

$d' = 7,5 \text{ cm}$   
 $L = 4,85 \text{ m}$



Matériau : C30/37  
 $f_{cm} = 25 \text{ MPa}$   
 $f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

Classe exp : XC4  
 DUP  
 50 ans

Actions :  $N_k = 1830 \text{ kN}$   
 $N_{ed} = 1370 \text{ kN}$  (à val.)  
 15% en charge : 28%  
 Sollicitation :  $N_{ed} = 1,35 N_k + 1,5 N_{qk}$   
 $= 1682 \text{ kN}$

Justification :  $N_{ed} \leq N_{Rd}$  (à val.)  
 $N_{Rd} = \frac{N_k}{\gamma_s} = \frac{1830}{1,35} = 1356 \text{ kN}$   
 $N_{ed} = 1682 \text{ kN} > N_{Rd} = 1356 \text{ kN}$   
 (à val.)

### Élancement 2.1.22

/K (flèche à la base de la poutre)

$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L}{\sqrt{\frac{b h^3}{12 A}}}$

$A_g = 37,3$

$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L}{\sqrt{\frac{b h^3}{12 A}}}$

$\lambda = 25,8$

### Élancement Écrite 2.1.3

$A_{br} = \frac{A_{br,C}}{A_{br,C}} = \frac{A_{br,C}}{A_{br,C}}$  (Flange)

$A_{br,C} = 0,1 \cdot A_{br,C} = 0,1 \cdot A_{br,C}$  (Règle d'écrit)

$N_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_{br,C}} = \frac{N_{ed}}{A_{br,C}} = 0,75 \rightarrow N_{ed} = 12,1$

$\lambda > 12$  : il faut prendre en compte les effets du 2<sup>e</sup> ordre

### Méthode de l'effet naval Écrite 2.3.1

- section rectangulaire - ok
- $\lambda < 120$  - ok
- $20 \leq f_{yk} \leq 50 \text{ MPa}$  - ok
- épaisseur du doset de flèche - ok
- $R_{yk} = 0,15 \text{ m}$
- $d' \leq \min \{ 0,38 \cdot f_{yk}, 155 \}$  - ok
- en mètres symétrique en chaque face - à respecter
- chargement à au moins 28% - ok

Nécessaire :  $h_s, h_c, R_{yk}, f_{yk}$

$\lambda < 60 \rightarrow N_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_{br,C}}$

$R_{yk} = 0,15 \cdot 0,50$   
 $R_{yk} = 0,075 \cdot 0,50 = 0,0375$   
 $R_{yk} = 0,0375 \cdot 0,50 = 0,01875$

$R_{yk} < 0,0375 \rightarrow R_{yk} = 0,0375$

$N_{ed} = 1,35 N_k + 1,5 N_{qk} = 1682 \text{ kN}$   
 $N_{Rd} = \frac{N_k}{\gamma_s} = \frac{1830}{1,35} = 1356 \text{ kN}$

$N_{ed} = N_{Rd}$   
 $\rightarrow A_{br,C} = \frac{N_{ed}}{R_{yk}} = \frac{1682}{0,0375} = 44853 \text{ cm}^2$

$A_{br,C} = 44853 \text{ cm}^2$

### Disposition constructives

Armature longitudinale 2.3.2  
 $A_{s,Rd} = 0,10 \cdot N_{ed} = 0,10 \cdot 1682 = 168,2 \text{ cm}^2$   
 $A_{s,Rd} = 168,2 \text{ cm}^2$

Armature transversale 2.3.2  
 $A_{s,Rd} = 0,04 \cdot N_{ed} = 0,04 \cdot 1682 = 67,28 \text{ cm}^2$   
 $A_{s,Rd} = 67,28 \text{ cm}^2$



### Vérification des armatures longitudinales

$A_{s,Rd} = 168,2 \text{ cm}^2$   
 $A_{s,Rd} = 168,2 \text{ cm}^2$   
 $k_1 = 1 \cdot (k_1 < 1,05 \text{ MPa})$   
 $k_1 = 1 \cdot (k_1 < 1,05 \text{ MPa})$   
 $k_1 = 1 \cdot (k_1 < 1,05 \text{ MPa})$



Nécessaire :  $S, S_{13}, M, N$

### Armatures transversales 2.3.2

$A_{s,Rd} = \min \{ 20 \cdot d_{min} = 500 \text{ mm}$   
 $b \cdot k_1 \cdot h = 1500 \text{ mm}$   
 $4000 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}$

$d_{min} \geq \max \{ f_{yk} / 4 = 8 \text{ mm}$   
 $6 \text{ mm}$

$HAR / 10 \text{ cm}$  pour armature  
 $HAR / 25 \text{ cm}$  en tête et en pied  
 $20 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$



### Armatures en attente 2.3.2

$HAR = 10 \text{ cm}$   
 $HAR = 10 \text{ cm}$   
 $HAR = 10 \text{ cm}$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

$R_{yk} = 0,0375$

### Enrobage

$C_{min} = \max \{ C_{min} = 20 \text{ mm}$   
 $C_{min} = 20 \text{ mm}$   
 $C_{min} = 20 \text{ mm}$

$C_{min} = 20 \text{ mm}$

$C_{min} = C_{min} + C_{deur} = 42 \text{ mm}$  pour HAR32

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$

$C_{min} = 42 \text{ mm}$



Flexion simple rect en T



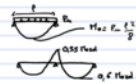
$l_{port} = 5m$  g: charge permanente additionnelle  
 $d = 0.30m$   $b = 0.15m$

Classe béton XC1 - C25/30  $f_{ctk} = 25MPa$   
 Acier B500 et ductile B500 B  
 Classe structurelle S4  
 durée de vie 50 ans

- 2) Actions:
- \* Charges permanentes
  - poids propre dalle =  $0.16 \times 25 kN/m^3 = 4 kN/m^2$
  - poids propre dalle (poutre) =  $0.16 \times 25 kN/m^3 \times 0.35m = 1.4 kN/m$
  - poids propre colonnes =  $0.15 \times 0.15 \times 25 kN/m^3 = 0.56 kN/m^2$
  - $g_1 = 1 kN/m^2$
  - $g_2$  s'applique à la poutre
  - $g_3 = 1.6 \times 0.4 kN/m^2$
  - $\Sigma g_1 = 3.25 kN/m^2$
  - charges variables =  $q = 2.5 kN/m^2$
  - $q$  s'applique poutre =  $2.5 \times 0.4 = 1 kN/m$
  - Combinaisons d'actions
  - $p_{ed} = 1.35 \times 3.25 + 1.5 \times 0.4 + 1.5 \times 1 = 6.64 kN/m^2$

3) Sollicitation (Moment)

Pour une poutre continue: le moment max appui est 0.55 Msd et le moment max entretoise est 0.6 Msd



Msd = moment caractéristique de ref  
 $M_{sd} = p \times \frac{l^2}{8} = 209.6 kNm$   
 $M_{appui} = 0.55 Msd = 115.2 kNm$

Mmax = 0.6 Msd = 125.8 kNm

4.1) Sect sur appui:

\* définir la zone de la sect résistante?



sur appui on a sect Tc et assimilable à une poutre rectangulaire de sect  $b_w \times h$

\* Calculs axes longitudinaux

$A_s = \frac{M_{sd}}{\sigma_s}$   $\mu = \frac{M_{sd}(top)}{b_w \times \sigma_s \times f_{ed}}$

$f_{ed} = \sigma_{s,ed} = \frac{f_{yk}}{1.35} = 14.67 MPa$

$\mu = 0.113 < \mu_{lim} = 0.172$

pas besoin d'acier comprimé

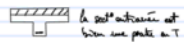
$\alpha = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.150$

$z = d (1 - \lambda \frac{\sigma_s}{2}) = 0.15 \times 0.95$

$A_{s1} = \frac{0.113 \times 125.8}{0.95 \times 0.15 \times 135} = 6.2 cm^2$

avec  $\sigma_s = f_{yk} \times \frac{f_{ed}}{f_{yk}} = 1.35 MPa$

4.2) Sect à travée



la sect à travée est bien une poutre en T  
 Vérifier que la largeur de la table de compression (b\_eff) est compatible avec la largeur max autorisée b\_eff net  $\geq b_{eff}$  qui n'est pas (1.30)

$b_{eff,net} = b_{eff} - \Sigma b_{eff_i} + b_w$

$b_{eff_i} ?$  est b\_eff?

$b_{eff_i} = 0.2 b_i = 0.1 \times 0.6$

$b_{eff_i} = 0.2 b_i = 0.1 \times 0.6$

$b_w = 0.30m$

$b_w = 0.30m$

$b_w = \frac{0.30 - 0.15}{2} = 0.075m$

$\Sigma b_{eff_i} = b_{eff_i} + b_{eff_i} = 2(0.2 \times 0.30 + 0.1 \times 0.6) = 0.6m$

$\Rightarrow b_{eff,net} = 2.14m$

la zone résistante est bien une poutre en T

on a  $b_{eff,net} > b_{eff,dur}$

\* Calcul des axes longitudinaux entrainés



on va utiliser la schématisation suivante

Moment de la table entrainée compression



$M_{ec} = M_{tr} + M_{c} = M_{c}$

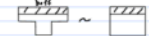
$M_{c} = f_{ed} \times b \times h_f \times z$

$M_{c} = M_{tr} + f_{ed} \times b \times h_f \times z$

$M_{c} = 1.283 MNm$

$M_{tr} = 0.1266 MNm < M_{c}$

Donc je suis dans le cas 1: l'axe neutre se trouve de la table de compression



J'associe ce sect en Tc à une sect rectangulaire  $b_{eff} \times h$

$\mu = \frac{M_{sd}}{b_{eff} \times d^2 \times f_{ed}} = 0.0286$

$\alpha = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.036$

$\alpha = d (1 - \lambda \frac{\sigma_s}{2}) = 0.986 \times 0.15$

$A_{s,max} = \frac{M_{sd}}{0.986 \times 0.15 \times 135} = 6.5 cm^2$

5) Dispositif constructifs

\* sur appui:  $A_s = 6.2 cm^2$

$\sigma_{s,ed} = \frac{f_{yk}}{1.35} = 14.67 MPa$

$\sigma_{s,ed} = \frac{f_{yk}}{1.35} = 14.67 MPa$

$\sigma_{s,ed} = \frac{f_{yk}}{1.35} = 14.67 MPa$

$\sigma_{s,ed} = \frac{f_{yk}}{1.35} = 14.67 MPa$

\* je respecte le sym de la poutre

\* je peux superposer au max deux états

\* je peux choisir des diamètres différents si c'est possible



\* entrainée

$A_s = 6.5 cm^2$ , 3 fils ( $\frac{10}{8}$ )

$\Rightarrow 2HR16 + HR20$   
 $\Rightarrow 2 \times 6.5 HR12 \rightarrow A_s = 6.5 cm^2$



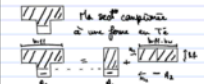
6) Dimensionnement d'une sect en Tc fontant sollicitée:

On considère un moment entrainé

$M_{sd} = 1300 kNm$  (au lieu de 12.6)

$M_{sd} > M_{c} (M_{c} = 12.83 kNm)$

$\Rightarrow$  l'axe neutre est de la nervure



$M_{c} = (b_{eff} - b_w) \times f_{ed} \times d \times z$

$A_{s2} = \frac{M_{sd}}{\sigma_s}$

Pour trouver  $A_{s2}$  il faut calculer

$M_{c} = M_{sd} - M_{tr}$

et  $M_{tr} = M_{c2} (d = h/2) = 0.987 MNm$

$M_{c2} = 1300 - 987 = 313 kNm$

$\mu = \frac{M_{sd}}{b_w \times d^2 \times f_{ed}} = 0.303 < 0.372$

$\alpha = 0.177$ ,  $\lambda = 0.205 \times 0.15 \Rightarrow A_{s2} = 313 \times 10^3 / (0.177 \times 135 \times 0.15) = 7.14 cm^2$

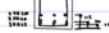
On a trouvé  $A_{s2} = 12.87 cm^2$

Soit  $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 31.1 cm^2$

On choisit 3HR16 + 6HR20

$A_{s,net} = 31.1 cm^2$

donc  $d_{app} > d_{app}$



$4 \times 4.5 = 2.32$

$70 = 3.14 \times 2.32$

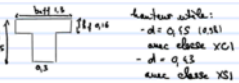
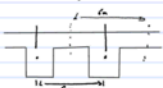
$11.5 = 3.14 \times 3.61$

$\Sigma = 8.13$

$d_{app} = \frac{8.13}{(3.14 \times 1.4)} = 1.57m > 1.50m$

Passe mais principe bon

# Flexion simple (ELS)



Flèche max:  $C=25/30 \rightarrow f_{yk}=25\text{ N/mm}^2$   
 $B500 \rightarrow f_{yk}=500\text{ N/mm}^2$  (classe B)

Classe structurale S4  
 On considère successivement XC1 puis XS1

## 2) Action

### 2.1) Act° permanentes

Poids propre ( $G=0.16m \cdot 25\text{ kN/m}^3$ )  
 rétroflex par X ( $0.5 \cdot 0.15 \cdot 0.25\text{ kN/m}$ )  
 $\rightarrow g=26.6\text{ N/m}$   
 charge add.  $q=1.0\text{ kN/m}^2$   
 affectation à la dalle  $q=10.6\text{ kN/m}^2$   
 $\Sigma g=26.6 + 10.6 = 37.2\text{ kN/m}$

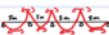
### 2.2) Act° variable

$q=2.5\text{ kN/m}^2$   
 $q=2.5 \cdot 6 = 15\text{ kN/m}$

### 2.3) Combinaisons d'act°

ELS - caract:  $G+Q$   
 $P_{max}=57.6\text{ kN/m}$   
 ELS - quasi permanente:  $G+Q_k$   
 $P_{qu,pm}=37.1\text{ kN/m}$

## 3) Sollicitat° (N)



en position continue, on prend:  
 $M_{app}=0.55\text{ Mmax}$   
 $M_{trav}=0.6\text{ Mmax}$

Combinaison	Max	Min	Max	Min
ELS caract	$P_{max}=57.6\text{ kN/m}$	$Q55\text{ N/mm}$	$0.6\text{ Mmax}$	$0.5\text{ Mmax}$
ELS qpm	$P_{qu,pm}=37.1\text{ kN/m}$	$0.55\text{ Mmax}$	$0.6\text{ Mmax}$	$0.5\text{ Mmax}$

ici  $l=0.5\text{ m}$  (partie des parties)

4) Justification vis-à-vis des sollicitat° caract

5.1.1) ELSU  $\rightarrow$  appui:  $As=6.2\text{ cm}^2$   
 travée:  $As=6.5\text{ cm}^2$

4.2) ELS  $\rightarrow$  vérif des contraintes

On calcule les contraintes de béton et d'acier sous la combinaison caract de la sect° avec les armatures calculées à l'ELU.  
 On prend un coef d'equivalence entre l'acier et le béton de 15 (caract) avec une classe d'exposit° XC1, je dois:  
 $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 400\text{ N/mm}^2$   
 pour  $\sigma_s$  par la contrainte (XC)

à l'ELS



Je dois calculer  $\sigma_s$  et  $\sigma_c$   
 $\sigma_s = \frac{M}{I} \cdot y_s$  (avec  $y_s$  coef d'exp)

4.2.1) Sect° en appui (puisque on ne le voit pas)

- sect° de calcul est  $h \cdot b = 50 \cdot 30$

on calcule la densité d'armature  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

$\rho = \frac{6.2}{30 \cdot 0.5} = 0.413$

je calcule  $\sigma_s$  à l'aide de la loi compoite

$\sigma_s = \frac{M}{I} \cdot y_s$

$\sigma_s = 15.153 \cdot 10^3 \cdot \left(1 + \frac{1}{0.413} \cdot \frac{0.5}{0.5} \cdot \frac{0.5}{0.5}\right) = 0.365$

$\sigma_s = 0.125\text{ N/mm}^2$

On va utiliser deux méthodes diff°  
 - méthode de l'analyse de la sect° homogène  
 - méthode par équivalence des moments

Méthode eq des moments	Méthode analyse s° homogène
bas de la travée $\sigma_s = d(1-\rho) = 0.104\text{ m}$	$K = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2} = 0.104\text{ m}$
contrainte béton $\sigma_c$ $\sigma_c = \frac{2 \cdot M_{max}}{2 \cdot d^2} = 3.7\text{ N/mm}^2$	$K = 30.2\text{ N/mm}^2$ $\sigma_c = K \cdot d = 3.7\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = K \cdot d \cdot \rho = 32.7\text{ N/mm}^2$
$\sigma_s = \frac{M_{max}}{2 \cdot A_s} = \frac{0.104}{2 \cdot 0.0015} = 34.7\text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$ On a bien $\sigma_s < 400\text{ N/mm}^2$

4.2.2) Sect° travée - s° de calcul depuis le trou

Hyp: une partie de la dalle est "buff" à



$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 1.11 \cdot 10^{-3}$   
 $\sigma_s = \rho \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\rho}} - 1 \right) = 0.167$

$\sigma_s = d = 0.095\text{ m}$   
 je vérifie ma hyp sur l'AN  
 $\sigma_s \cdot b \cdot d = 0.16\text{ m}$

Méthode eq des moments	Méthode analyse s° homogène
$\sigma_s = d(1-\rho) = 0.125\text{ m}$	$K = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2} = 0.125\text{ m}$
$\sigma_c = \frac{2 \cdot M_{max}}{2 \cdot d^2} = 3.7\text{ N/mm}^2$	$K = 30.2\text{ N/mm}^2$ $\sigma_c = K \cdot d = 3.7\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = K \cdot d \cdot \rho = 32.7\text{ N/mm}^2$
$\sigma_s = \frac{M_{max}}{2 \cdot A_s} = \frac{0.125}{2 \cdot 0.0015} = 41.7\text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$ On a bien $\sigma_s < 400\text{ N/mm}^2$

on a bien  $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2 < 400\text{ N/mm}^2$

## 4.3) ELS de maîtrise de fissuration

On a la classe d'exposit° XS1 (au lieu de XC1)

Les conses:  
 - aug de l'armature  $d=0.43\text{ m}$  (vs  $0.35\text{ m}$ )  
 -  $\sigma_s \leq 0.6 f_{yk}$   
 - armature de fissures limitées à  $w_{max}$   
 $w_{max}=0.2\text{ mm}$



L'EC2 nous indique qu'une contrainte d'armature de fissuration  $\sigma_s \leq 0.2\text{ mm}$  correspond à une contrainte de contrainte des aciers  $\sigma_s \leq 100\text{ N/mm}^2$

En amb quasi perm ( $G+Q_k$ ) on prendra  $n=18$

## 4.3.1) Sect° appui

on a s° de calcul  $h \cdot b = 50 \cdot 30$   
 $\mu_{min} = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2} = \frac{0.104}{30 \cdot 0.5^2} = 0.104\text{ m}$   
 $\mu_{min} = 0.115$  (voir  $f_c=0.335$ )  
 $\mu_{min} = 0.115$

contrainte de béton:  $\sigma_c = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2} = 30.2\text{ N/mm}^2$

$\sigma_c = 30.2\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

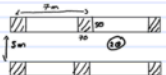
$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

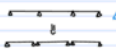
$\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 32.7\text{ N/mm}^2$

Effort tranchant Sect° Rect



C 25/30 (XC1 et XC3 act.)  $f_{ctk} = 25 \text{ kN/m}^2$   
B S500 (classe de l'acier B)  
 $q' = 1 \text{ kN/m}^2$   $q = 3,5 \text{ kN/m}^2$   
Classe S4

1)  $V_{ed}$  (ELU) sur poutre au considérant que chaque poutre est isostatique



a) act° perm sur poutre  
poids propre dalle appuie à poutre  
 $\gamma_{beton} = 25 \text{ kN/m}^3$   
 $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \times 5,0 = 25 \text{ kN/m}^2$   
poids propre rebais poutre:  
 $\gamma_{beton} = 25 \text{ kN/m}^3$   
 $25 \times 0,35 \times 0,5 = 4,4 \text{ kN/m}^2$   
 $g = 1 \text{ kN/m}^2$   
 $1,0 \times 5,0 = 5 \text{ kN/m}^2$   
 $g = 5,4 \text{ kN/m}^2$   
 $g = 5,4 \text{ kN/m}^2$

a) Act° variables:  $q$  appliquée à poutre  
 $7,5 \text{ kN/m}^2 \times 5,0 \text{ m} = 37,5 \text{ kN/m}^2$

a) Calcul du  $V_{ed}$ :  
Charge uniformément répartie  $\Rightarrow V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2}$   
 $R_n = 1,35g + 1,5q = 102,7 \text{ kN/m}^2$   
 $V_{ed} = R_n \cdot \frac{l}{2} = 102,7 \times \frac{6,3}{2} = 323,1 \text{ kN}$   
avec l portée de poutre =  $7 - 2 \times 0,35 = 6,3 \text{ m}$

2) Sect° poutre et rebais du béton ont suffisance pour reprendre efforts de compression des bielles du béton

On demande de prouver  $\theta = 45^\circ$  et  $\alpha = 30^\circ$   
Brais de Béton:  $\sigma = 0,1 \text{ m}$ ,  $d = 0,15 \text{ m}$   
 $f_{ctk} = 3,4 \text{ kN/m}^2$

Voir fig° bielles  $\Rightarrow V_{ed} \leq V_{res, max}$   
 $V_{res, max} = \text{effort compression résistant béton}$   
 $V_{res, max} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot d \cdot f_{ctk}$   
 $V_{ed} = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ctk}}{250} \right) = 0,55$   
 $b = 0,5 \text{ m}$   $d = 0,15 \text{ m}$   $f_{ctk} = 16,7 \text{ MPa}$   
 $V_{ed, max} = 90 \text{ kN} > V_{ed}$

les bielles compression de béton résistent aux efforts de compression engendrés par l'effort tranchant extérieur

3) Vérifier nécessité d'armature transversale pour reprendre effort tranchant

Don effluen cette vérif° se compare:  
 $V_{ed}$  et  $V_{res}$

$V_{res}$ : effort tranchant résistant de la poutre avec le béton seul

$V_{res} = \min \left\{ R_{ctk} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ctk})^{1/3} \cdot b \cdot d \right.$   
 $\left. (R_{ctk} \cdot k \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \right.$

$\sigma = \frac{M}{S_x}$   
 $C_{ctk} = \frac{0,7}{f_{ctk}}$   
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{mm}}} = 1,66$   
 $\rho = \text{ratio d'armature} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 1,51 \text{ cm}^2$   
il faut que  $\rho \geq 0,12$  donc  $\rho = 0,151$

$k_1 = ?$   $\sigma_{cp} = \frac{M_{ed}}{R_n}$  si  $M_{ed} = 0$

$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0$   
 $\sigma_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} \cdot k_1 \cdot f_{ctk}$   
 $V_{res} = R_{ctk} \cdot \left\{ \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,66 \cdot (1,51 \cdot 25)^{1/3} \right\} \cdot 0,5 \cdot 0,15$   
 $0,035 \cdot 1,66^{3/4} \cdot 135 \cdot 0,5 \cdot 0,15$   
 $V_{res} = 1,63 \text{ kN} < V_{ed} = 323,1 \text{ kN}$   
Le béton seul est insuffisant, il faut des aciers pour équilibrer l'effort tranchant

4) Dériver d'armature transversale nécessaire pour reprendre effort tranchant

On cherche  $\frac{A_{sv}}{s}$  ?  $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$V_{res} = \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \Rightarrow \frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_{ed}}{f_{yd}}$   
en fait il faut que  $V_{ed} > V_{res}$  (ELU)  
 $V_{ed}$ : apport des aciers  $\geq$  résiste à effort tranchant ext  
 $f_{yd} = f_{yk} = \frac{f_{yk}}{1,25} = 135 \text{ MPa}$

$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_{ed}}{f_{yd}} = 0,00186 \text{ m}^2/\text{m} = 18,6 \text{ cm}^2/\text{m}$



5) Dispositif Constructive



je vais me fier  $A_{sv} = 5$  bords qui interceptent la fissure: 5 bords  
pour  $\theta$  on choisit entre HA 8, 10, 12 et 16  
on choisit  $\theta = \text{HA 8}$  ( $A_{sv} = 0,5 \text{ cm}^2$ )  
 $A_{sv} = 5 \text{ HA 8} = 2,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow s = \frac{2,5}{0,0186} = 135 \text{ cm}$

6) Vérifier espacement max entre aciers au niveau

il faut que  $\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{A_{sv}}{s_{lim}}$

$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{A_{sv}}{s_{lim}} \Rightarrow s \leq \frac{A_{sv}}{A_{sv}} = 1 \text{ cm}$

( $A_s = \frac{M}{\sigma_{cp}}$ )

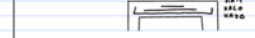
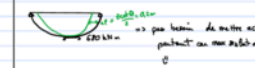
Il faut que  $s \leq s_{lim}$   
 $s_{lim} = 0,15d$  ( $\theta = 45^\circ$ )  $s_{lim} = 0,15 \cdot 15 = 2,25 \text{ cm}$   
OK pour  $s = 13,5 \text{ cm}$

7) Méthode de Cagnot

Cette Méthode propose des espacements d'aciers optimisés (sans faire calcul)  
La repartition des espacements est fig° m  
7 18/5 110/115 114/120 125/125  
La  $\theta$  b d'appui: demi Béton de la poutre de la poutre =  $6,3 \pm 3,15 \text{ m}$  espacement

- le premier cadre est  $\theta$  disposé à  $5 \text{ cm}$  de l'appui
- le 2<sup>e</sup> cadre  $\theta$  à  $5 - 15 \text{ cm}$
- on aura 5 espaces de  $13 \text{ cm}$   $5 \times 13 = 65$
- 4 espaces 16  $4 \times 16 = 64$
- 4 espaces 20  $4 \times 20 = 80$
- 5 espaces 25  $5 \times 25 = 125$

Il reste 11 cm pour aller à la fin de la poutre  
11/11/11/11/11



8) épave d'acier

Assemblé 10 HA 20 = 5014  $35,1 \text{ cm}^2$ , Assemblé = 57,7  $\text{cm}^2$

$M_{ed} = 1000 \cdot 0,15 = 150 \text{ kNm}$   
( $1000 \cdot \frac{5 \cdot 1}{10}$ )

$M_{ed} = 1000 \cdot \frac{15 \cdot 1}{10} = 250 \text{ kNm}$

$M_{ed} = 1000 \cdot \frac{35 \cdot 1}{10} = 350 \text{ kNm}$

