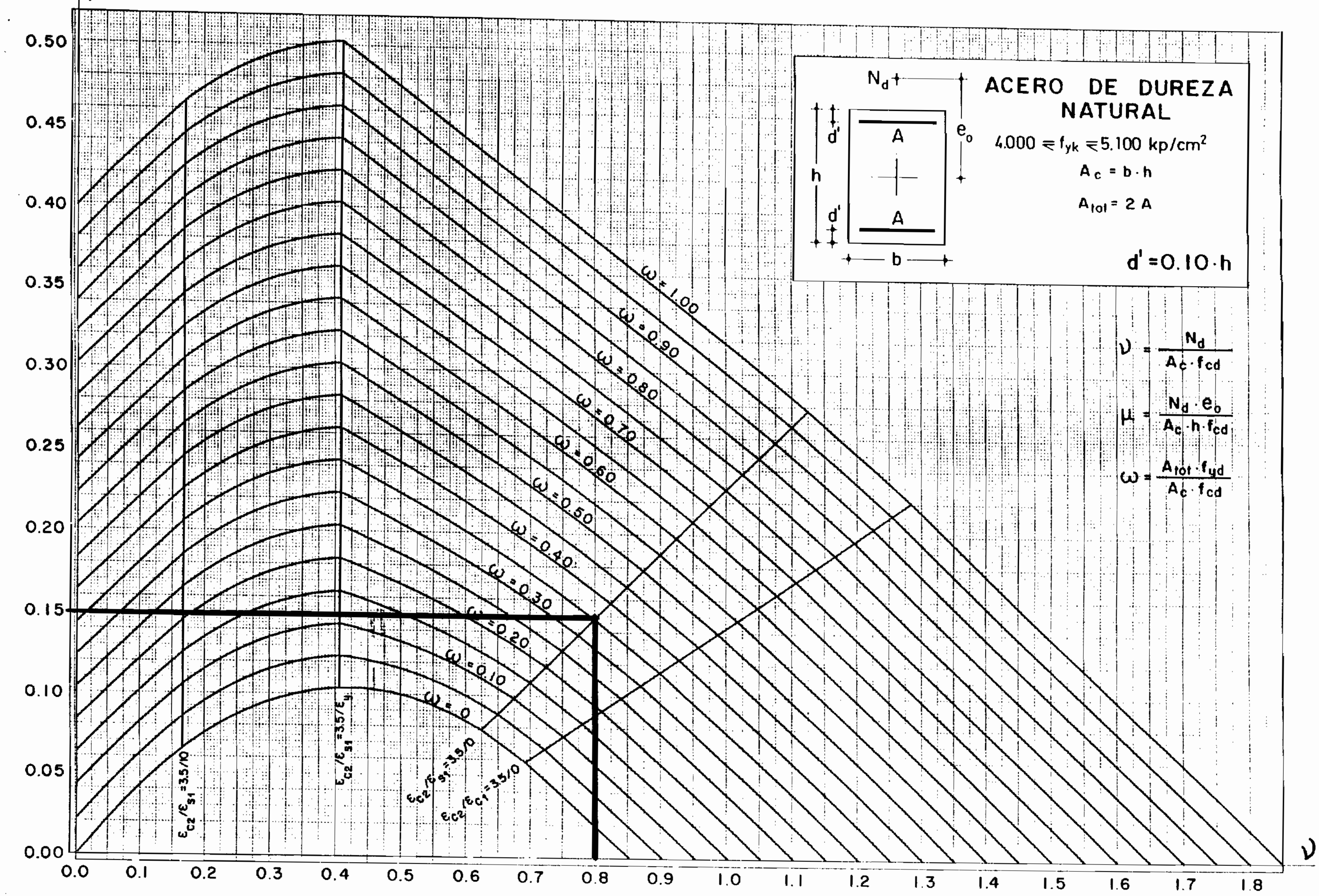


E = 1:50



(*) FUERA DE ESCALA
(PROBABLEMENTE)

DIAGRAMAS DE INTERACCION ADIMENSIONALES



ω=0'35 (≈)

Hormigón Armado y Pretensado   Curso 2000-01
Examen de Junio (6 de Febrero de 2001)
Ejercicio 3

Una viga de hormigón de 60·100 cm^2 (b·h) de sección y 10m de luz se va a pretensar con un tendón al que se va a aplicar en sus extremos una fuerza de pretensado de 5000 kN. Suponiendo que no se admiten tracciones en la sección central y que en ella las pérdidas totales son del 20%, determinar la carga útil distribuida que admite la viga en las siguientes condiciones:

A) Con pretensado recto centrado.

B) Con trazado parabólico del tendón con una posición en el límite del núcleo central en la sección a 5m de los apoyos.

I TOP.

EXAMEN DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO

CURSO 2000-01 6-2-01 (JUNIO)

RESULTADO EJERCICIO 3

Area seccion: 0.6 m²

$pp = 0.6 \times 25 = 15$ KN/m

$W = \text{mom. resistente} = \dfrac{0.6 \times 1^2}{6} = 0,1 \ m^3$

a) Pret. centrado.

P = fuerza de pret. en la secc. central $= 0.8 \times 5000$ KN $= 4000$ KN

$$\sigma_{pret} = \frac{4000}{0.6} = 6667 \ KN/m^2$$

$$\sigma_{ext} = \pm \frac{(q+15)L^2}{8} \cdot \frac{1}{W} = \pm \frac{q+15}{8} 10^3 \ KN/m^2 \ ; \quad q = \text{carga útil}$$

Para que no haya tracciones en la fibra inferior

$$\frac{q+15}{8} 10^3 = 6667 \longrightarrow \boxed{q = 38.3 \ KN/m}$$

b) Pretensado excéntrico $e = \frac{1}{6}$ m

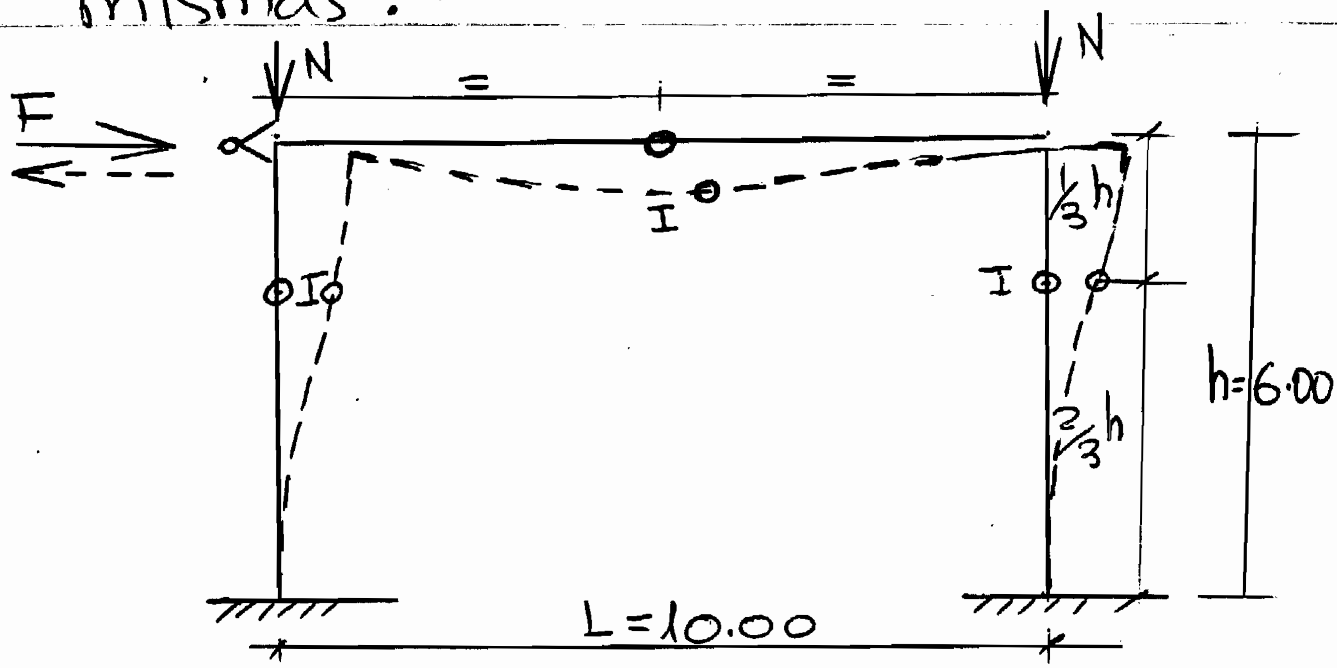
$$\sigma_{pret} = \frac{4000}{0.6} + \frac{4000 \times \frac{1}{6}}{0.1} = 13.333 \ KN/m^2 \ \text{(fibra inferior)}$$

Para anular las compresiones:

$$\frac{(q'+15)}{8} 10^3 = 13.333 \longrightarrow \boxed{q' = 91.7 \ KN/m}$$

H.A. y P. - Examen de Sept. 2008
(12.9.2001)

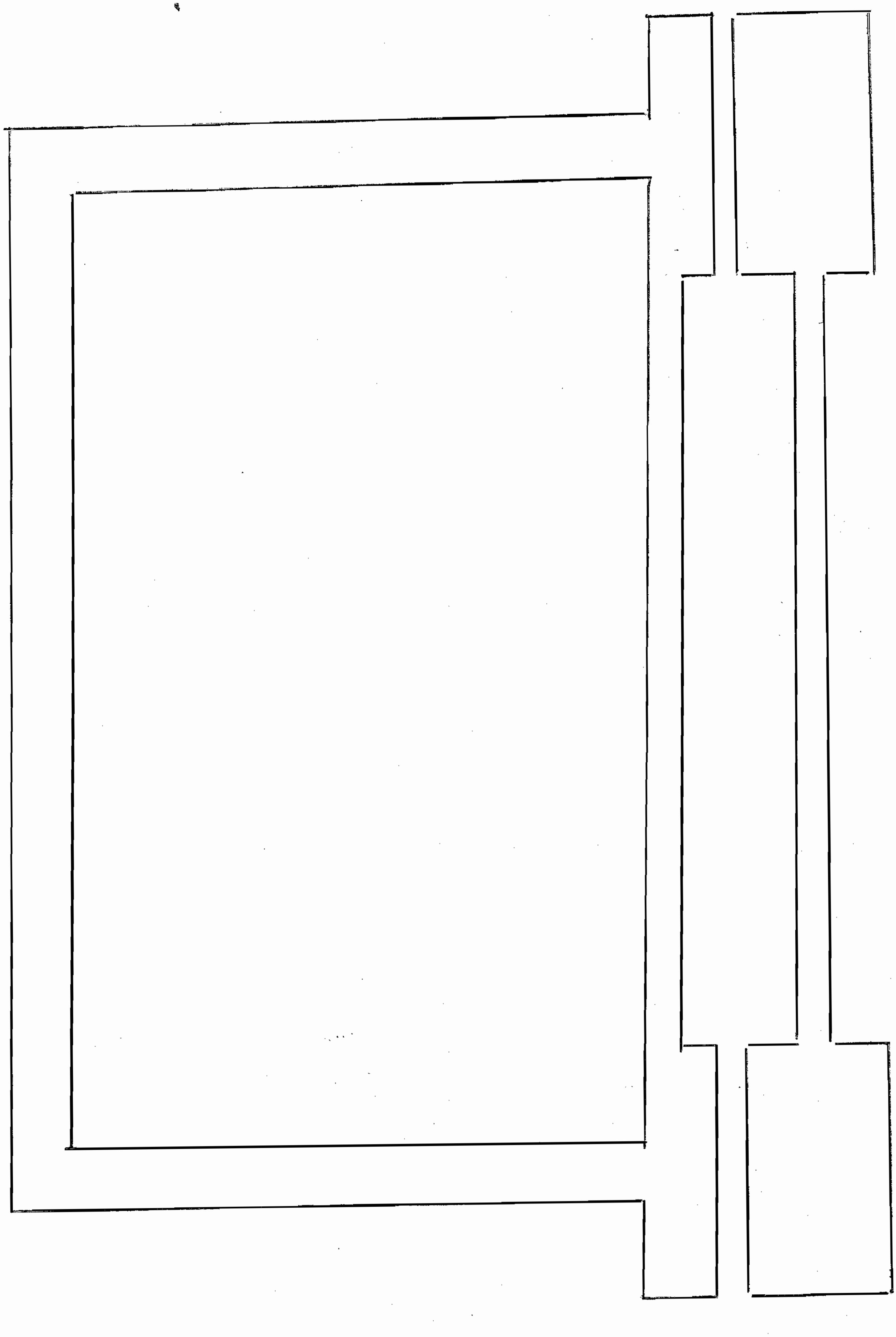
El pórtico de la figura además de soportar las cargas N dispuestas a ejes de pilares, sirve de arriostramiento a un edificio adyacente frente a la acción sísmica de valor F.
Disponer en la hoja adjunta el armado de su dintel, pilares y zapatas, justificando en hoja(s) aparte el cálculo de las mismas.

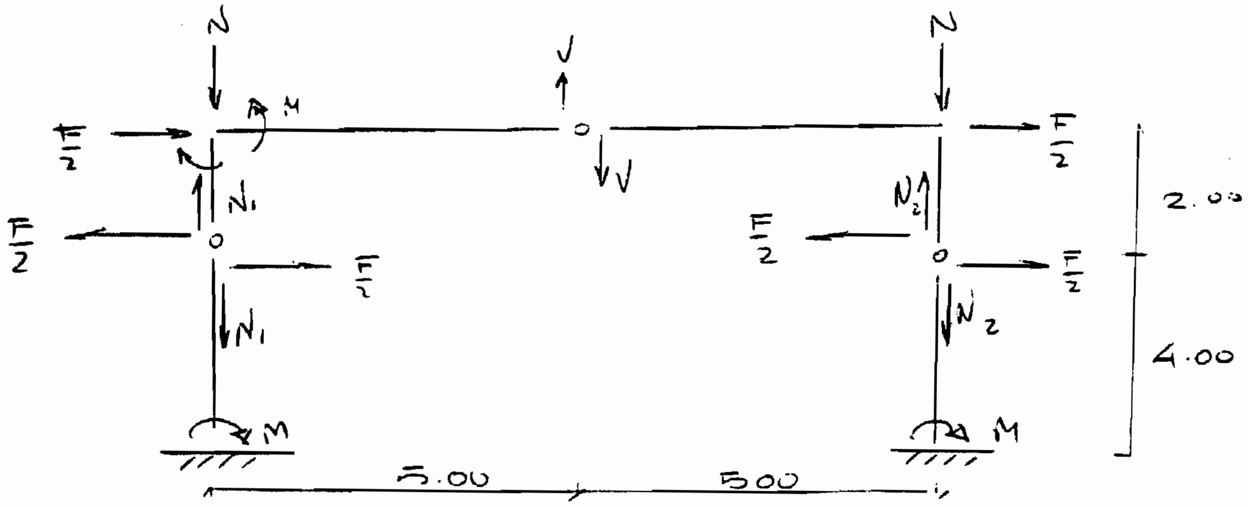


H-25 ; B500S ; $\gamma_c = 1'5$; $\gamma_s = 1'15$; $\gamma_f = \gamma_A = 1'00$

N = 160 t ; F = S.Q = 15 t ; terreno: $\sigma_{adm} = 5\,Kg/cm$

Notas:
- se desprecian los p.p. de pilares y viga
- No existe posibilidad de pandeo
- I = Puntos de inflexión de la deformada





Pilares:

$N_{max} = N_2 = N + \frac{F \cdot 2}{10} = 163\,t$; $N_{min} = N_1 = N - \frac{F \cdot 2}{10} = 157\,t$

$M = \frac{F}{2} \cdot 4 = 30\,mt$

armad. simét. $U = U' = 51'61\,t \rightarrow 4\Phi 20$

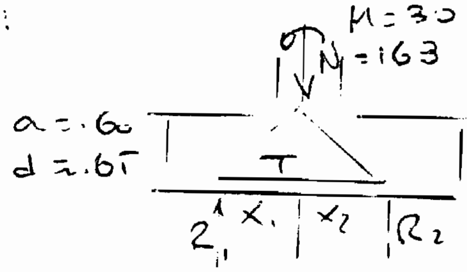
Dintel:

$V = \frac{F}{2} \cdot \frac{2}{5} = 3t$ – estribos mínimos

$M = V \cdot 5 = 15\,mt$ – $W = 29\,t \rightarrow 2\Phi 20$ ($3\Phi 20$)

A_{sm} mín: $\frac{2'8}{1000} \cdot 30 \cdot 60 = 5\,cm^2 \sim 2\Phi 20$

zapatas:



$PP = 2'5 \cdot 1'5 \cdot 0'7 \cdot 2'3 \simeq 6t$

163t

$\Sigma = 169$

$e = \frac{M}{N} = \frac{30}{169} = 0'177$

(comprobación: $\sigma = \frac{169000}{250 \cdot 150}\left(1 + 6 \cdot \frac{0'177}{2'50}\right) = \begin{cases} 6'4 \rightarrow \text{vi25...} \\ 2'6 \end{cases}$

$\sigma_{med} < \sigma_{adm}$

armadura: ($e = \frac{M}{N} = \frac{30}{163} = 0'18$)

$U_{SL} = T_d = T \cdot \gamma_f = R_1 \frac{x_1 - \frac{a}{4}}{0'85\, d} 1'6 = 99'10 \frac{0'66 - \frac{0'6}{4}}{0'85 \cdot 0'65} = 91'5\,t$

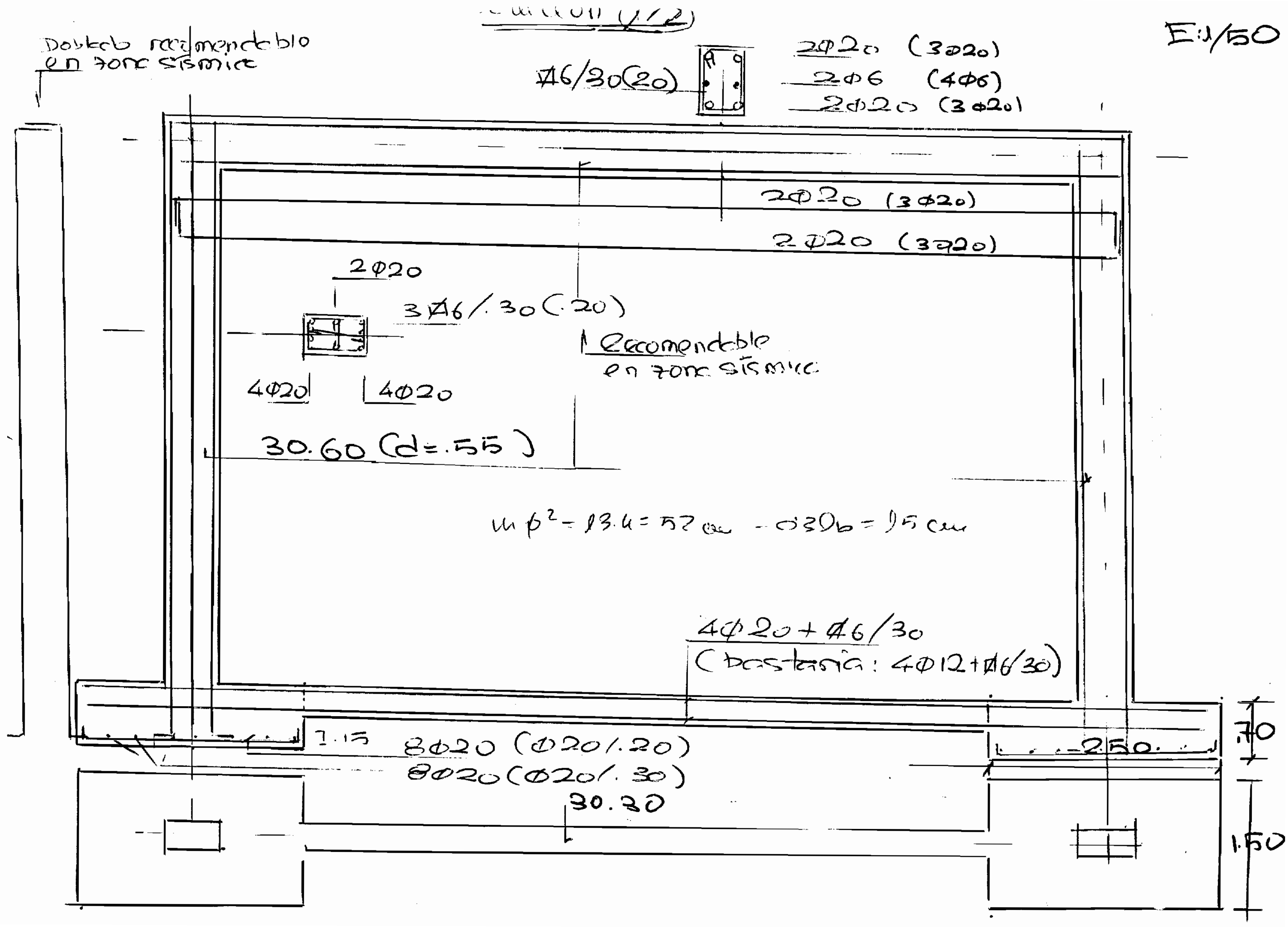
$x_1 = \frac{A}{4} \frac{1 + 4\frac{e}{A}}{1 + 3\frac{e}{A}} = \frac{2'5}{4} \frac{1 + 4\frac{0'18}{2'5}}{1 + 3\frac{0'18}{2'5}} = 0'66$

$R_1 = N \frac{1 + 3\frac{e}{A}}{2} = 163 \frac{1 + 3\frac{0'18}{2'5}}{2} = 99'10$

$U_{ST} \simeq \frac{N \cdot 3}{8h} = \frac{163 \cdot 15}{8 \cdot 0'7} = 43'7t > 20\% \, U_{SL}$

$U_{SL} = 91'5 \sim 4 \sim 8\Phi 20$

$U_{ST} = 43'7 \sim \Phi 20/30$ (59.8.2)


E:1/50
Doble recomendable en zona sísmica
Ø6/30(20)
2Ø20 (3Ø20)
2Ø6 (4Ø6)
2Ø20 (3Ø20)
2Ø20 (3Ø20)
2Ø20 (3Ø20)
2Ø20
3Ø6/.30 (.20)
Recomendable en zona sísmica
4Ø20
4Ø20
30.60 (d=.55)
4Ø20+Ø6/30
(bastaría: 4Ø12+Ø6/30)
1.15
8Ø20 (Ø20/.20)
8Ø20 (Ø20/.30)
30.30
.70
2.50
1.50

HORMIGON PRETENSADO.

SOLUCION EJERCICIO EXAMEN SEPTIEMBRE 2001

a) Fase inicial.

Tensiones fibra superior $\frac{P_1}{A} - \frac{P_1 \cdot e}{I} d_g + \frac{M_1}{I} d_g = 0$

M_1 = momento a peso propio sección central = 326.3 KN·m

$$P_1 = \frac{M_1 d_g}{e \cdot d_g - \frac{I}{A}} = 2162 \text{ KN}$$

b) Fase de servicio

Tensiones fibra inferior $\frac{P_2}{A} + \frac{P_2 \cdot e}{I} y_g - \frac{M_2}{I} y_g = 0$

M_2 = Momento max. en servicio

$$P_2 = \frac{M_2 \cdot y_g}{e \cdot y_g + \frac{I}{A}} = 1782.5 \text{ KN}$$

CURSO 1999-2000

Examen de H. A. y F. - DIC. 79

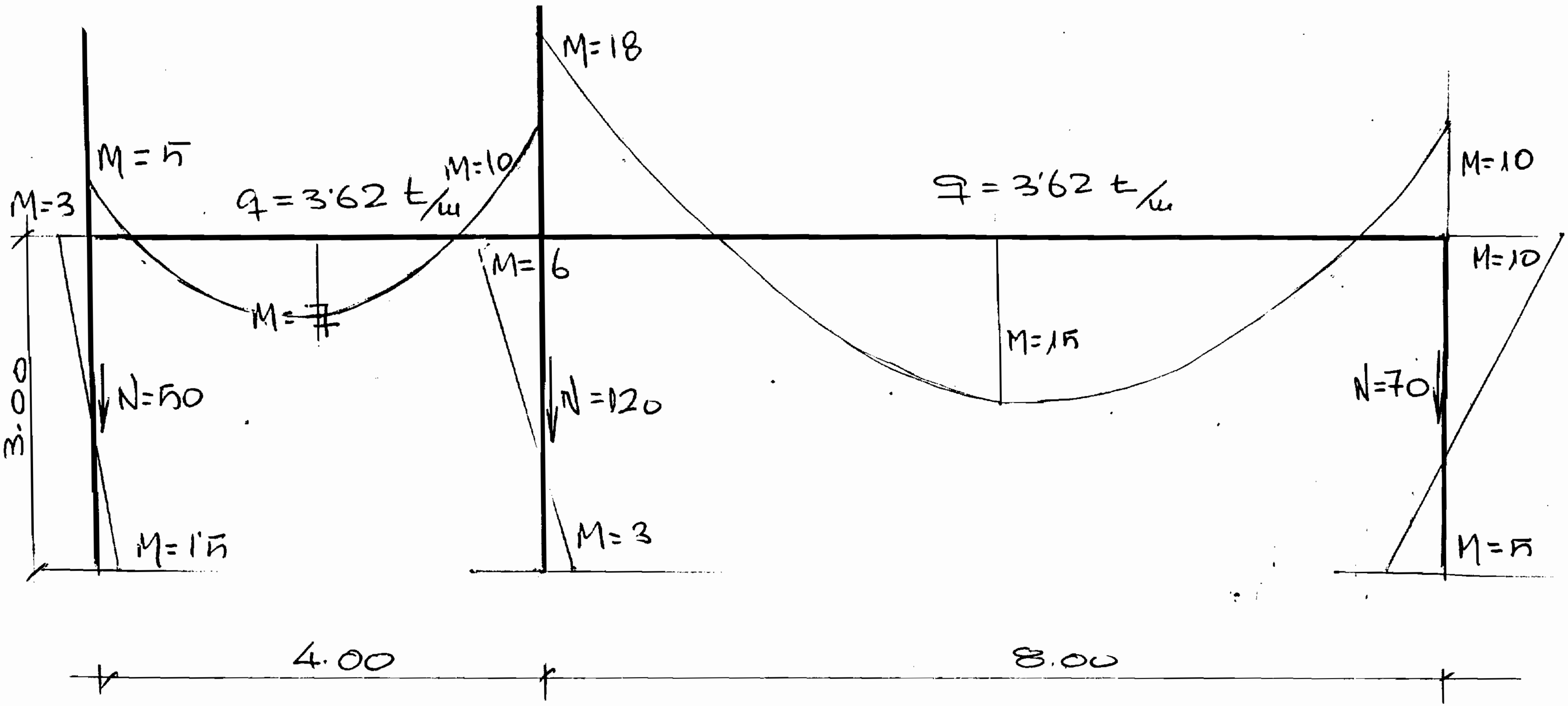
Ejercicio práctico

Confeccionar sobre las hojas (2) y (3) los planos de obra del pórtico de la figura expresando sus armaduras, cotas y despiece de las mismas, utilizando los datos contenidos en la hoja (1) y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Hormigón H-250
- Acero - AEH-500
- Controles normales
- Solo se utilizarán los diámetros $\phi 6$, $\phi 12$ y $\phi 20$
- En todas las cargas se hallan incluidos los p.p. de vigas y pilares y en N se incluye también las transmitidas por las vigas
- Las cargas N se hallan a ejes de pilares
- Pórtico intraslacional en ambas direcciones
- Terreno con $\sigma_{adm} = 2.5\ Kg/cm^2$

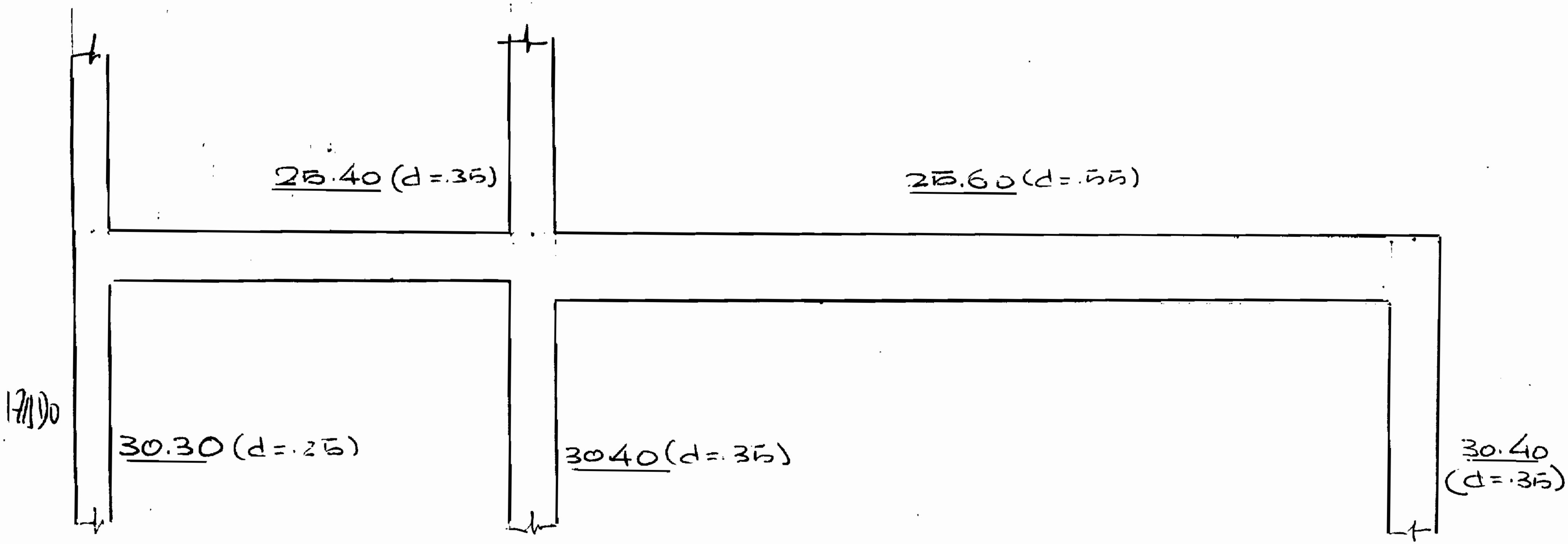
Examen de H.A. y P. Dic 99. - ING T. O. P. hoja (1)

Ejercicio Práctico
E : 1/50
(Mmult y Nmult)



Ejercicio práctico
E: 1/50

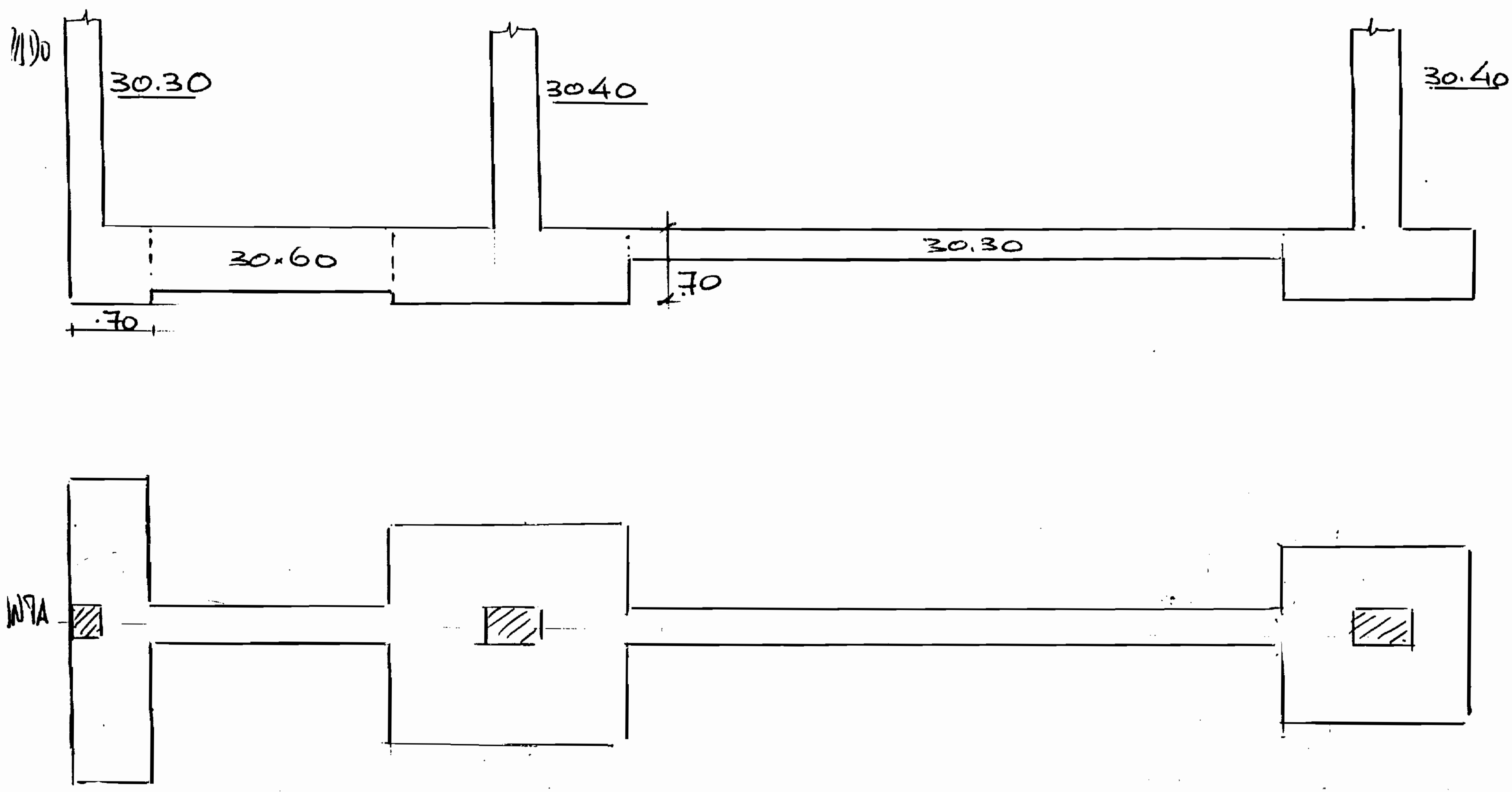
hoja (2)



Ejercicio Práctico
E: 1/50

Examen de H.A.y P. - DIC. 99 - ING. T. O. V.

Hoja ③



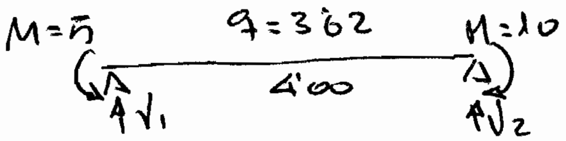
EXAMEN DE H.A.y P. - DIC. 99 - ING. T.O.P. (1)

SOLUCION - (EH-91)

VIGAS:

25.40
$d = .35$

$M = 5$ — $U = 25'5$ — $3\phi12 + 1\phi20$
$M = 10$ — $U = 60'5$ — $2\phi12 + 4\phi20$
$M = 7$ — $U = 37'8$ — $2\phi12 + 2\phi20$



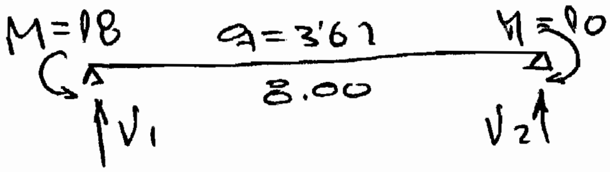
$V_1 = 3'62 \cdot 2 - \frac{10-5}{4} = 6t$ — $V_{1d} = 1'6 V_1 = 9'6$
$V_2 = 8'5t$ ——— $V_{2d} = \quad = 13'6$

$V_c = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{250}{1'5}} \cdot 25 \cdot 35 = 5'6t$; $U_c = \frac{2500}{1'5} 0'25 \cdot 0'4 = 167$
$0'04 U_c = 6'68$ — $2\phi12$
$0'02 U_c = 3'34 \rightarrow \phi6/25$ (min.)

$V_{1d} = 9'6 \rightarrow V_c + \phi6/.19$; $V_{2d} = 13'6 \rightarrow V_c + \phi6/.09$
$V_c + \phi6/25 = 8'6$ — $\left(\frac{8'6}{1'6} = 5'4\ t\right)$

25.60
$d = .55$

$M = 18$ — $U = 62'3$ — $2\phi12 + 4\phi20$
$M = 10$ — $U = 31'6$ — $2\phi12 + 2\phi20$
$M = 15$ — $U = 50'1$ — $2\phi12 + 3\phi20$



$V_1 = 15'5$ — $V_{1d} = 24'8$
$V_2 = 13'5$ — $V_{2d} = 21'6$

$U_c = 250$; $0'04 U_c = 10$ — $2\phi12$
$0'02 U_c = 5$ ——— $\phi6/26 \sim 25$ (mín.)

$V_{1d} = 24'8 \rightarrow \phi6/.07 + V_c$; $V_{2d} = 21'6 \rightarrow V_c + \phi6/.09$
$V_c + \phi6/25 = 13'6$ — $\left(\frac{13'6}{1'6} = 8'5\right)$

anclajes:

$\phi20$ — $l_{bI} = 60$; $0'3 l_{bI} = 18$
$l_{bII} = 84$; $0'3 l_{bII} = 25$

25.40 : $\begin{cases} 75 + d + 0'3 l_{bII} = 135 \\ 20 + d + l_{bII} = 140 \\ 35 + d + 0'3 l_{bII} = 95 \ (+\frac{30}{2}) = (110) \\ 75 - d - 0'3 l_{bI} = 75 - 35 - 18 = 22 \sim 25 \end{cases}$

$$25.60: \begin{cases} 160 + d + 0'3\,l_{bII} = 240 \\ 45 + d + l_{bII} = 184 \sim 185 \\ 80 + d + 0'3\,l_{bII} = 160 \left(+\frac{40}{2}\right) = (180) \\ 160 - d - 0'3\,l_{bI} = 87 \sim 90 \end{cases}$$

PILARES:

$\lambda_g = \frac{\beta \cdot l}{30}$; ($\beta < 1 \rightarrow$ pórtico intrasl.); $\lambda_g = \frac{\beta \cdot 300}{30} < 10$

luego, no hace falta comprobar a pandeo.

P. Izq: $30 \times 30 - \begin{cases} N = 50t \\ M = 3mt \end{cases} \{ U = U' = 7'83t \rightarrow 2+2\phi12$

P. central: $30.40 - \begin{cases} N = 120t \\ M = 6mt \end{cases} \{ U = U' = 50'18 \rightarrow 4+4\phi20$

P. Der.: $30.40 - \begin{cases} N = 70t \\ M = 10mt \end{cases} \{ U = U' = 50'72 \rightarrow 4+4\phi20$

ZAPATAS: $\sigma_{adm} = 2'5 \,k/cm^2 = 25 \,t/m^2$
(todas RIG.)

Z. Izq.: $pp \sim \frac{10}{100} 50 = 5t$

$$\begin{cases} N_T = 50 + 5 = 55t \\ M_T \simeq 50(0'35 - 0'15) + 1'5 = 11'5 \,mt \end{cases}$$

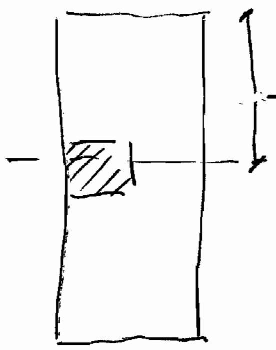
$\frac{N_T}{B \cdot 0'7} = 25$; $B = 3'20 \,m$

arm. direc. $\leftrightarrow$: $U_{min} = 0'04 U_c = 0'04 \frac{2500}{1'5} \cdot 0'7 \cdot 1 = 46'67$
$\sim 9\phi12$

arm. direc. $\updownarrow$ (como ménsula)

$pp = 3'2 \cdot 0'7 \cdot 0'7 \cdot 2'4 \simeq 4t$ — $\sigma = \frac{54}{0'7 \cdot 3'2} = 24'11 < 25$

para armado: $\sigma = \frac{50}{0'7 \cdot 3'2} = 22'3 \,t/m^2$



$\rightarrow \frac{3'2-0'3}{2} + 0'15 \cdot 0'3 = 1'50\,m$

$M = 22'3 \cdot 0'7 \cdot \frac{1'5^2}{2} = 17'6\ mt$

Umin (como viga) $= 60'85t - 4\phi20$

viga "centradora":

$M \simeq 50 \cdot (0'35 - 0'15) + 1'5 = 11'5\ mt$

$30 \times 60 \quad - U = 36'2 \sim 3\phi20$

$d = .55$

Z. Central:

$\begin{cases} N_T = 120 + \frac{10}{100} 120 - 132 \\ M_T = 3\ mt \end{cases}$

$A \cdot B \cdot 25 = 132 \;;\quad A = B \simeq 2'40\,m$

$PP = 2'4 \cdot 2'4 \cdot 2'3 \cdot 0'7 = 9'3 - N_T = 129'3$

$e = \frac{3}{129'3} = 0'02 \quad - \sigma_{max} = \frac{129'3}{2'4^2}\left(1 + \frac{6 \cdot 2}{240}\right) = 23'6 < 25$

arm.: $\sigma = \frac{120}{2'4^2}\left(1 + \frac{6 \cdot \frac{3}{120}}{2'40}\right) = 22'14$

$M = 22'14 \cdot \frac{1}{2}\left(\frac{2'4-0'3}{2} + 0'15 \cdot 0'3\right)^2 = 13'39\,mt$

$U_{min} = 0'04 U_c = 46'67\ p.m \quad - \phi20/.30$

Z. Der. :

$\begin{cases} N_T \simeq 70 + PP = 77\,t \\ M_T = 5\ mt \end{cases}$

$A \cdot B \cdot 25 = 77 \quad - \quad A = B = 1'8\,m \; - PP = 5'2t$

$e = \frac{5}{75'2} = 0'07 \quad - \sigma = \begin{cases} \frac{75'2}{1'8^2}\left(1 + \frac{6 \cdot 7}{180}\right) = 28'6 \\ \text{"} \left(\text{"} - \text{"}\right) = 17'8 \end{cases}$

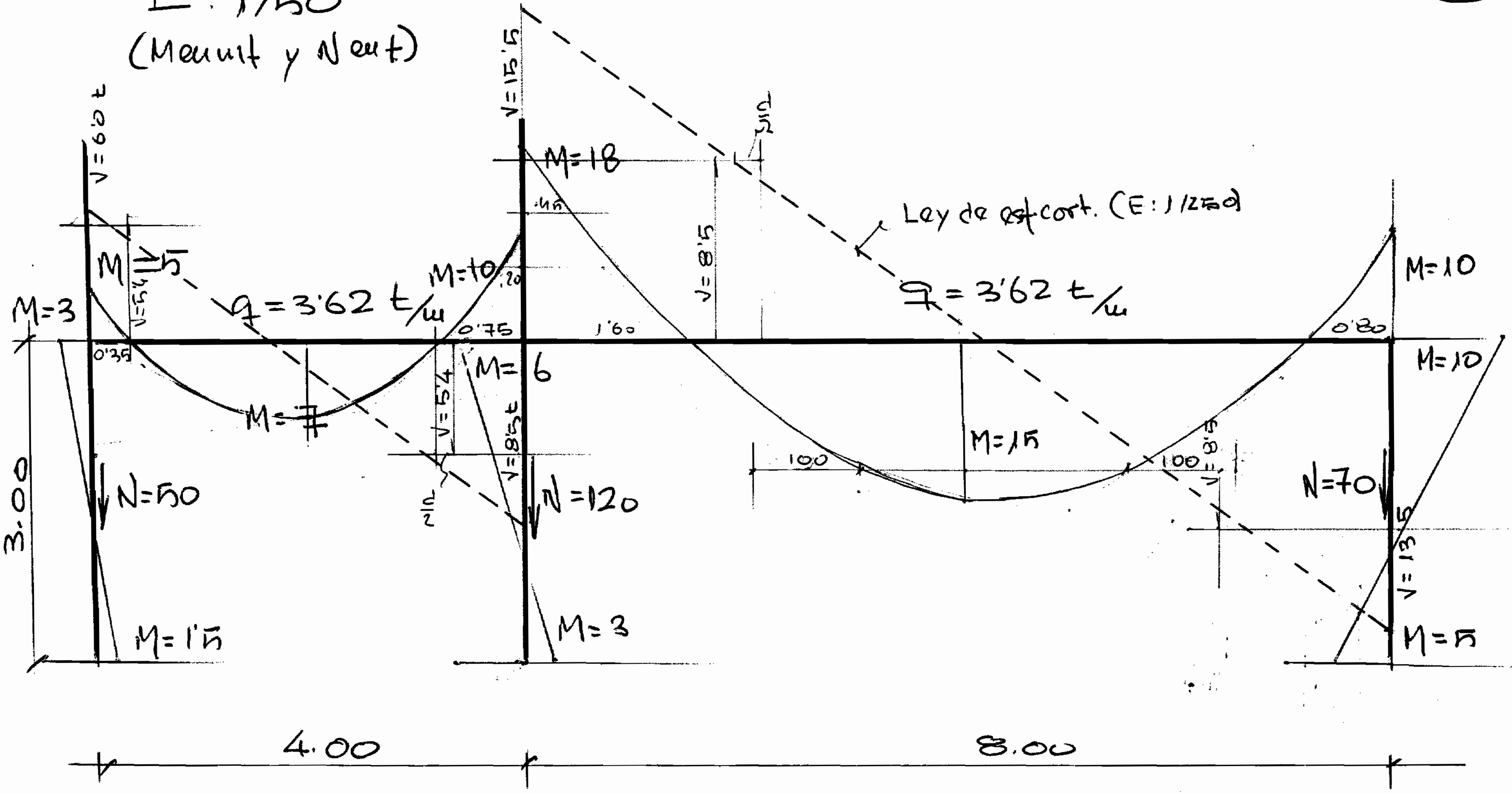
$\sigma_{med} = 23 < 25 \qquad \sigma_{max} < 1'25 \cdot 25$

arm. $U_{min} = 0'04 U_c$ — emp. $\phi20/.30$

Examen de H.A. y P. Dic 99. - ING. T. O.P.

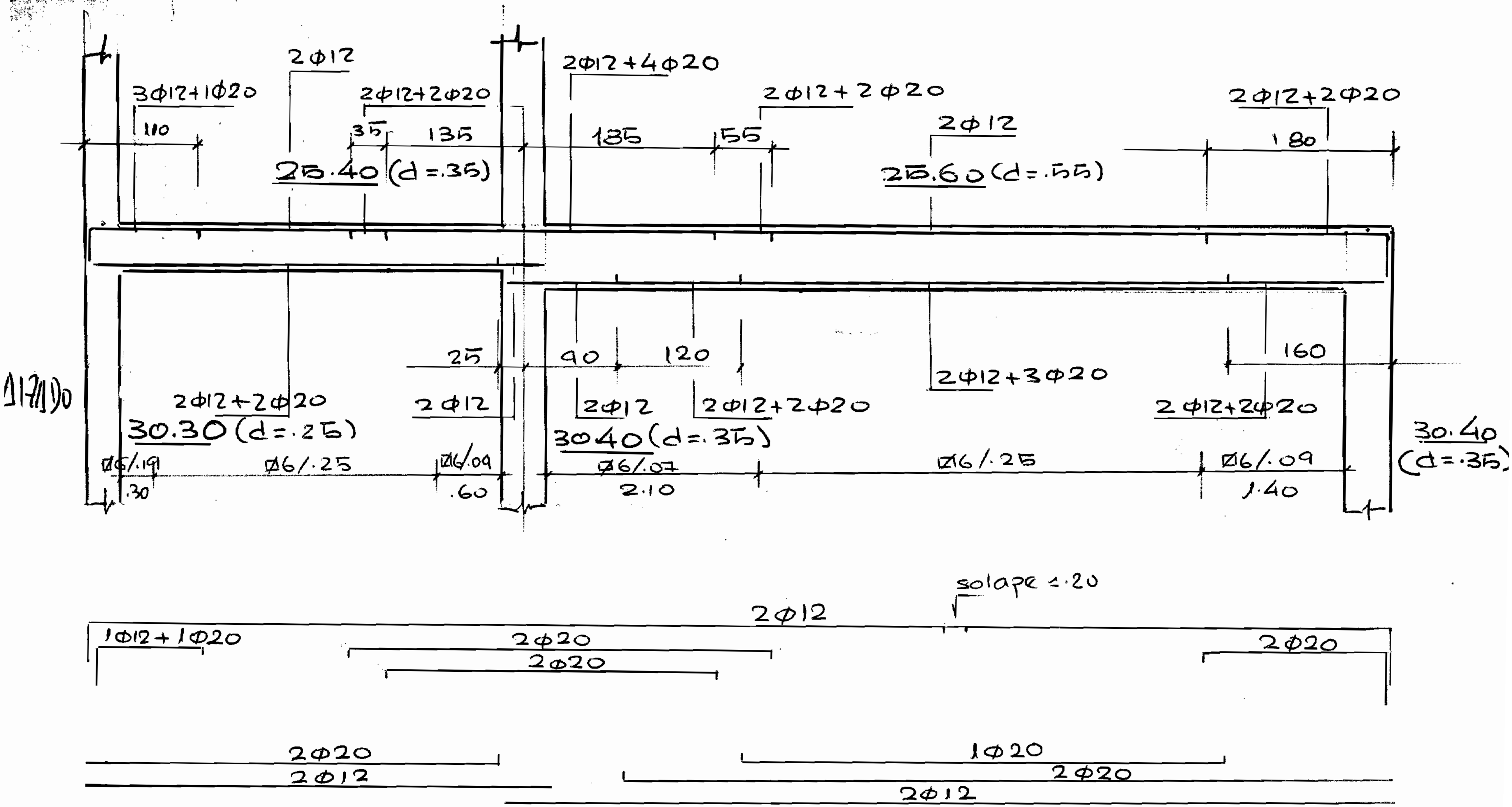
4

Ejercicio Práctico
E: 1/50
(Menult y N ent)



Ejercicio práctico
E: 1/50

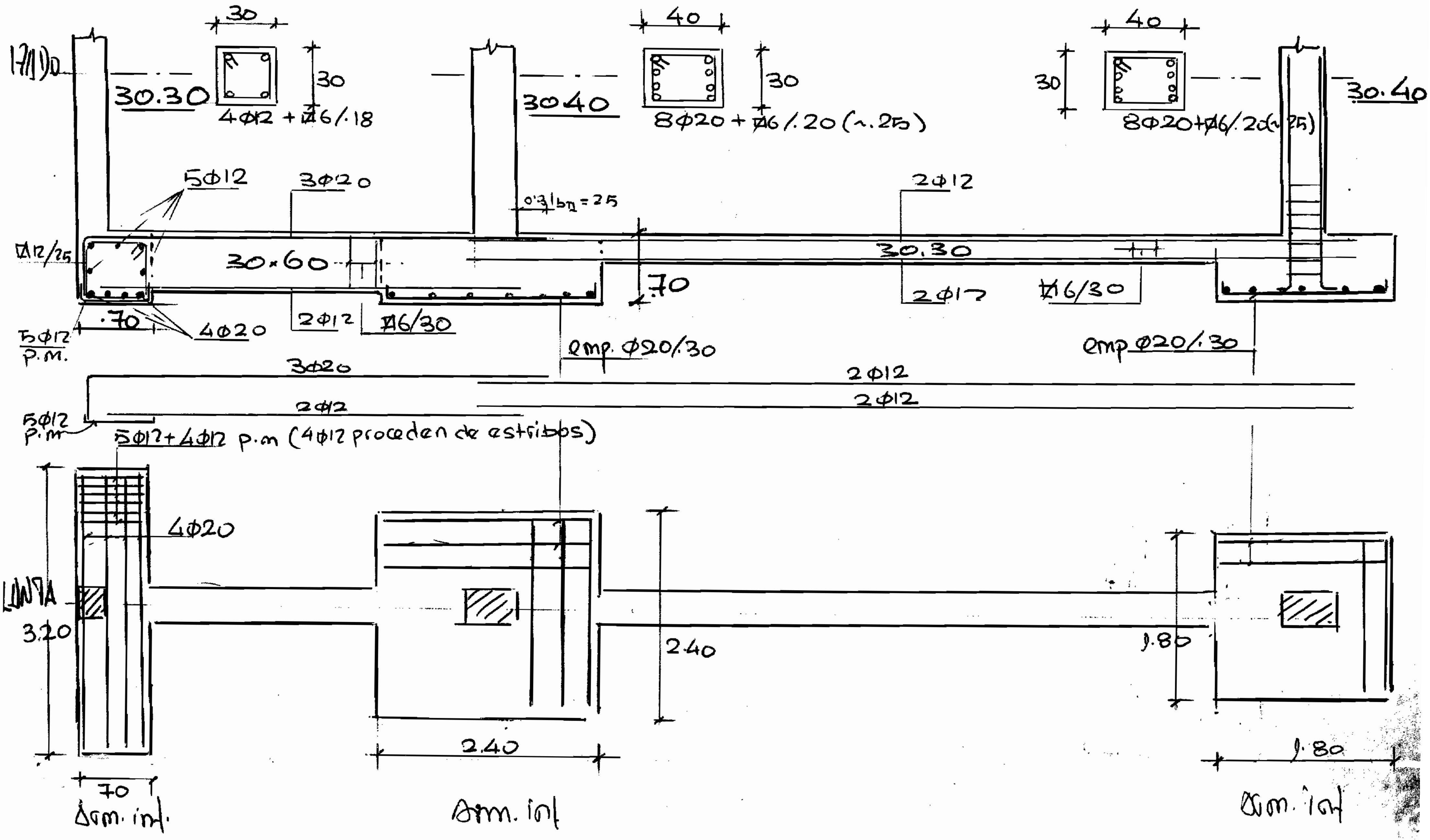
5



Ejercicio Práctico
E: 1/50

Examen de H.A.y P. - DIC.99 - ING.T.O.P.

6



ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DE ALICANTE
I. T. DE OBRAS PÚBLICAS HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

EXAMEN 11-2-2000 EJERCICIO TEÓRICO

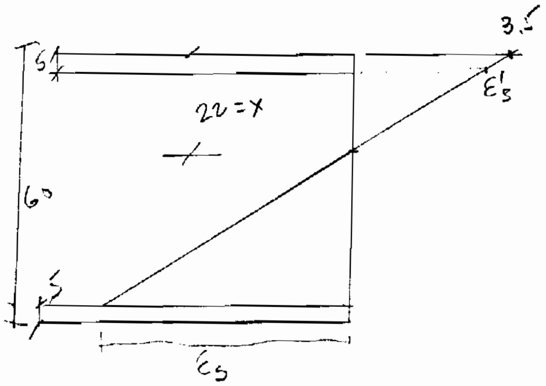
Resultados

1) Una sección rectangular de hormigón armado de 30x60 cm (bxh), armada en ambas caras con acero B500S (AEH 500S), está trabajando a flexión simple. Se sabe que la profundidad de la línea neutra es 22 cm. Suponiendo d' = 5cm y un hormigón HA-25 (H-250), determinar:

a) El dominio en que está trabajando.

b) Deformaciones en las fibras extremas del hormigón y de los aceros.

c) Tensiones de cálculo en el hormigón y aceros.



$x_{lim} = 0.259\, d = 14.24$ cm (D2, D3)

b) $\frac{\varepsilon_s}{3.5} = \frac{55-22}{22}$ $\varepsilon_s = 5.25‰$ $\boxed{D\ 3}$

$\frac{\varepsilon'_s}{3.5} = \frac{22-5}{22}$ $\varepsilon'_s = 2.7‰$

c) $f_{cd} = 0.85\,\frac{25}{1.5} = 14.2$ MPa.

$f'_{yd} = 400$ MPa $f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.8$ MPa.

2) Tipos de pérdidas de pretensado. Causas que las producen, efectos que originan y vías para reducirlas.

Dimensionar las vigas, pilares y zapatas considerando que forman parte del falso túnel de la figura, en cuya realización se darán los siguientes pasos:

1. Excavación del terreno superior ①.
2. Disposición de los muros pantalla.
3. Disposición de las vigas ancladas a los muros en su coronación, de forma que éstos queden apoyados a efectos de empuje de tierras en sus bordes superiores.
4. Excavación del terreno inferior ②.
5. Elevación de un pilar central bajo cada viga.
6. Colocación de un forjado de cierre sobre las vigas (con las debidas pendientes de salida de aguas, impermeabilización, etc.)
7. Rellenado y compactación en los 2 m superiores y pavimentado final.

Datos:

- sobrecarga sobre pavimento = 1400kp/m2
- densidad del H.A.= 2.5 t/m3
- p.p. pavimento + forjado = 300kp/m2
- H-300
- AEH-500
- controles normales
- terreno: γ=2t/m3; φ =30°; $\delta = 2/3\varphi$; σadm.= 3kp/cm2
- longitud de pandeo del pilar = 5.00m
- sólo se utilizarán los diámetros ø20 y ø10

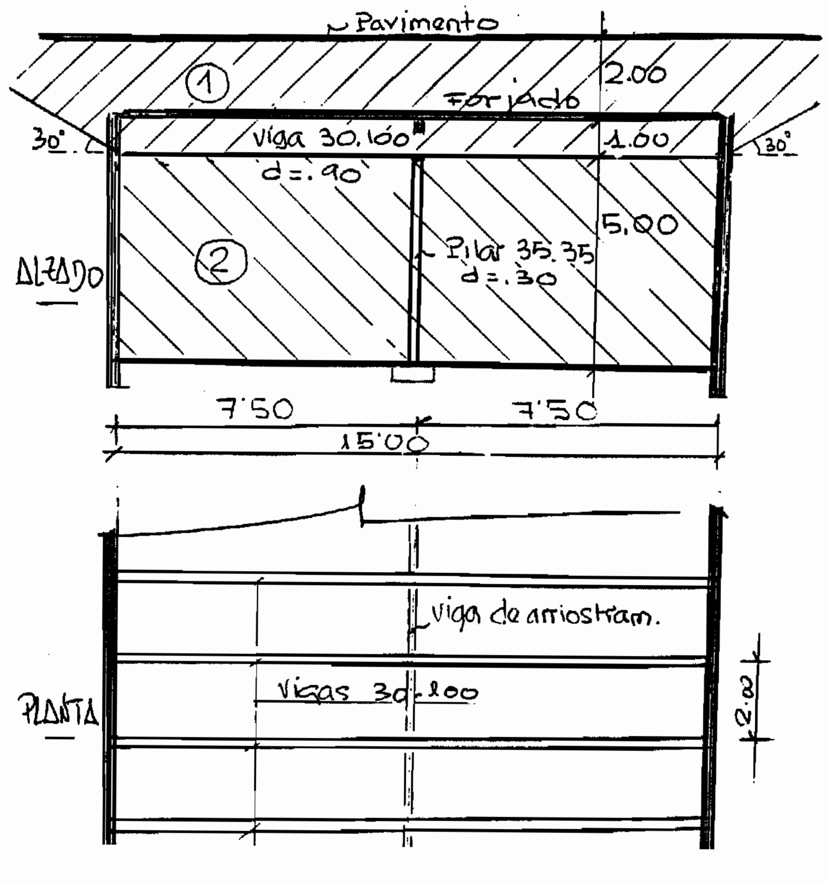


Tabla 9.2
Coeficientes de empuje activo

9.3. Empuje activo

Para el cálculo de los empujes activos de terrenos sin cohesión se recomienda aplicar la teoría de Coulomb, que proporciona valores suficientemente aproximados. Con muro de trasdós plano (figura 1), que forma un ángulo α con la horizontal, y superficie del terreno plana, formando talud de ángulo β, sobre la que actúa una carga uniformemente repartida de valor q por m de proyección, los componentes horizontal p_H y vertical p_V de la presión sobre el muro, a la profundidad z contada a partir de la coronación del muro, tienen las expresiones siguientes:

$$p_H = (\gamma z + q)\,\lambda_H$$
$$p_V = (\gamma z + q)\,\lambda_V$$

Los componentes horizontal P_H y vertical P_V de empuje total P, por unidad de longitud de muro tienen por expresiones:

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + q\,h\right)\lambda_H$$

$$P_V = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + q\,h\right)\lambda_V$$

El punto de aplicación del empuje P se encuentra a una profundidad y desde la coronación del muro dada por la expresión:

$$y = h\,\frac{2\gamma h + 3q}{3\gamma h + 6q}$$

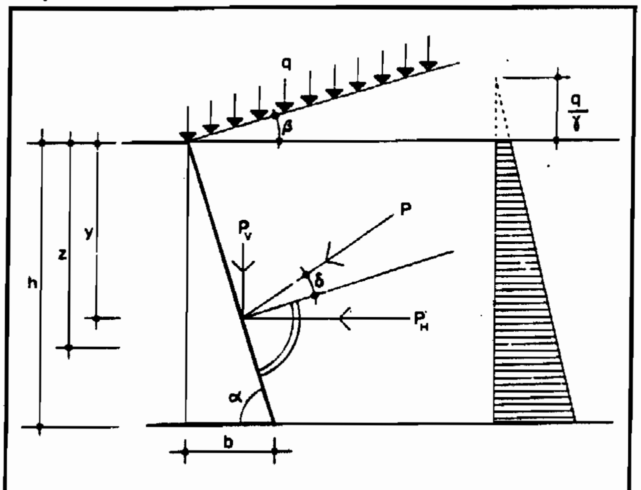


Figura 1

Angulo de rozamiento interno del terreno φ	Angulo de rozamiento de terreno y muro δ	Angulo del talud del terreno β	Coeficiente λ_H de empuje activo horizontal siendo la inclinación del muro: $b:h = \cot\alpha =$						Coeficiente λ_V de empuje activo vertical siendo la inclinación del muro: $b:h = \cot\alpha =$					
			0,8	0,6	0,4	0,2	0	−0,2	0,8	0,6	0,4	0,2	0	−0,2
20°	0°													
	φ/3 = 6° 40′													
	2φ/3 = 13° 20′													
	φ = 20°	10°	0,66											
		15°	0,82									0,39	0,21	0,07
		20°	1,47									0,60	0,32	0,12
25°	0°	0°	0,65									0,10	0,00	−0,07
		10°	0,79									0,11	0,00	−0,07
		15°	0,89									0,12	0,00	−0,08
		20°	1,03									0,14	0,00	−0,09
		25°	1,55									0,20	0,00	−0,14
	φ/3 = 8° 20′	0°	0,56									0,16	0,05	−0,02
		10°	0,70									0,18	0,06	−0,02
		15°	0,80									0,20	0,07	−0,02
		20°	0,96									0,23	0,08	−0,02
		25°	1,55									0,35	0,12	−0,03
	2φ/3 = 16° 40′	0°	0,48									0,21	0,10	0,03
		10°	0,61									0,25	0,12	0,03
		15°	0,72									0,28	0,14	0,03
		20°	0,88									0,33	0,16	0,04
		25°	1,55									0,52	0,25	0,06
	φ = 25°	0°	0,40									0,27	0,15	0,07
		10°	0,53	0,52	0,48	0,44	0,38	0,31	1,07	0,77	0,51	0,32	0,18	0,07
		15°	0,63	0,60	0,56	0,50	0,43	0,35	1,27	0,89	0,60	0,37	0,20	0,08
		20°	0,79	0,74	0,67	0,59	0,50	0,41	1,60	1,10	0,71	0,43	0,23	0,10
		25°	1,55	1,35	1,16	0,98	0,82	0,68	3,13	1,99	1,23	0,72	0,38	0,17
30°	0°	0°	0,60	0,54	0,48	0,41	0,33	0,26	0,48	0,33	0,19	0,08	0,00	−0,05
		10°	0,71	0,64	0,55	0,46	0,37	0,28	0,57	0,38	0,22	0,09	0,00	−0,06
		20°	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,71	0,47	0,27	0,11	0,00	−0,07
		25°	1,04	0,90	0,77	0,63	0,50	0,38	0,83	0,54	0,31	0,13	0,00	−0,08
		30°	1,60	1,36	1,14	0,93	0,75	0,59	1,28	0,82	0,45	0,19	0,00	−0,12
	φ/3 = 10°	0°	0,50	0,47	0,42	0,37	0,30	0,24	0,57	0,41	0,26	0,14	0,05	−0,01
		10°	0,61	0,56	0,50	0,42	0,34	0,27	0,69	0,49	0,31	0,16	0,06	−0,01
		20°	0,79	0,71	0,61	0,51	0,41	0,32	0,90	0,62	0,38	0,20	0,07	−0,01
		25°	0,95	0,84	0,72	0,60	0,48	0,37	1,08	0,73	0,45	0,23	0,08	−0,01
		30°	1,60	1,36	1,14	0,93	0,75	0,59	0,82	1,18	0,71	0,36	0,13	−0,01
	2φ/3 = 20°	0°	0,41	0,40	0,37	0,33	0,28	0,22	0,68	0,49	0,33	0,20	0,10	0,03
		10°	0,52	0,49	0,44	0,39	0,32	0,25	0,85	0,60	0,39	0,24	0,12	0,04
		20°	0,69	0,63	0,56	0,48	0,39	0,30	1,13	0,78	0,50	0,29	0,14	0,05
		25°	0,86	0,77	0,67	0,57	0,46	0,35	1,41	0,96	0,60	0,35	0,17	0,05
		30°	1,60	1,36	1,14	0,93	0,75	0,59	2,63	1,68	1,02	0,57	0,27	0,09
	φ = 30°	0°	0,32	0,33	0,33	0,30	0,26	0,21	0,82	0,60	0,41	0,26	0,15	0,07
		10°	0,42	0,42	0,39	0,35	0,30	0,24	1,07	0,76	0,50	0,31	0,17	0,08
		20°	0,58	0,56	0,51	0,44	0,37	0,29	1,48	1,01	0,65	0,39	0,21	0,10
		25°	0,75	0,70	0,62	0,53	0,44	0,34	1,92	1,26	0,79	0,47	0,25	0,12
		30°	1,60	1,36	1,14	0,93	0,75	0,59	4,10	2,45	1,44	0,82	0,43	0,20

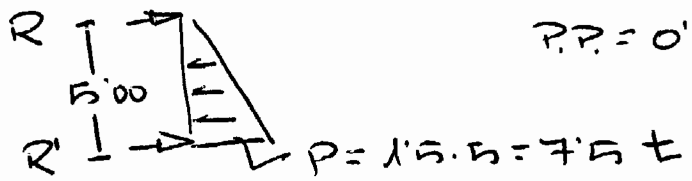
Examen de H.A. y P. — 11-2-2000 ①

Solución del ejercicio práctico

Fase I: Vigas de 15 m de luz soportando su PP y el empuje de los muros.

Empuje: $\lambda_H = 0'75$ — $P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_H = 1'5 z$

$P.P. = 0'3 \cdot 1 \cdot 2'5 = 0'75\ t/m$



en cada viga: (sep. = 2.00 m)

Compres. — $N = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 7'5 = 12'5\ t$

Flex. — $M = \frac{0'75 \cdot 15^2}{8} = 21'09\ mt$

arm. simétrica — $U = 29'37\ t$ — $3\phi 20$

Pandeo:

plano vertical:

$e_0 = e_2 = \frac{M}{N} = 1'69\ m$; $e_e = 0'6 e_2 = 1'01$

$e_a = \left(3 + \frac{5100}{1'15 \cdot 3500}\right) \frac{100 + 20 \cdot 1'01}{100 + 10 \cdot 1'01} \frac{15^2}{1} \cdot 10^{-4} = 0'18\ m$

$e_T = e_e + e_a = 1'19 <$ exc. de cálculo

Plano horiz.:

$e_e = 2\ cm$

$e_a = \left(3 + \frac{5100}{1'15 \cdot 3500}\right) \frac{30 + 20 \cdot 2}{30 + 10 \cdot 2} \frac{7'5^2}{0'3} \cdot 10^{-4} = 0'11\ m$

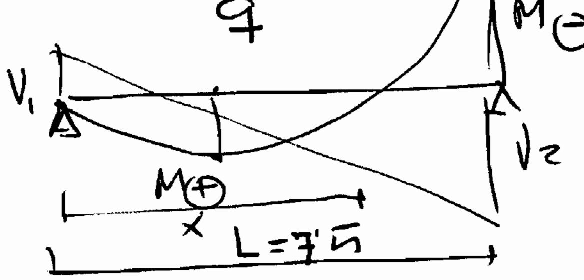
$e_T = 0'02 + 0'11 = 0'13\ m$ — $M = 12'5 \cdot 0'13 = 1'63\ mt$

$N = 12'5\ t$. — $U = U_{min} = 25'70$ — $2\phi 20$

Fase II: vigas de dos vanos de 7'5 m soportando las cargas sup. y el empuje.

En este caso puede despreciarse (del l. de la seg.) ~~el empuje~~ la compresión provocada por el empuje.

q $\quad M_{\ominus} = \frac{ql^2}{8} = 85'43$ mt $\quad$ 2



$V_1 = \frac{3}{8} qL = 34'17$ t

$V_2 = \frac{5}{8} qL = 56'95$

$q = (2.2 + 1'4 + 0'3) \cdot 2 + 0'75 = 12'15$ t/m

$M_x = V_1 x - \frac{qx^2}{2}$; $\frac{\partial M}{\partial x} = 0$; $x = 0'38\,L = 2'85$

$M_{\text{máx}}^{\oplus} = 0'07\,ql^2 = 47'84$ mt

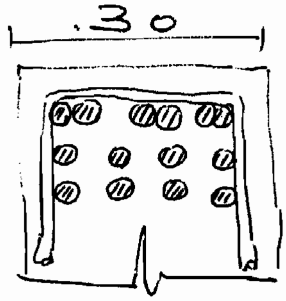
$M = 0$ — $x = 0'75\,L = 5'62$

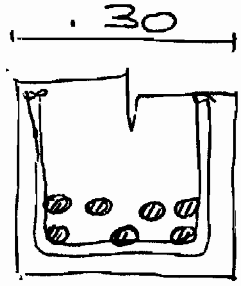
$0'04\,U_c = 0'04 \cdot \frac{3000}{1'5} \cdot 1 \cdot 0'3 = 24$ t

$M_{\ominus} = 85'43$ mt — $U = 192'06$ t — 14Φ20

$M_{\oplus} = 47'84$ mt — $U = 94'85$ t — 7Φ20

14Φ20 —





— 7Φ20

$V = 34'17$ — $V_d = 54'7$ — V_c + Φ10/.15

$V = 56'95$ — $V_d = 91'12$ — V_c + Φ10/.07

V_c + Φ10/30 $= \frac{1}{2}\sqrt{\frac{300}{1'5}} \cdot 10 \cdot 0'3 \cdot 0'5 + 0'9\,\frac{d}{s_t} \cdot 6'6 = 36'91$

Pilar :

$N = 2 \cdot V_2 = 113'90$ t

$\lambda_g = \frac{500}{35} > 10$ — $e_e = 2$ cm ; $e_a = 4'16$ cm

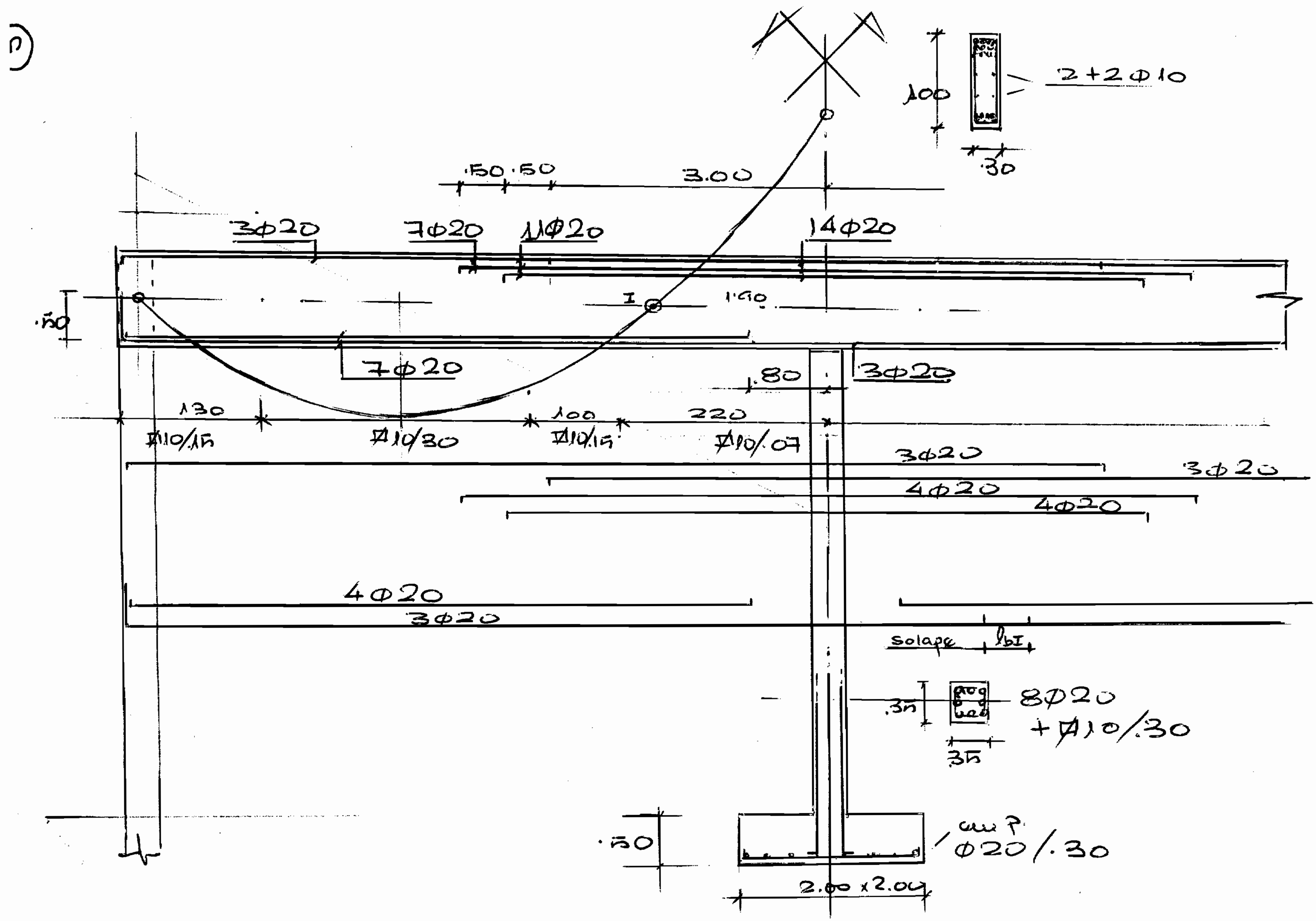
$M = N \cdot (0'0416 + 0'02) = 7'0$ mt

$U = U' = 40'9$ t — 3Φ20

Zapata:

$\frac{N_T}{A^2} \le 30$; $A = 2'00$ m

200·200·50 — emp: Φ20/.30



D
2+2Φ10
100
30
.50 .50
3.00
3Φ20
7Φ20
11Φ20
14Φ20
I
1.90
.50
7Φ20
.80
3Φ20
130
100
220
Φ10/15
Φ10/30
Φ10/15
Φ10/07
3Φ20
3Φ20
4Φ20
4Φ20
4Φ20
3Φ20
solape
l_{bI}
.35
8Φ20
+Φ10/30
35
.50
Φ20/.30
2.00 x 2.00

3er curso de Ing. T. de O. P.

Examen de H.A. y P. - Sep. 2000

1 - Indicar, entre las propuestas, las causas que afectan negativamente a la durabilidad del h.a. y explicar brevemente las razones de ello.

a) Exceso de agua en la mezcla
b) Un curado excesivo
c) Falta de compacidad
d) Exposición frente a atmósfera marina
e) Falta de recubrimiento en las armaduras
f) Utilización de cemento con finura de molido excesiva
g) Uso de cementos aluminosos

2 Enumerar las causas que provocan disminución del efecto de pretensado en los casos:

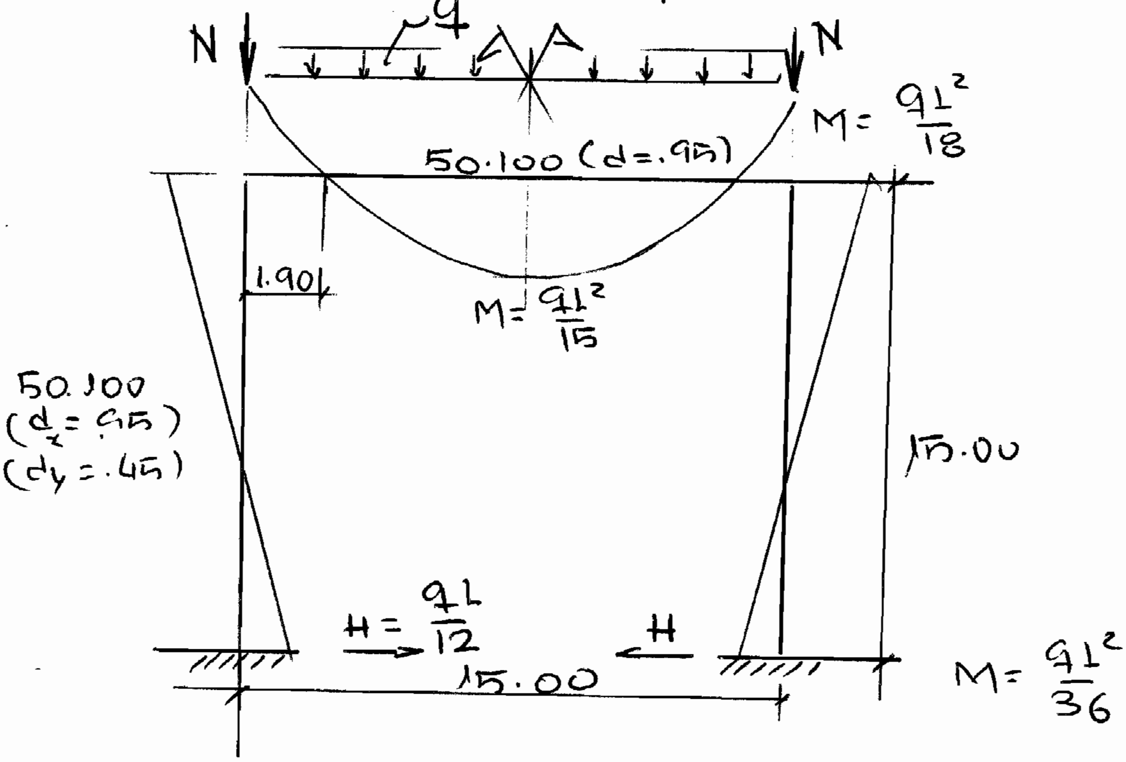
a) viga pretensada con armaduras pretesas
b) " " " " postesas

3 Hallar las fórmulas que establecen las condiciones de equilibrio de una sección rectangular sometida a flexión simple en la situación de rotura por el método rectangular.

3º ING. T. DE OBRAS PUBLICAS

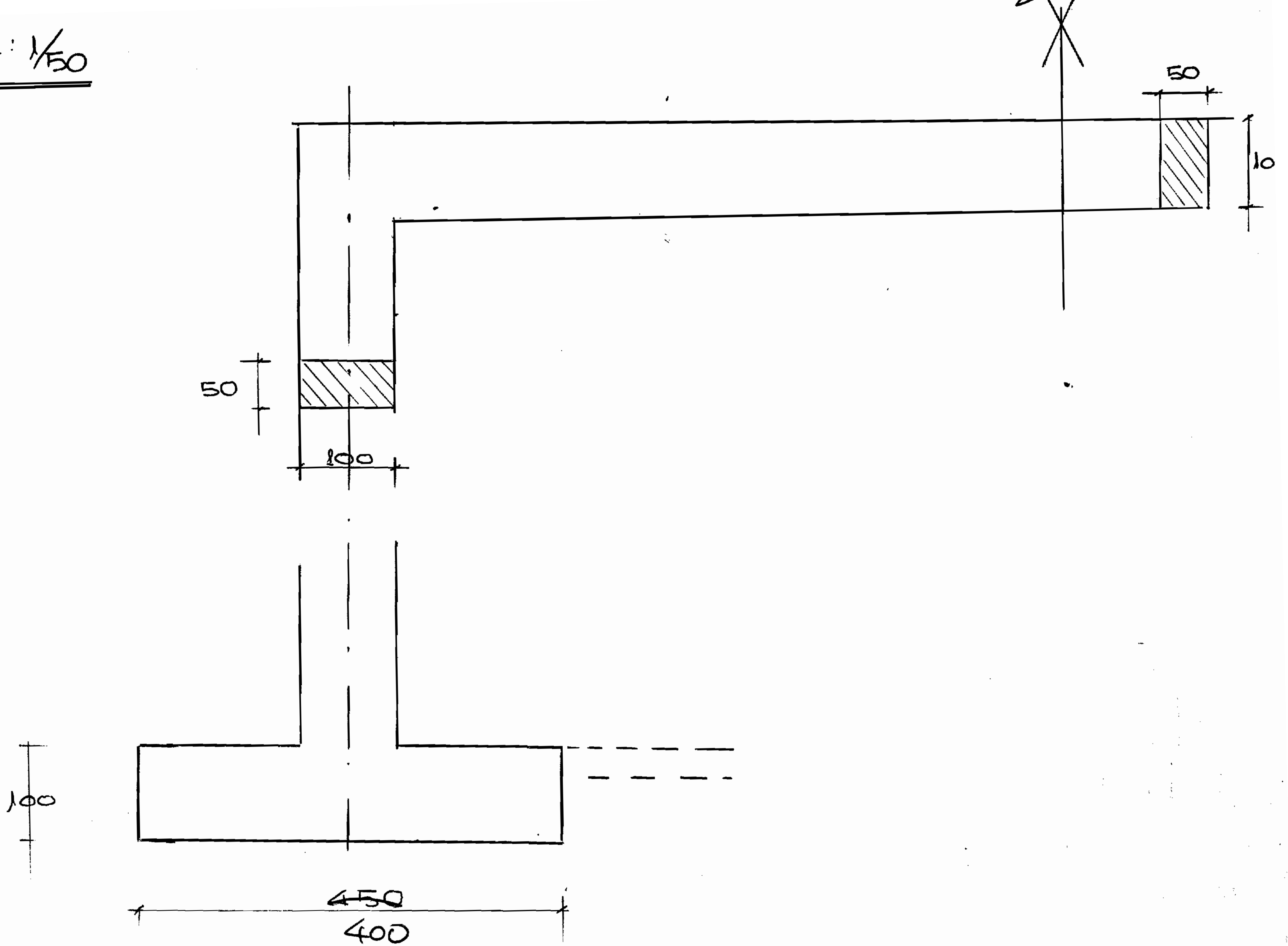
Examen de H.A. y P. - Sept. 2000

Calcular y dibujar en la hoja adjunta la armadura del pórtico de la figura.



- q = 5 t/m (incluye p.p. viga) ; N = 250 t
- H-25 (250) ; B 500 S ; contr. normales
- Terreno de σ_{adm} = ~~2'5 Kg/cm²~~ 3'0 Kg/cm²
- zapatas de 4.00 × 4.00 × 1.00
- Pórtico traslacional con $l_0 = \beta l = 0'6 \cdot 15 = 9'00$ m en ambas direcciones
- Prescindir del efecto de H en pilares y dintel
- Utilizar
  en pilares y dintel — Ø25 y Ø8
  en zapatas — Ø20
- El nº de barras se redondeará:
  con 1ª decimal ≤ 5 por defecto
  " " > 5 " exceso

E: 1/50



3º Ing. T. de O.P. – Examen Sept. 2000
Solución del ejercicio práctico

Dintel 50.100 (d = .95)

Arm. mín. (a sep ≤ 30) $= \frac{2'8}{1000} 50\cdot 100 = 14\ cm^2 - 3\phi 25$

$M = \frac{91^2}{15} = 75\ m\cdot t$ — $U = 141t$ — $6\phi 25$

$M = \frac{91^2}{18} = 62'5$ " — $U = 115\ t$ — $5\phi 25$

$U(3\phi 25) = 65'3t \longrightarrow M = 36mt$

cortante $U_{1t}(2\not{\phi} 8) = 4'12t$; $U_c = \frac{2500}{1'5} \cdot 0'5 \cdot 1 = 833\ t$

condición estrib. mín. : $S_t \leq U_{1t} \frac{d}{0'02 U_c} = .24$

contribución del h. al cortante:

EH-91 : $V_{cu} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{250}{1'5}} \cdot 50 \cdot 95 = 30'7t$

EHE : $V_{cu} = \{0'10\xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}\} b_o d$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1'46$

del lado de la seg. para As = Amínima :

$\rho_l = \frac{A_s}{b_o d} = \frac{h}{d} \frac{A_s}{b_o h} \approx 1'1 \rho_{min} = 1'1 \cdot \frac{2'8}{1000} = \frac{3}{1000}$

$V_{cu} = [0'1 \cdot 1'46 \cdot (100 \cdot \frac{3}{1000} \cdot 25)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 950 = 1'36 \cdot 10^5 N \simeq 13'6t$

$V_{u1} = 0'3 U_c = 23'7 \cdot 10^5 N$

$V_d = V \cdot \gamma_f = 5 \frac{15}{2} \cdot 1'6 = 60t \simeq 6 \cdot 10^5 N$

$\frac{1}{5} V_{u1} < V_d < \frac{2}{3} V_{u1}$; $S_t \leq 0'6d = 570 \not> 300$

Estribos $\not{\phi}8$:

EH.91 — $V_s = V_d - V_{cu} = 60 - 30'7 = 29'3$ — $\not{\phi}8/.120'$ ó $\not{\phi}8/.24$

EHE — $V_s =$ " $= 6 \cdot 10^5 - 1'36 \cdot 10^5 = 4'64 \cdot 10^5 N$ — $\not{\phi}8/.076$ ó $2\not{\phi}8/.15$

Por geometría se obtiene la disposición de $\not{\phi}8/.15$ y $\not{\phi}8/.24$

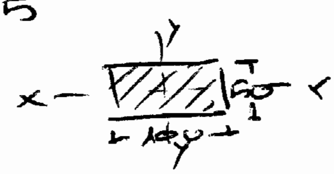
Pilas

n. sup $\begin{cases} N = 250 + 37'5 = 287'5 \ t \\ M = 62'5 \ mt \end{cases}$

n. inf $\begin{cases} N = 287'5 + pp = 287'5 + 2'5 \cdot 0'5 \cdot 1 \cdot 15 = 306'2 t \\ M = 31'2 \ mt \end{cases}$

$U = U' = 57'4 \ — \ 3\phi 25$

Pandeo en plano y-y



$(\lambda_{s_x} = \frac{l_0}{h} = \frac{9}{0'5} = 18 > 10)$

EHE:

$e_a = (1 + 0'12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_e}{h + 10 e_e} \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$

$\beta = 1'5$; $\varepsilon_y = \frac{400}{20 \cdot 10^4} = \frac{0'2}{100}$; $\varepsilon = 0'0035$

$e_e = e_{min} = 2'5 \ cm$; $l_0 = 900 \ cm$

$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{50}{\sqrt{12}} = 14'4 \ cm$

Sustdo:

$e_a = 9'7 \ cm$; $e_T = e_a + e_e = 12'2 \ cm$

$N = N_{max} = 306'2 \ t$

$M = N \cdot e_T = 306'2 \cdot 0'122 = 37'4 \ t.$ $\left\{ \begin{array}{l} 100 \cdot 50 \\ d = \cdot 45 \end{array} \right\} \begin{array}{l} U = 107'8 \\ 5\phi 25 \end{array}$

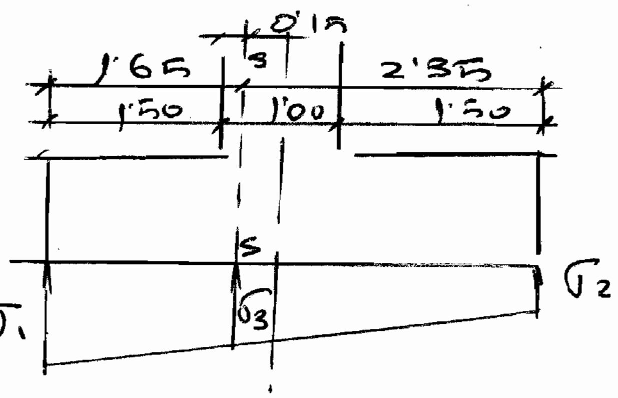
Zapata

$N = 306'2$; $M = \frac{91^2}{36} = 31'2 \ mt$; $e = \frac{M}{N} = 0'1 < \frac{A}{6}$

$As_{min} = \frac{1'8}{1000} 100 \cdot 100 = 18 \ cm^2/m \ — \ 6\phi 20 \ p.m$

$Us_{min} = 0'04 \cdot \frac{2500}{1'5} \cdot 1 \cdot 1 = 67 \ t/m \ — \ 5\phi 20 \ p.m$

EH-91:



$$\sigma = \frac{306'2}{4^2}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 0'1}{4}\right) = \begin{cases} \sigma_1 = 22'0 \ t/m^2 \\ \sigma_2 = 16'3 \ t/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \frac{2'35}{4}(\sigma_1 - \sigma_2) = 19'65$$

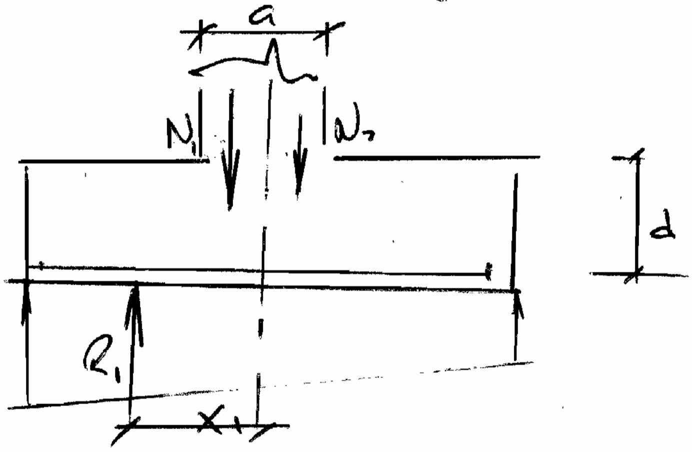
$$M_{s.s} = \sigma_3 \frac{1'65^2}{2} + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot 1'65 \cdot \frac{2}{3} 1'65 = 28'9 \ mt$$

— cuanto mínimo

$5\phi 20$ p.m

EHE :

$$T_d = T \cdot \gamma_f = R_1 \frac{x_1 - \frac{a}{4}}{0'85 d} \cdot \gamma_f$$



$$R_1 = N \frac{1 + 3\frac{e}{A}}{2} = 306'2 \frac{1 + 3\frac{0'1}{4}}{2} = 164'6 \ t$$

$$x_1 = \frac{A}{4} \frac{1 + 4\frac{e}{A}}{1 + 3\frac{e}{A}} = \frac{4}{4} \frac{1 + 4\frac{0'1}{4}}{1 + 3\frac{0'1}{4}} = 1'02 \ m$$

$\gamma_f = 1'6$

sust do : $T_d = 251 \ t$ $(T = 157)$ $\longrightarrow$ $20\phi 20$ en 4 m

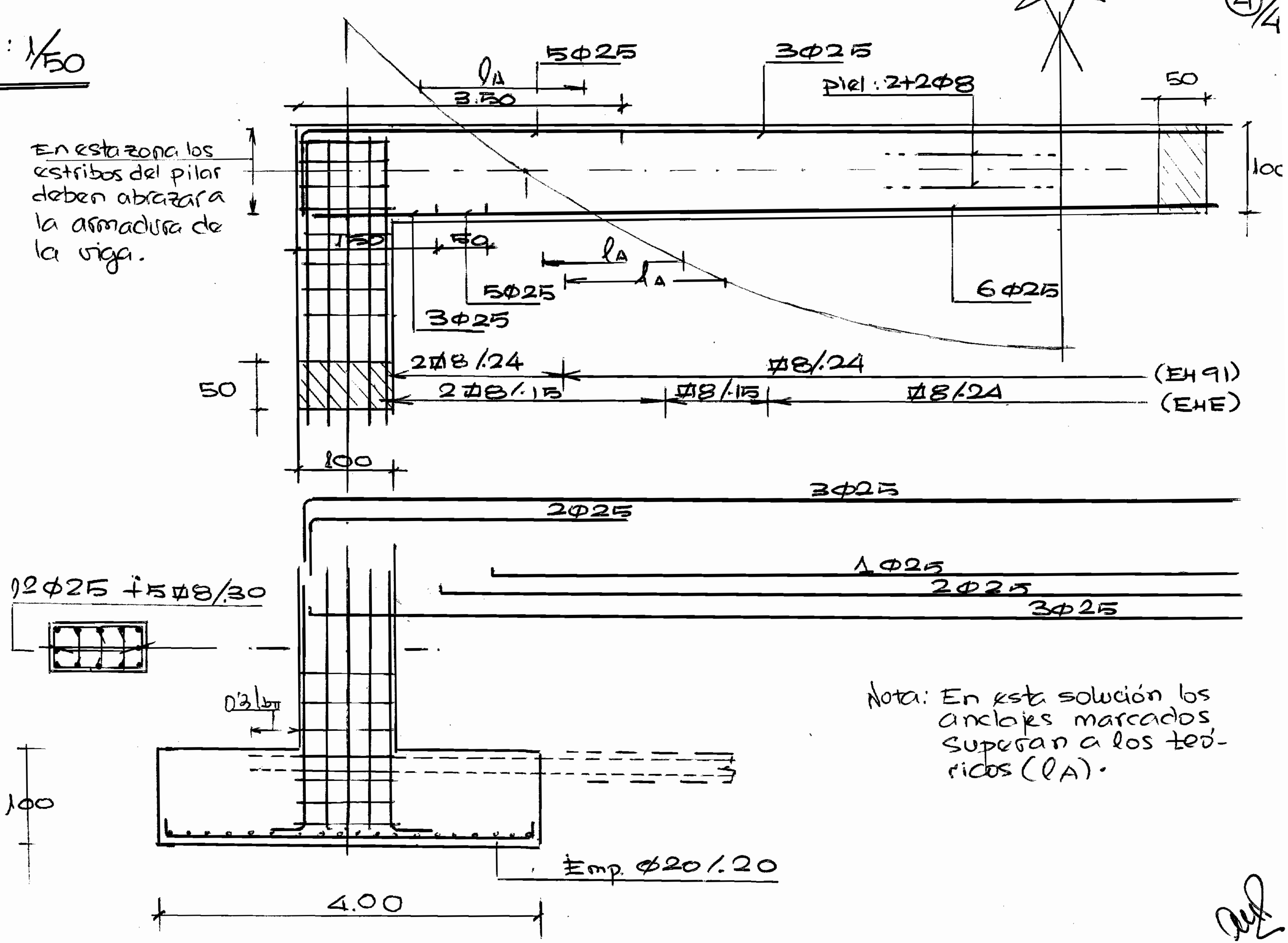
en direcc. transv. igual (mínima)

<u>correa de atado</u> :

$H = \frac{91}{12} = 6'75$; $T_d = H \cdot \gamma_f = 10t \rightarrow 2\phi 20 + 2\phi + \not{\phi}$

(bastarían $4\phi 12 + \not{\phi} 6/.30$)

E: 1/50



5Φ25
3Φ25
l_A
3.50
piel: 2+2Φ8
50
100
En esta zona los estribos del pilar deben abrazar a la armadura de la viga.
150
50
l_A
l_A
5Φ25
3Φ25
6Φ25
2Ø8/.24
Ø8/.24
(EH 91)
2Ø8/.15
Ø8/.15
Ø8/.24
(EHE)
50
100
3Φ25
2Φ25
1Φ25
2Φ25
3Φ25
12Φ25 + 5Ø8/30
0'3 l_{bI}
100
Emp. Φ20/.20
4.00
Nota: En esta solución los anclajes marcados superan a los teóricos (l_A).

ANTERIORES
CURSO 1999-2000

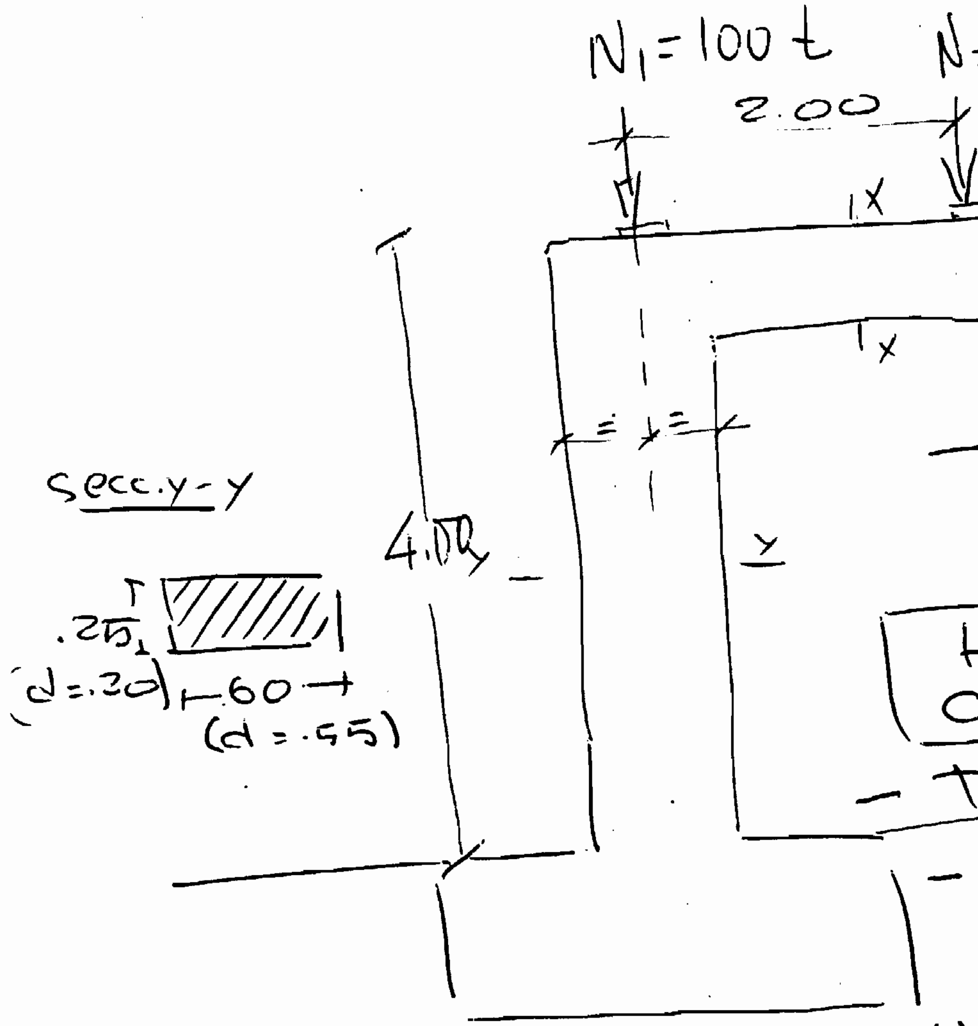
EXAMEN DE H.A. y P. - 3º O.P.
Convocatoria de Junio

(27.2.99)

Ejercicio Práctico

Dibujar a escala 1/20 el plano de la estructura simple indicada en el croquis.

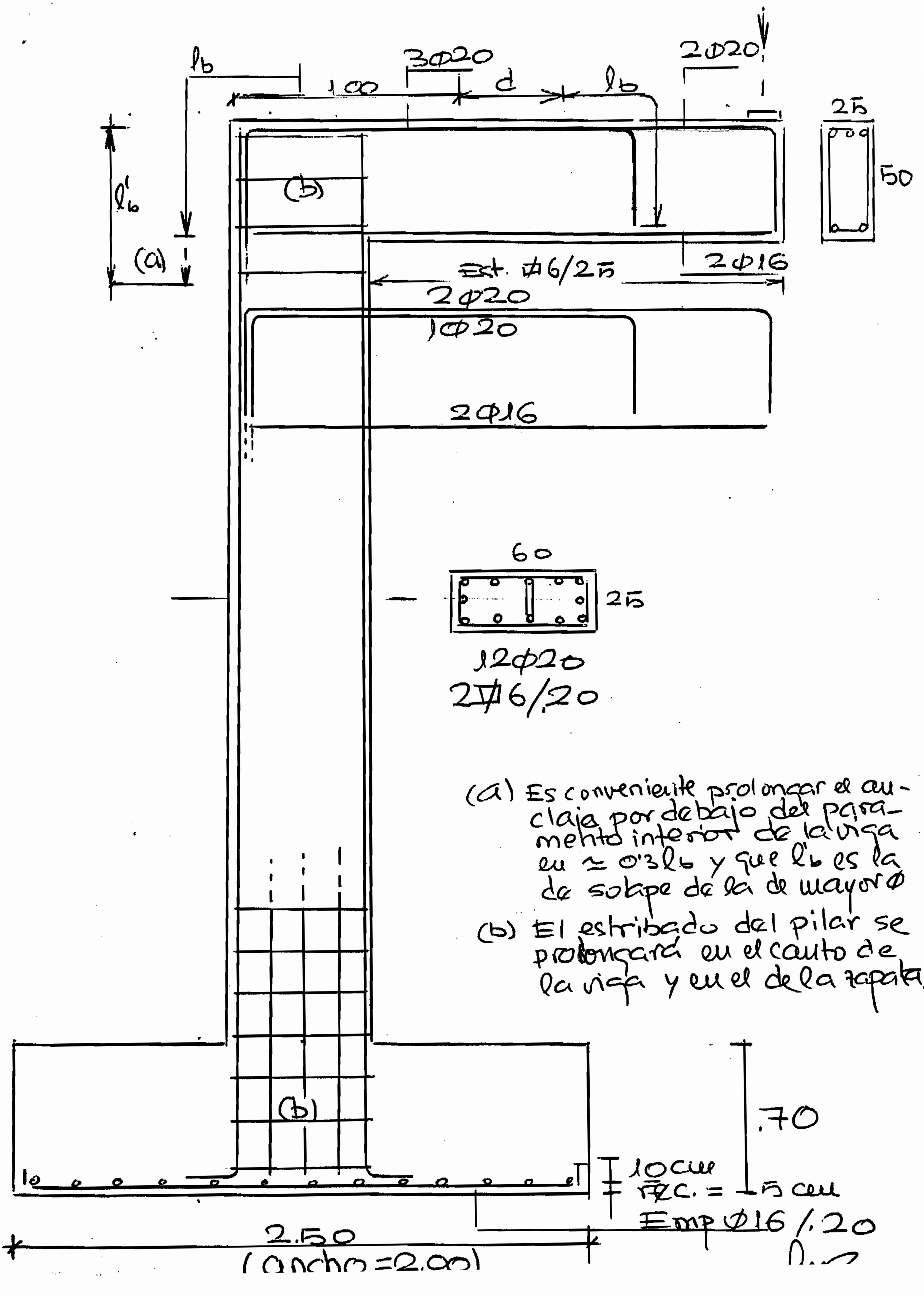
NOTA: se adjuntarán en hoja aparte los cálculos efectuados.



- long. pandeo del pilar en ambos ejes = 3.50

H-200 - AEH 500
cont. normales

- terreno σ_{adm} = 2'5 Kp/cm²
- se puede prescindir del p.p. de pilar y ménsula.
- solo se utilizarán los diámetros: ϕ 20, ϕ 16, ϕ 6



(a) Es conveniente prolongar el anclaje por debajo del paramento interior de la viga en ≃ 0'3 lb y que l'b es la de solape de la de mayor Ø

(b) El estribado del pilar se prolongará en el canto de la viga y en el de la zapata.

Ménsula:

$M = 5 \cdot 2 = 10\,mt \rightarrow U = 42'7 \begin{cases} 3\phi 20 \\ 5\phi 16 \\ 2\phi 16 + 2\phi 20 \end{cases}$

$V_d = 1'6 \cdot 5 = 8t$

$V_c = 25 \cdot 45 \cdot \frac{1}{2}\sqrt{\frac{200}{1'5}} = 6'5\,t$

$(2\phi 6)$ $V_s = V_d - V_c = 1'5 = 0'9 \cdot 2 \cdot 38 \frac{45}{S_t}$; $S_t = 64\,cm$

$S_t \leq \begin{cases} 0'64 \\ 0'85d = 0'38 \\ 3b \\ 30\,cm \\ 0'02\,V_c \text{ en } d \rightarrow s = 0'30 \end{cases}$ se dispone $\phi 6/,25$

anclajes $l_b(\phi 16) = 49\,cm$; $l_b(\phi 20) = 76\,cm$

Pilar: $\begin{matrix} M = 10\,mt \\ N = 105\,t \end{matrix}$ $\} U = U' = 39'9 - 3\phi 20$

Pandeo: $e_a = \left(3 + \frac{5100}{1'15 \cdot 3500}\right) \frac{25 + 2 \cdot 20}{25 + 2 \cdot 10} \cdot \frac{350^2}{25} \cdot 10^{-4}$

$e_T = e_o + e_a = 2 + 3'02 = 5'02$

$\begin{matrix} N = 105 \\ M = N \cdot e_T = 5'27 \end{matrix}$ $\}$ en $60 \cdot 25 \rightarrow U = U' = 59'7t$ $\begin{matrix} 5\phi 20 \\ 4\phi 20 + 1\phi 16 \end{matrix}$

estribos: $\phi 6$ / sep. núcleo $< 15\phi$

zapata

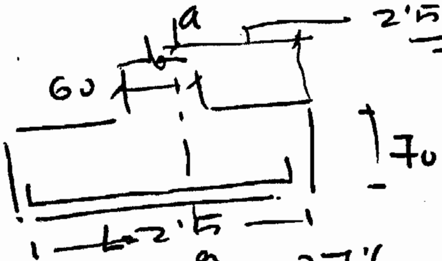
$\sigma_{adm} = 25\,t/m^2$

$N = 105\,t$

$M = 10\,mt$

$A_{nec} > \frac{105}{25} = 2 \cdot 2 \sim > 2 \times 2'5$
$h = ,70$

$\frac{2'5 - 0'6}{2} + 0'15 \cdot 0'6 = 1'04\,m$



$PP \simeq \begin{matrix} 105'0 \\ 8'4 \\ \hline 113'4 \end{matrix}$

$e = \frac{10}{105} = 0'09 < \frac{L}{6}$

$\sigma = \frac{113'4}{2 \cdot 2'5}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 9}{250}\right) = \begin{cases} 27'6 \\ 17'8 \end{cases}$ $\begin{cases} \sigma_{med} = 22'7 < \sigma_{adm} \\ \sigma_{max} = 27'6 < 1'25\,'' \end{cases}$

$M_{a-a} \approx 27'6 \frac{1'04^2}{2} - 0'7 \cdot 2'4 \frac{1'04^2}{2} = 14\,mt$

100×70 $(d = 64) \equiv U = 38\,t \rightarrow 5\phi 16$ p.m

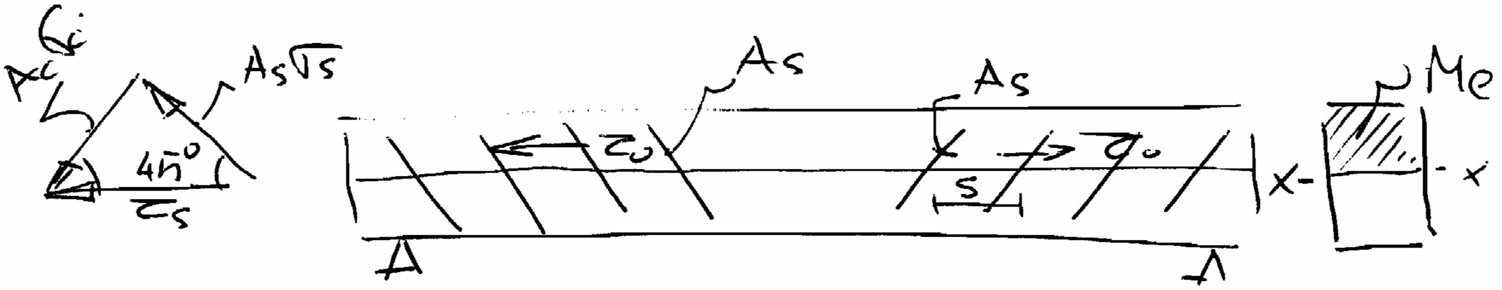
equivale a las cuantías mínimas

$\frac{15}{100} A_c \simeq 10'5\,cm^2$

D.2

1- Qué medidas adoptaría si el hormigonado de una viga se interrumpe a mitad de su altura para completarlo transcurrido un mes.

- Evitar el deslizamiento por cortante a lo largo del plano de unión disponiendo una armadura de cosido

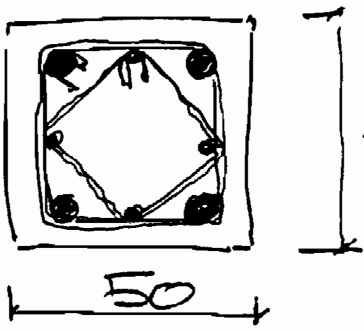


$A_s \cdot \sigma_s = \frac{\tau_s}{\sqrt{2}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot s \cdot V \cdot \frac{M_e}{I_x}$ . . . . . (ver apuntes)

2- En un edificio situado en zona sísmica, qué medidas de tipo general adoptaría en su estructura.

- Aproximar estribos (en pilar. $s_t \leq 12 \phi_L$)
- Absorber el esf. cort. prescindiendo del h.
- Disponer empalmes de arm. de pilares en puntos de inflexión ($\sim \frac{1}{2} h$)
- Aumentar el tamaño de juntas de dilatación para evitar fenóm. de martill
- Disponer vigas de atado entre zapatas
- Aumentar en 10 ϕ las long. de anclaje

3 - Dar la distancia máx. de separac[ión] de estribos $\phi 6$ y $\phi 8$ en el pila[r] de sección:



$4\phi 32 + 4\phi 20$

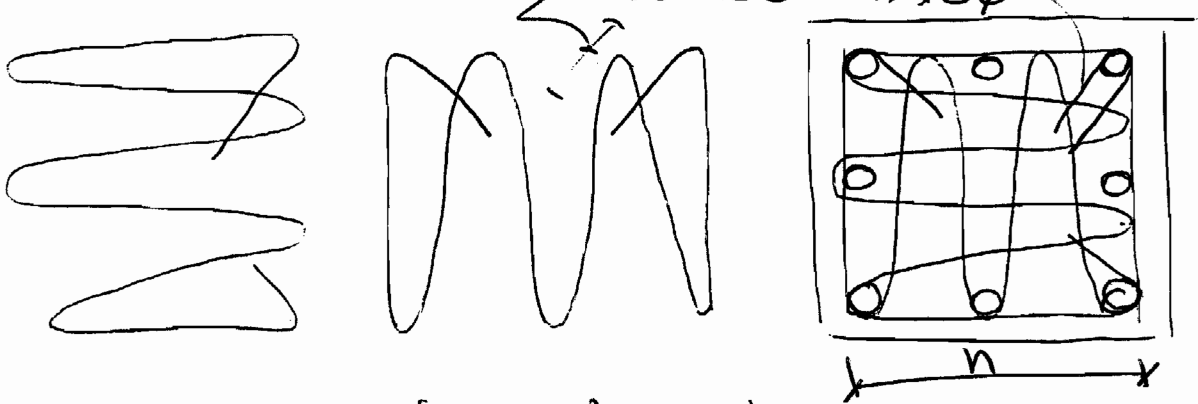
$\phi 8 \begin{cases} \phi_t = \frac{32}{4} = 8\ mm \\ s_t = 15 \cdot 20 = 30\ cm \\ \boxed{2\phi 8 / .30} \end{cases}$

$\phi 6 \begin{cases} 8^2 - 30 \\ 6^2 - x \end{cases} \ x = 16^{'9} \sim 17$

$\boxed{2\phi 6 / .17} \sim .15$

4 - Que disposición de estribos adoptaría para lograr el zunchado de un pilar cuadrado.

introducir los anclajes hacia el núcleo $\sim \geq 10\phi$



separación entre planos de estribado:

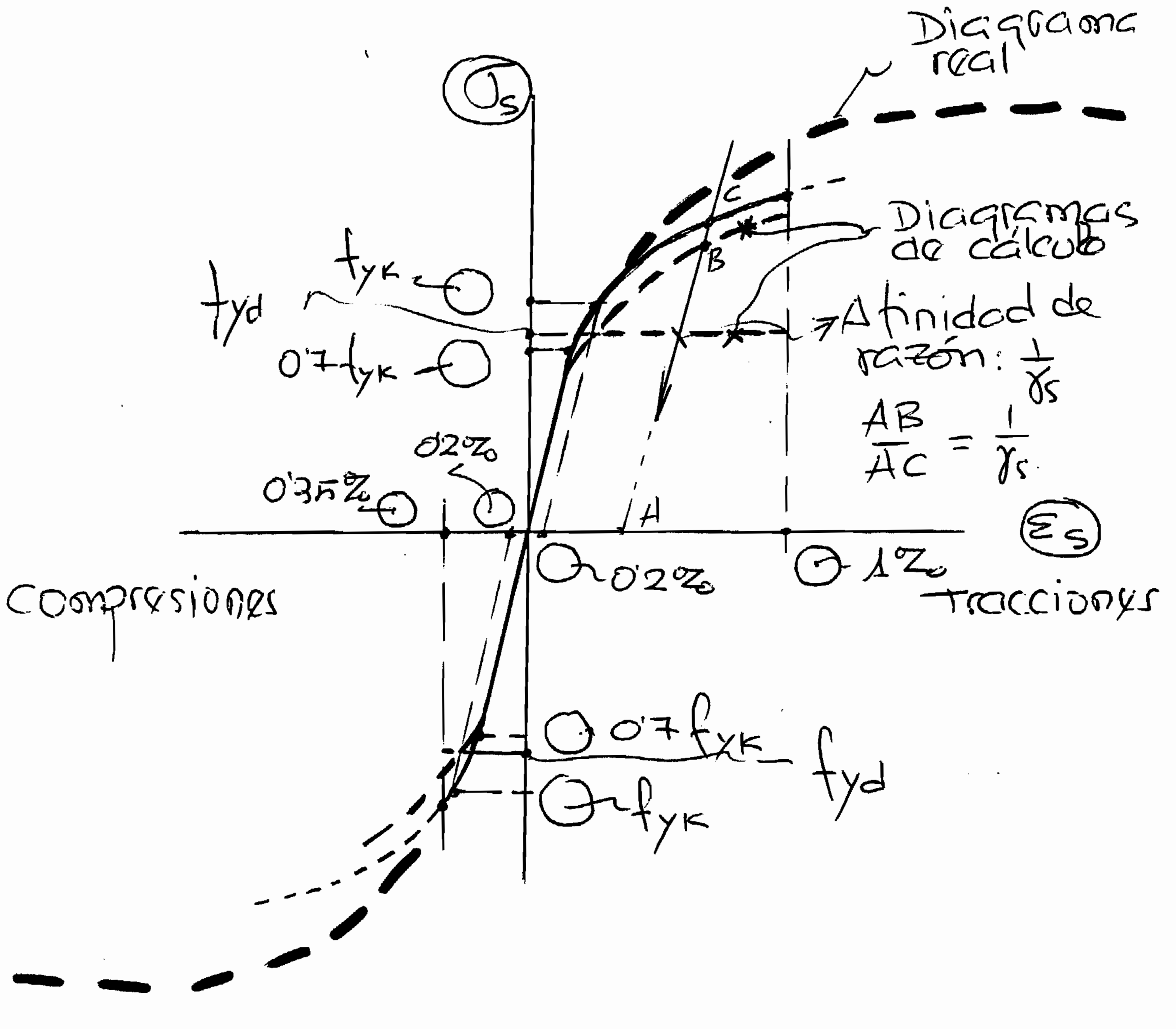
$$3\ cm \leq s_t \leq \frac{1}{5} n$$

5- En la figura se representa el diagrama característico de un acero.
Se pide:

a) tipo de acero al que pertenece

b) completar los datos de la figura

c) superponer los diagramas reales y de cálculo del acero indicando cómo se obtiene éste último.

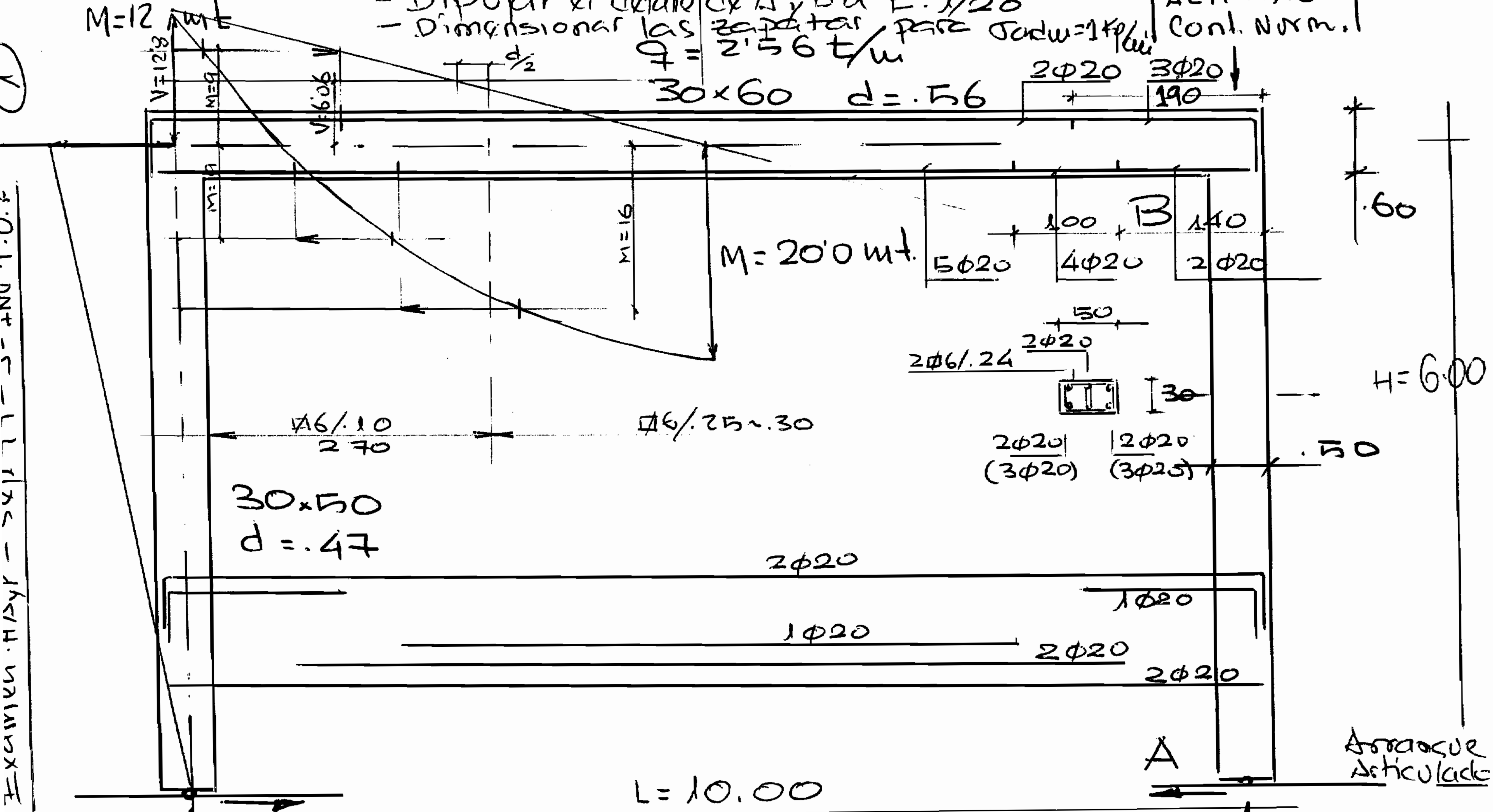


HORMIGÓN ARMADO

SEPT '99

- Armar el pórtico de la figura
- Dibujar el detalle de A y B a E: 1/20
- Dimensionar las zapatas para $\sigma_{adm} = 1$ Kp/cm²

H-200
AEH-500
Cont. Norm.



E: 1/50

- En las cargas dadas se hallan incluidos los p.p.

Notas: El Pilar se halla arriostrado en el plano normal al papel y puede pandear en el del papel con $l_K = 6.00$ m

- Utilizar en el armado únicamente Ø20 y Ø6

Examen H.A y P – Sept 99 – 3º año T.O.P.

VIGA

$M = 12\ mt$ — $U = 38'1\ t$ — $3\phi20$
$M = 20$ — $U = 70'0$ — $5\phi20$

$U(4\phi20) = 55'73t \rightsquigarrow M = 16\ mt$
$U(2\phi20) = 27'86 \rightsquigarrow M = 9\ mt$

long. anc.: $l_L = m\phi^2 = 76\ cm$
$\begin{cases} 76\ \frac{4\phi}{5\phi} + d = 117\ cm \\ 76\ \frac{2\phi}{4\phi} + d = 94 \\ 1'4\ 76\ \frac{2\phi}{3\phi} + d = 127 \end{cases}$

$V_c = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{200}{1'5}} \cdot 10 \cdot 0'3 \cdot 0'56 = 9'7\ t$; $\frac{V_c}{\gamma_c} = 6'06t$

$V = 2'56\ \frac{10}{2} = 12'8 \longrightarrow \phi6/11 \sim 10$

PILAR

$M = 12\ mt$
$N = 37'2 + 2'56\frac{10}{2} = 50\ t$
$\{ U = U' = 25'98t \rightarrow 2\phi20$

Pandeo:

a) Pórtico arriost. — $e_{01} = 0$ $e_{02} = \frac{12}{50} = 0'24 \rightarrow e_0 = 0'6 \cdot e_{02} = 0'14$

$e_a = \left(3 + \frac{5100}{1'15 \cdot 3500}\right) \frac{50 + 20 \cdot 14}{50 + 10 \cdot 14} \frac{600^2}{50} \cdot 10^{-4} = 5'34\ cm$

$e_T = e_0 + e_a = 0'14 + 0'05 < e_{02} = 0'24$
no haría falta incrementar armadura

b) Pórtico sin arriost. $e_0 = e_{02} = 0'24$

$e_a = \quad = 5'62\ cm \sim 6\ cm$

$e_T = 0'24 + 0'06 = 0'30$

$M = 15\ mt$
$N = 50\ t$
$\{ U = U' = 36'89 \longrightarrow 3\phi20$

ZAPATA

Previo tanteo — $2'5 \times 2'5 \times 0'70$ — $PP = 10t$

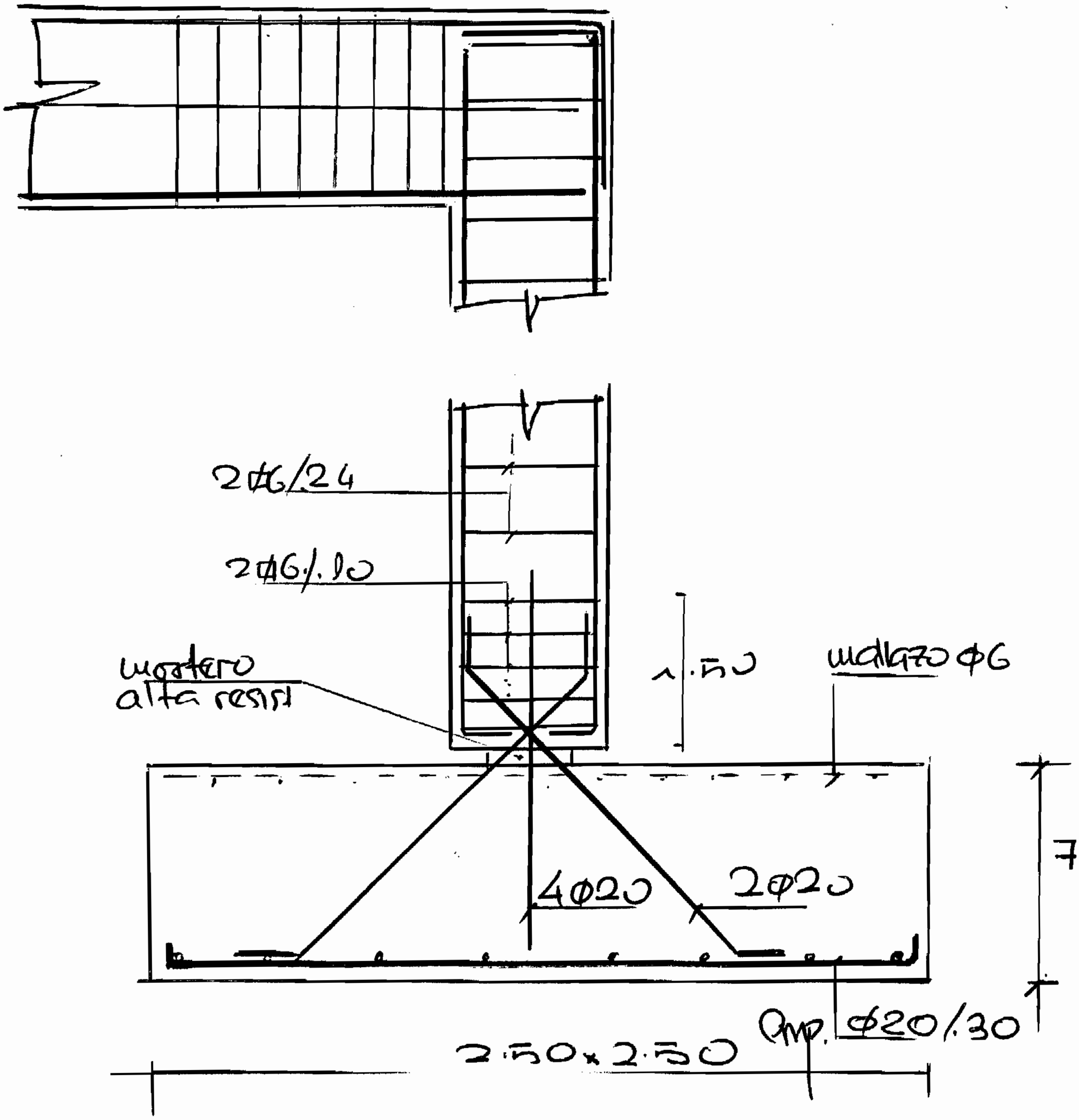
$\sigma = \frac{50 + 10}{2'5^2} = 9'6 \sim 1\ Kp/cm^2$

Arm. mín. — $0'04 \cdot U_c = 0'04 \cdot \frac{2000}{1'5} \cdot 1 \cdot 0'7 = 37'$

$3\phi20 \sim \phi20/30$

Examen HA y P - Sept. 99 - 3º ING. T.O.P.

3



$U_s = N = 50t \sim 4\phi 20$

E: 1/20