

Question de cours :

Que signifie les combinaisons suivantes : E.L.U, E.L.S et E.L.A

Exercice 01 :

I/Voilà la figure en dessous, montre un bâtiment en béton armé de (R+4) a usage d'habitation et

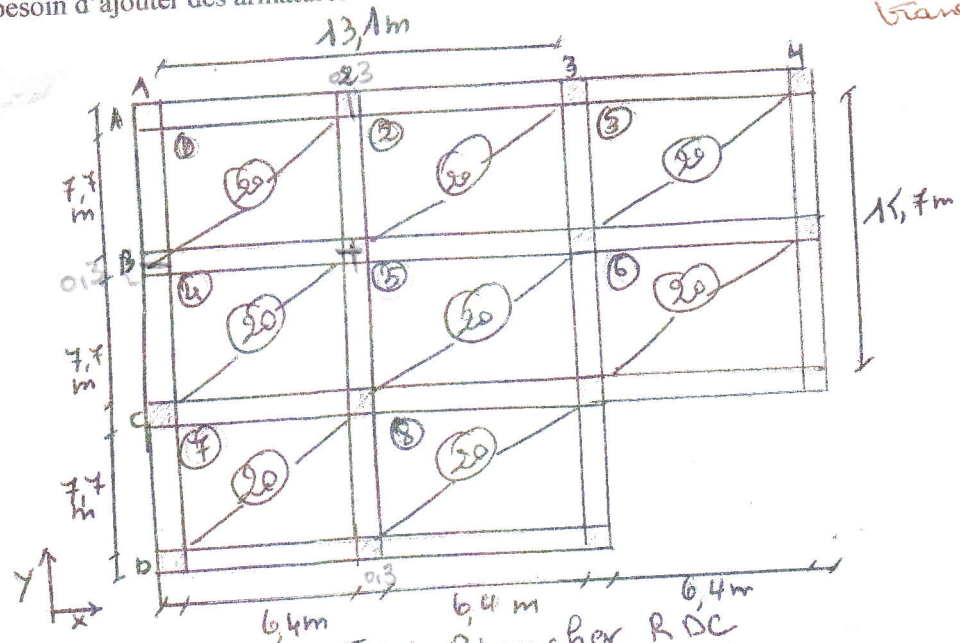
	Charges permanente (kn)	Charges d'exploitation (kn)
Un rez de chaussée : centre commerciale (dalle pleine $f_{c28}=25$ MPa)	15	10
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	10	6
4 ^{ème} étage	10	8
Terrasse commerciale se compose :	12	10

- Calculer les charges permanente de chaque niveau.
- Calculer les charges d'exploitation par la méthode de dégression de charge pour chaque niveau.
- Calculer les charges réparties à l'ELS et l'ELU.

II/Le plancher de RDC illustré dans la figure en dessous ; se compose des panneaux dalle d'épaisseur égale a 20 cm et continue sur un réseau des poutres entre axe (20x30cm). Cette dalle reçoit des charge permanente et charges d'exploitation G et Q.

Sachant que la fissuration est peu préjudiciable, FeE500 et l'enrobage= 2cm.

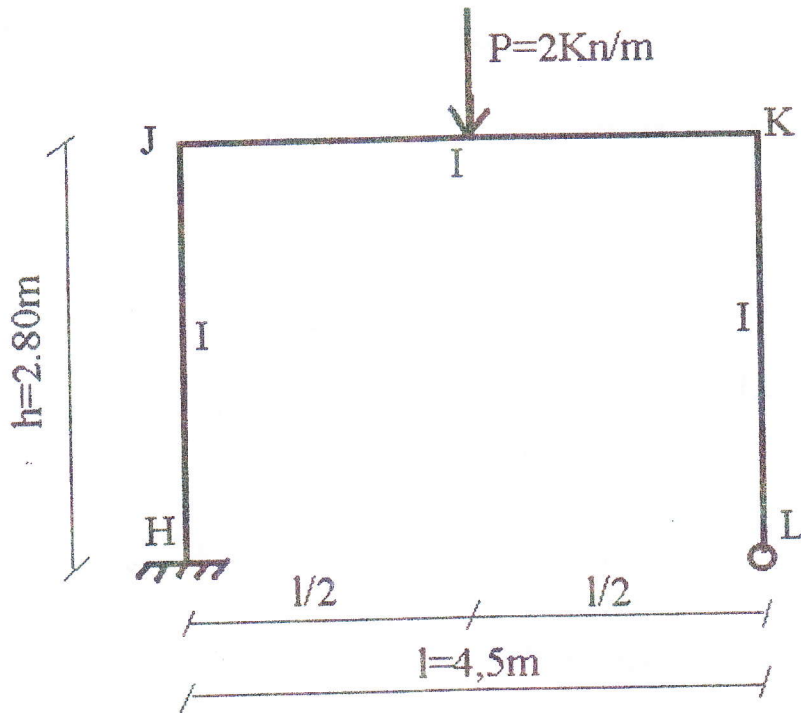
- Déterminer le ferrailage du panneau dalle 1 et 2.
- Est-ce que on a besoin d'ajouter des armatures transversales ? (Justifier votre réponse).



Exercice 02 :

Soit le portique en dessous, reçoit une charge ponctuelle « P ».

- Déterminer le moment définitif au différent nœud.
- Tracer le diagramme des moments.



Solution 1:

① Calcul des charges permanentes de chaque niveau:

$$\sum G_i = G_{RDC} + G_{1er} + G_{2^{ene}} + G_{3^{ene}} + G_{4^{ene}} + G_{Terrasse}$$

② Calcul des charges d'exploitation par la méthode de dégression des charges.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_0 + Q_1 + \dots + Q_n) \Rightarrow 11,5$$

③ Combinaison des charges:

$$ELU : N_d = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$ELS : N_s = G + Q$$

Plancher	Niveau	$G_i (t)$	$\sum G_i$	$Q_i (t)$	$\sum Q_i$	Combinaison
Terrasse	0	12	12	10	$Q_0 = 10$	$N_d = 31,2$ $N_s = 22$
PH 4 ^{ene}	1	10	22	8	$Q_0 + Q_1 = 10 + 8 = 18$	$N_d = 56,7$ $N_s = 40$
PH 3 ^{ene}	2	10	32	6	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 23,3$	$N_d = 78,15$ $N_s = 55,3$
PH 2 ^{ene}	3	10	42	6	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 28$	$N_d = 98,7$ $N_s = 70$
PH 1 ^{er}	4	10	52	6	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 32,1$	$N_d = 118,35$ $N_s = 84,1$
PH RDC	5	15	67	10	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_4) = 38,8$	$N_d = 148,65$ $N_s = 105,8$

Terrasse

RDC

II
N.B.: Les dalles ① et ② sont les mêmes caractéristiques physique et mécanique, donc le ferraillage du panneau dalle ① est conforme au panneau dalle ②.
• La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow$ ELU

Réponses aux questions de cours: 97r

- ⑧ ELU: Consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous une charge, et qu'elle ne présentent pas de dégradation.
- ⑨ ELS: Consiste à vérifier que la déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

⑩ ELA: Penning due aux accidents (séisme...);
 ⇒ la résistance est résiduelle.

II Suite d'exo 16 5 pf

① Prédimensionnement de la dalle:

★ Vérification de condition de déformation

$$\frac{l_x}{50} \leq h \leq \frac{l_x}{30} \Leftrightarrow \frac{6,4}{50} \leq h \leq \frac{6,4}{30}$$

$$\Rightarrow 0,128 \leq h \leq 0,213$$

donc on prend $h = 20 \text{ cm}$ c'est suffisant

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,4}{7,7} = 0,83$$

$$\Rightarrow 0,4 \leq 0,83 \leq 1$$

donc la dalle travaille dans 2 sens.

⇒ d'après le tableau du BAEL:

$$\text{ELU} \begin{cases} U_x = 0,0528 \\ U_y = 0,0494 \end{cases}$$

• Combinaison des charges fondamentales:

$$G = 15 \text{ kN/m}^2, Q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_0 = N_0 = 35,25 \text{ kN}$$

$$P_s = N_s = 25,1 \text{ kN}$$

② Calcul des moments: (ELU)

$$M_{ux} = U_x \cdot P_0 \cdot l_x^2 = 0,0528 \cdot 35,25 \cdot 6,4^2$$

$$M_{ux} = 76,23 \text{ kN/m}$$

$$M_{uy} = 0,0494 \cdot 76,23 = 49,58 \text{ kN/m}$$

③ Calcul de sections minimale d'acier:

d'après BAEL B.7.4:

$$A_{y \min} (\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12 \text{ h} & \text{RL} \\ 8 \text{ h} & \text{Fe 400} \\ 6 \text{ h} & \text{Fe E 500 TS} \end{cases}$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \cdot A_y$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{y \min} = 6 \text{ h} = 6 \cdot 0,20 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{x \min} = \frac{3 - 0,83}{2} \cdot 1,2 = 1,302 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

④ Détermination de f_{ctd} et f_{ctk}

• de hauteur utile:

$$d_x = h - r = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d_y = 0,18 \text{ m}$$

• Densité de béton:

$$f_{ct28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 26}{86}$$

$$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

• On a:

$$M_{ux} = 76,23 \text{ kN/m} = 0,076 \text{ MN/m}$$

• Calcul le moment réduit M

$$M_x = \frac{M_{ux}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0,076}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,16} = 0,166$$

$$M_x = 0,166 < 0,186$$

⑤ Section d'acier déterminée à partir des sollicitations de calcul:

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 M_x}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,166})$$

$$\alpha = 0,228$$

$$\beta = 1 (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \cdot 0,228)$$

$$\beta = 0,163$$

$$\Rightarrow A_{s_x} = \frac{M_{0x} \cdot \gamma_s}{3 \cdot f_c} = \frac{0,1076 \cdot 1,15 \cdot 9076}{0,163 \cdot 500} = 19,72 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow 4 \phi 14 \text{ avec } S = 19,72 \text{ cm}^2$

• Selon l_y :

$$M_y = M_x \cdot \frac{M_{0y}}{M_{0x}} = 0,166 \cdot \frac{0,049}{0,076} = 0,107$$

$$M_y = 0,107$$

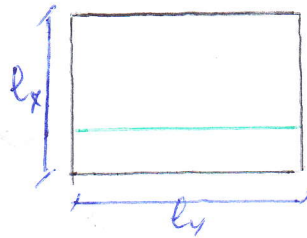
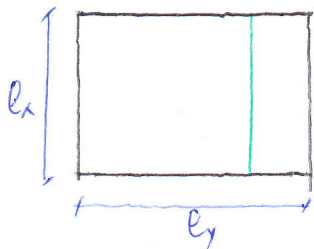
$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2M_y}) = 0,141$$

$$\beta = 0,18 (1 - 0,4 \cdot 0,141) = 0,169$$

$$\Rightarrow A_{s_y} = \frac{M_{0y} \cdot \gamma_s}{3 \cdot f_c} = \frac{0,049 \cdot 1,15 \cdot 9076}{0,169 \cdot 500} = 8,45$$

$$A_{s_y} = 6,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 12 \text{ avec } S = 6,76$$

Section d'armature:



⑥ Ecartement des armatures:

$$l_x: \text{FPP} \Rightarrow S_{Tx} \begin{cases} \min \\ 3h = 20 \times 3 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{Tx} = 33 \text{ cm}$$

$$l_y: \text{FPP} \Rightarrow S_{Ty} \begin{cases} \min \\ 4h = 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{Ty} = 45 \text{ cm}$$

⑦ Détermination d'effort tranchant:

D'après BAEL A-5.22 les armatures transversales ne sont pas nécessaires à la foi:

① la dalle est bétonnée sans reprise

② d'effort tranchant: $V_0 \leq \frac{907 \cdot d}{8b} \cdot f_{c28}$

Condition ①:

la dalle est bétonnée sans reprise.

Condition ②:

$$V_{0x} = \frac{P_0 \cdot l_x \cdot l_y}{l_x + 2l_y} = \frac{36,25 \cdot 6,4 \cdot 7,7}{6,4 + 2 \cdot 7,7}$$

$$= \frac{1737,12}{21,8} = 79,68 \text{ kN} = 9079 \text{ N}$$

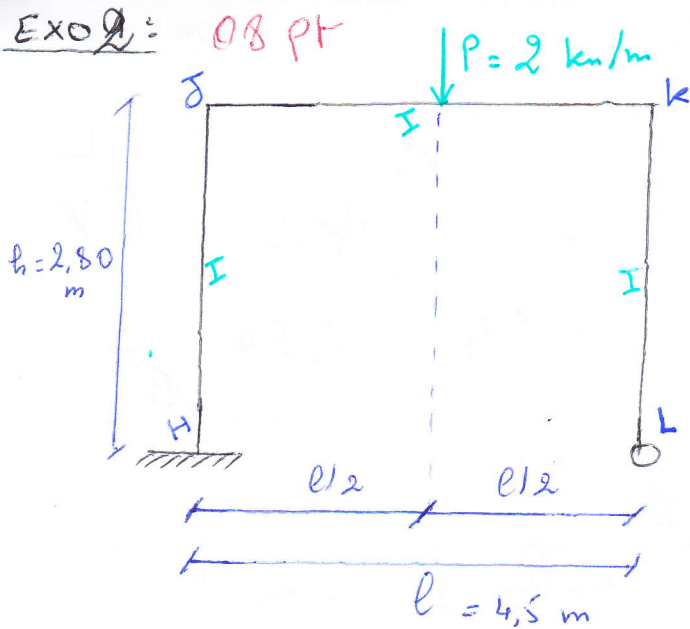
$$V_{0y} = \frac{P_0 \cdot l_x}{3} = \frac{36,25 \cdot 6,4}{3} = 76,2 = 9075 \text{ N}$$

$$\frac{907}{8b} \cdot d \cdot f_{c28} = \frac{907}{1,6} \cdot 0,185 \cdot 25$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{0x} = 9079 < 9215 \text{ N} \\ V_{0y} = 9075 < 9215 \text{ N} \end{cases}$$

① et ② sont satisfaisantes $\Rightarrow$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Exo 9: 08 pr



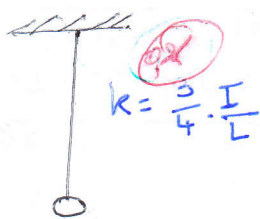
Solution: 08 pr

1) Détermination de la raideur:

Remarque:

$I = \text{constant}$

$k = \frac{EI}{L}$



$k = \frac{3}{4} \cdot \frac{EI}{L}$

• la barre $HJ = JH$:

$k_{HJ} = k_{JH} = \frac{I}{L} = \frac{1}{2.80} = 0.35$

• la barre $JK = KJ$:

$k_{JK} = k_{KJ} = \frac{I}{L} = \frac{1}{4.5} = 0.22$

• la barre $KL = LK$:

$k_{KL} = k_{LK} = \frac{3}{4} \cdot \frac{I}{L} = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{2.80} = 0.26$

2) Détermination de facteur de répartition:

$C_{ij} = \frac{k_{ij}}{\sum k_{ij}}$

Voie J

$$C_{JH} = \frac{k_{JH}}{k_{JH} + k_{JK}} = \frac{0.35}{0.35 + 0.22} = 0.61$$

$$C_{JK} = \frac{k_{JK}}{k_{JK} + k_{JH}} = \frac{0.22}{0.22 + 0.35} = 0.38$$

$C_{JH} + C_{JK} = 1$

Voie K

$$C_{KL} = \frac{k_{KL}}{k_{KL} + k_{KJ}} = \frac{0.26}{0.26 + 0.22} = 0.54$$

$$C_{KJ} = \frac{k_{KJ}}{k_{KJ} + k_{KL}} = \frac{0.22}{0.22 + 0.26} = 0.45$$

$C_{KL} + C_{KJ} = 1$

3) Calcul des moments d'encastrement

de moment d'encastrement parfait existe dans la barre chargée $[JK]$

⇒ On aura un moment M_{JK} et M_{KJ}

⇒ $M_{JK} = -M_{KJ} = \frac{Pl}{8}$ (Encastrement dans les 2 cotés)

$M_{JK} = \frac{2 \cdot 4.5}{8} = 1.125 \text{ kN.m}$

$= -M_{KJ} = -1.125 \text{ kN.m}$

4) Coeff de transmission:

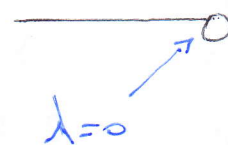
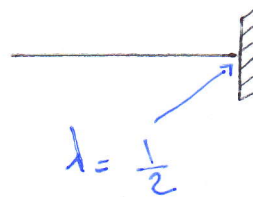


Tableau de Cross Hardy

Noeuds	H	J		K		L
	HJ	JH	Jk	kJ	KL	LK
Coef de répartition "C"	—	-0,61	-0,38	-0,45	-0,54	0,75
Moment Parfait "P"			1,125	1,125		
J K I Tération 1	$\lambda_{HJ} \cdot (C_{JH} \cdot \pi_J)$ $\frac{1}{2} \cdot (-0,686)$ -0,343	$C_{JH} \cdot \pi_J$ -0,61 · 1,125 -0,686	$C_{Jk} \cdot \pi_J$ -0,38 · 1,125 -0,427	$\lambda_{kJ} \cdot (C_{Jk} \cdot \pi_J)$ $\frac{1}{2} \cdot (-0,427)$ -0,213	0,75	
		0,75	$\lambda_{Kk} \cdot (C_{kJ} \cdot \pi_K)$ $\frac{1}{2} \cdot 0,602$ 0,301	$C_{kJ} \cdot \pi_K$ -0,45 · (-1,125 · 0,23) 0,602	$C_{KL} \cdot \pi_K$ -0,54 · (-1,125 · 0,23) 0,722	$\lambda_{LK} (C_{KL} \cdot \pi_K)$ 0 x 0,722 0
J K I Tération 2	$\frac{1}{2} \cdot (-0,183)$ -0,091	-0,61 · 0,301 -0,183	-0,38 · 0,301 -0,114	$\frac{1}{2} \cdot (-0,114)$ -0,057	0,75	
		0,75	$\frac{1}{2} \cdot 0,025$ 0,012	-0,45 · (-0,057) 0,025	-0,54 · (-0,057) 0,030	0
J K I Tération 3	$\frac{1}{2} \cdot (-0,007)$ -0,003	-0,61 · 0,012 -0,007	-0,38 · 0,012 -0,004	$\frac{1}{2} \cdot (-0,004)$ -0,002	0,75	
		0,75	$\frac{1}{2} \cdot (0,0009)$ 0,0004	-0,45 · (-0,002) 0,0009	-0,54 · (-0,002) 0,001	0
Σ Moments définitif	-0,43	-0,87 ~ -0,90	0,89 ~ +0,90	-0,769	0,753	0

Le diagramme des moments:

$$\begin{aligned}
 M_{HJ} &= 0,43 \text{ kn.m} \\
 M_{JH} &= -0,9 \text{ kn.m} \\
 M_{Jk} &= -0,9 \text{ kn.m} \\
 M_{kJ} &= -0,7 \text{ kn.m} \\
 M_{KL} &= -0,7 \text{ kn.m} \\
 M_{LK} &= 0 \text{ kn.m}
 \end{aligned}$$

