

**Contenu de la matière :**

- **Chapitre 1** : Calcul des éléments secondaires (3 semaines)
- **Chapitre 2** : Systèmes de contreventement (5 semaines)
- **Chapitre 3** : Voiles (3 semaines)
- **Chapitre 4** : Fondations profondes (4 semaines)

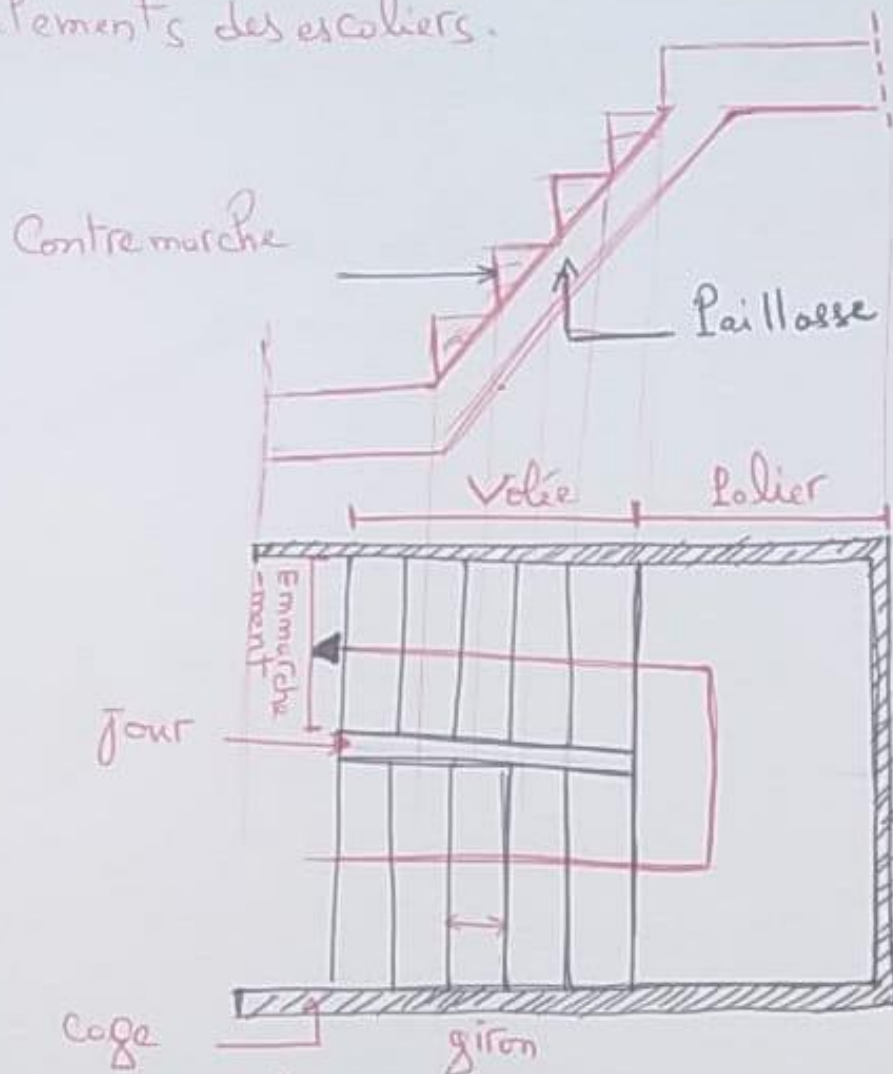
**Mode d'évaluation:**

Contrôle continu : **40%** ; Examen : **60%**.

# Chapitre 01 : Escaliers

+ Définition : - Sont des éléments, constitué d'une succession de marches « gradins » et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

\* Les éléments des escaliers.



\* Types des escaliers.

- 1: - Escaliers à volée droite : il constitué d'un volée droite.
- 2: - Escaliers à volée droite avec paliers intermédiaires : Constitué de plusieurs volée droites.
- 3: - Escaliers balancés : Escaliers à changement de direction sans palier intermédiaire.
- 4: - Escaliers hélicoïdaux.

## ⊗ Dimensions des escaliers :-

- Embarquement :- Elle est en fonction de la forme des escaliers et le nombre des utilisateurs.

⊗ escalier de cave  $\rightarrow$  70 à 90 cm.

⊗ bâtiment d'habitation  $\rightarrow$  100 à 120 cm.

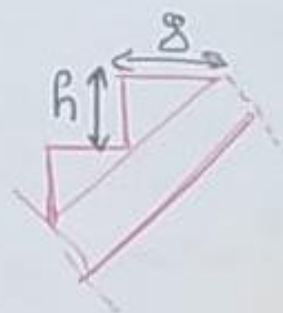
⊗ Escaliers publics  $\rightarrow$  120 à 200 cm.

- Echapée : d'au moins 190 cm à 210 cm.



- Marche et Contremarche.

pour déterminer la longueur des marches et la hauteur de ~~des~~ contremarche, on utilise la formule de **BLONDEL**.



$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$g + 2h = 0,59$  - Corresponds à des escaliers enfants d'appartement.

$g + 2h = 0,66$  - Corresponds à des locaux publics.

Généralement : On utilise

$$g + 2h = 64 \text{ cm.}$$

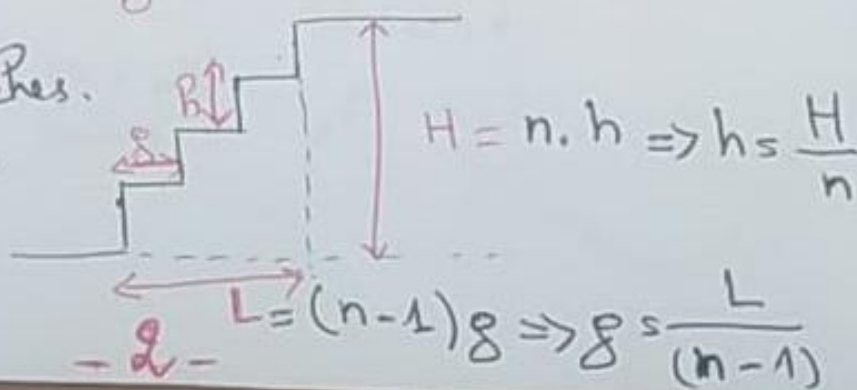
$$g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

H : hauteur de volée

L : longueur de volée

n : Nombre des contremarches.

n-1 : Nombre de marches.



nous avons  $g + 2h = 64 \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 64$

$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$   $n = ??$

⊕ Epaisseur de la paille et palier

- habitation :  $ep \geq \max(l/30, 10)$

- public :  $ep \geq \max(l/20, 10 \text{ cm})$

généralement  $ep \Rightarrow l/30 \leq ep \leq l/20$

$\tan d = \frac{H}{L} \Rightarrow d = \dots ?$

$\cos d = \frac{L}{l} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos d}$

On adopte même épaisseur pour le palier

⊕ Détermination des charges :-

Remarque :- Les escaliers étudié pour une bande de 1m.

Paille a / ELU

$q_u = (1.35 G_{\text{paille}} + 1.5 Q_{\text{paille}}) \times 1 \text{ m.}$

b / ELS

$q_s = (G_{\text{paille}} + Q_{\text{paille}}) \times 1 \text{ m.}$

- Palier a / ELU

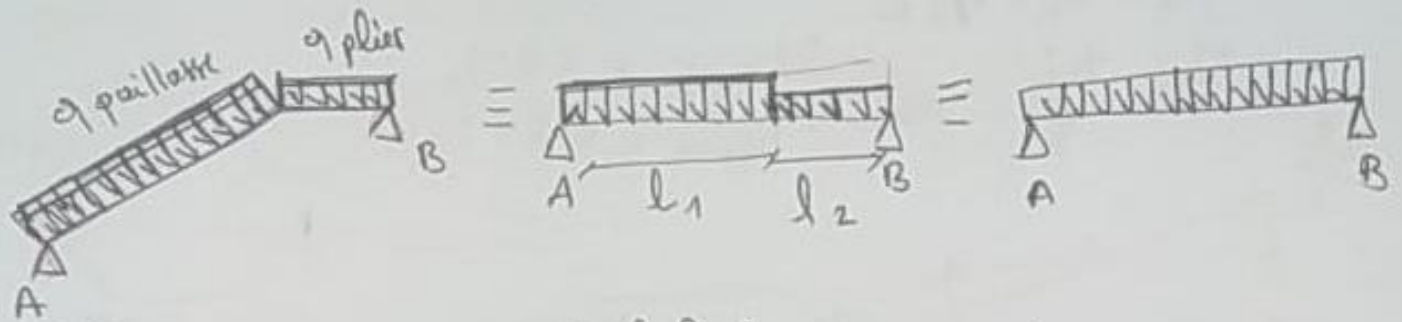
$q_u = (1.35 G_{\text{palier}} + 1.5 Q_{\text{palier}}) \times 1 \text{ m.}$

b / ELS

$q_s = \frac{(G_{\text{palier}} + Q_{\text{palier}}) \times 1 \text{ m}}$

## Détermination des sollicitations:-

- Calcul de la poutre équivalente
- Schéma statique équivalente



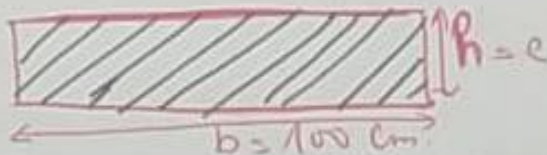
Il ya deux types de calcul des chargements

$$- q_{equ} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2}$$

ou

- On prend la charge la plus défavorable.

- On considère que le schéma statique équivalente de l'escaliers comme une poutre chargée par une charge sur toute la longueur et calculer comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.



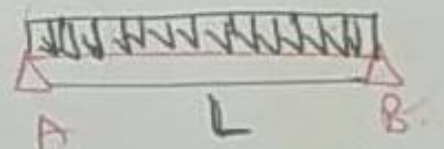
a/ELU

: On prend la charge la plus défavorable.

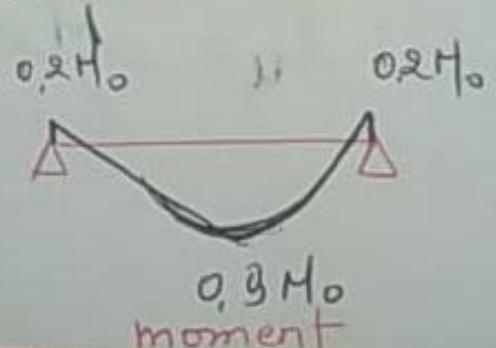
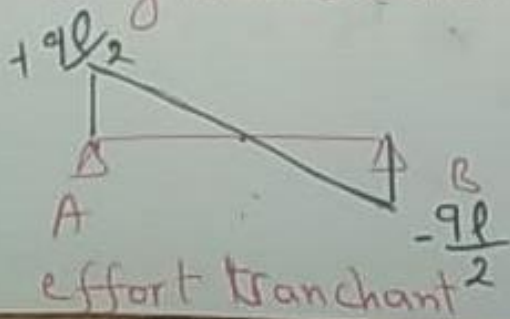
- Détermination des réactions **et** moment

$$R_A + R_B = q_u L$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} * M_{travée} = 0,9 M_0 * M_{appui} = 0,2 M_0$$



Diagrammes de moment et l'effort tranchant.



b/ELS

On prend la charge la plus défavorable.

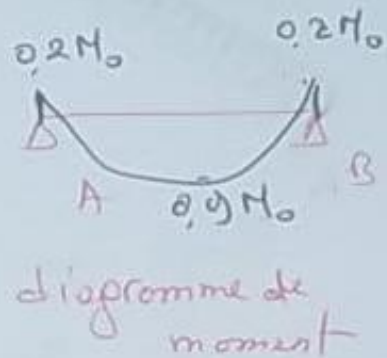
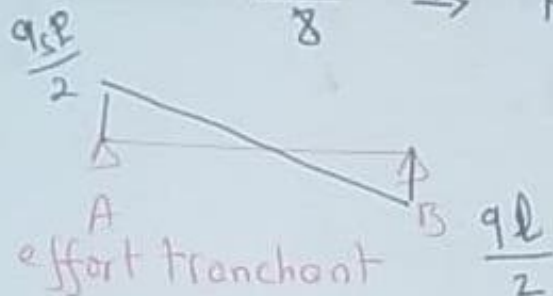
Déterminer les réactions et les moments.

$$R_A + R_B = q_s L$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} \Rightarrow$$

$$M_{travée} = 0,9 M_0$$

$$M_{appui} = 0,2 M_0$$



⊕ Détermination du ferrailage.

- En travée

- moment ultime réduite.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \theta = 1$$

la hauteur réduite

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

bras de levier

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha)$$

si  $\mu_{bu} \leq 0,186$  donc nous avons dans le pivot A, et les

armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Section des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad \left( \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \left( \gamma_s = 1,15 \right)$$

- Condition de non fragilité selon CBA 93

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \oplus \quad A_s = \max(A_{mi}, A_u)$$

\* Armature de répartition.

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

En appuis

⊗ moment réduit ultime.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bu}} \quad * \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{⊗ } \gamma_b = 1$$

⊗ la hauteur réduite

$$d = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

~~Si~~ ~~les~~ bras de levier

$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$  Si  $\mu_{bu} \leq 0.186$  donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

⊗ Section des armatures.

$$A_u = \frac{M_{uapp}}{z \cdot \sigma_s} \quad \text{⊗ } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{⊗ } \gamma_s = 1.15$$

⊗ Condition de non fragilité ✓

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_u)$$

⊗ Vérification de la contrainte de cisaillement. ✓

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad * \quad V_u = \frac{q l}{2}$$

$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$  pour les fissuration peu nuisible

Si  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$  vérification des armatures transversales

n'est pas nécessaire.

# Vérification de l'état limite de compression du béton. (ELS)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{⊗} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I: moment d'inertie

⊗ position de l'axe neutre.

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

( $\eta = 15$ ) si pivot A ( $A_s = 0$ )

⊗ Détermination du moment d'inertie :-

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta A_s (d-y)^2 + \eta A_s (d-y)$$

En appui :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

⊗ position de l'axe neutre

$$\frac{b y^2}{2} + \eta (d-y) A_s' - \eta A_{s_{app}} (d-y)^2 = 0$$

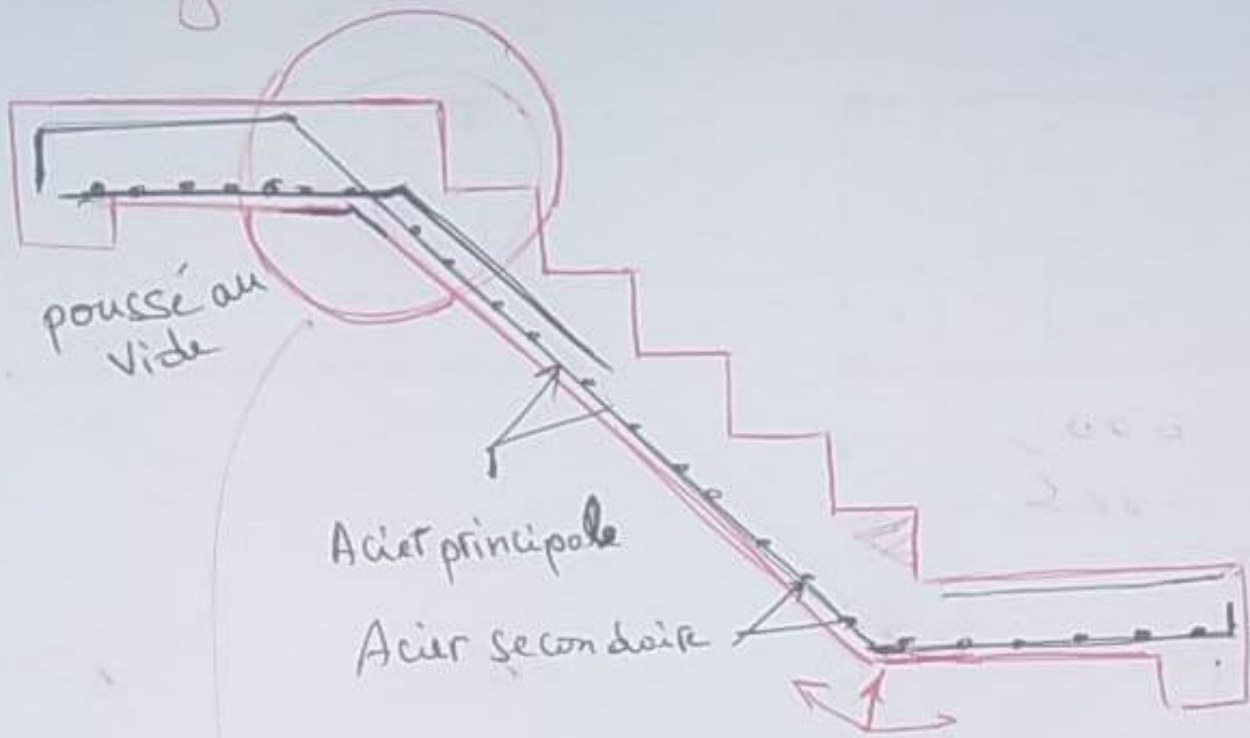
⊗ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s' (d-y) - \eta A_s (d-y)^2$$

si  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  ~~vérification~~ vérifiée, il y a pas risque de fissuration du béton en compression.



# Ferailloge d'escalier

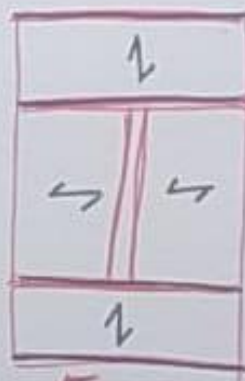


On a pos de risque de poussé au vide.



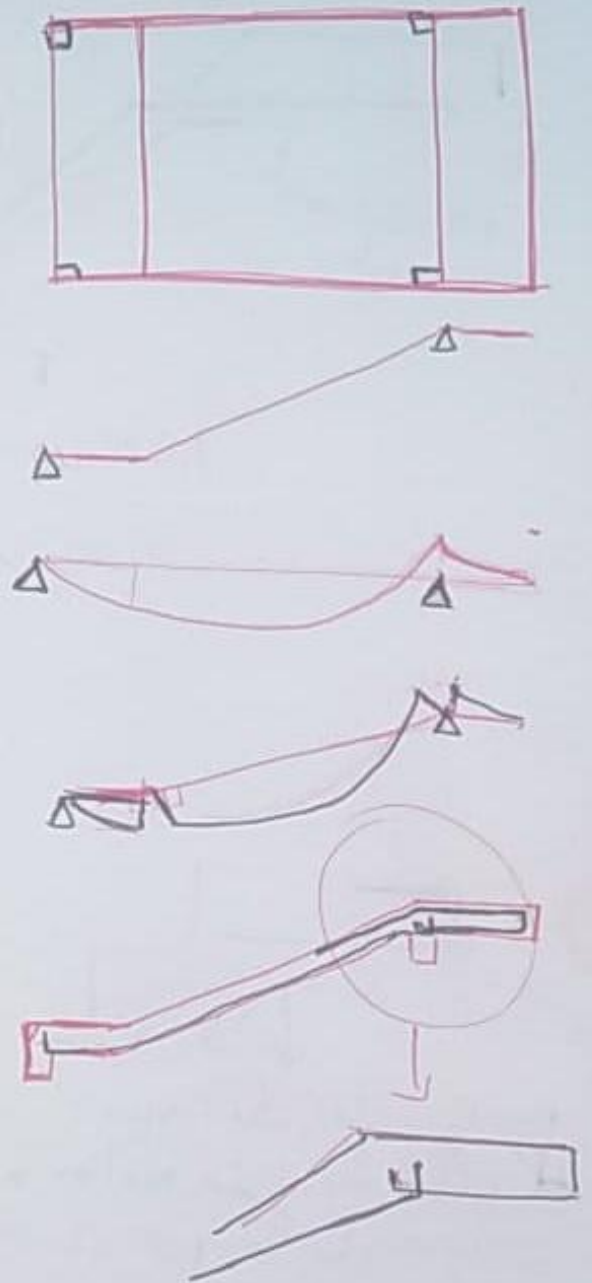
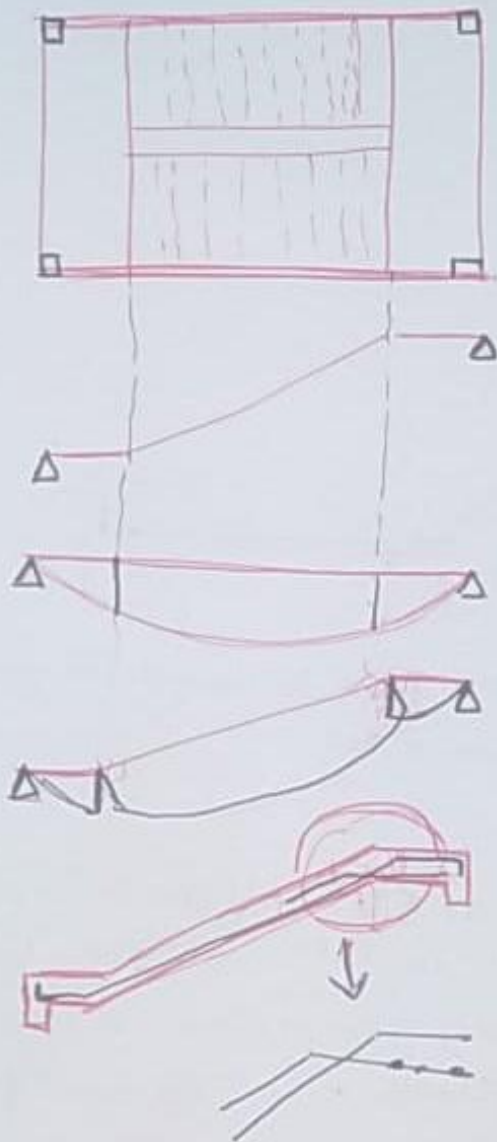
Il existe différents types des escaliers chaque type avec son forme de ferailloge spécial, On cite quelque type.

type n: 1 Ce type présente plusieurs poutres c'est rarement utiliser, le ferailloge de (palier, pailloste) comme des dalle plines.

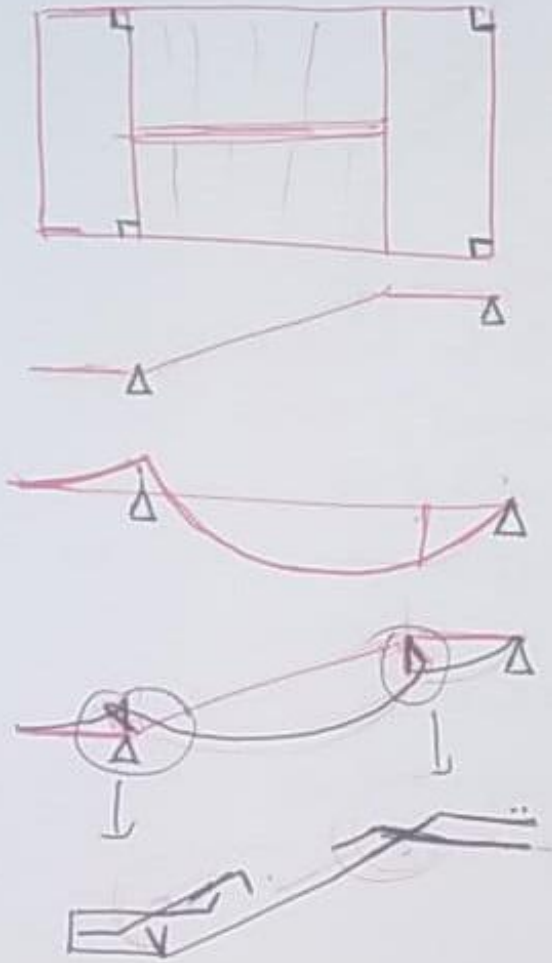


Type n°02 le plus utilisé

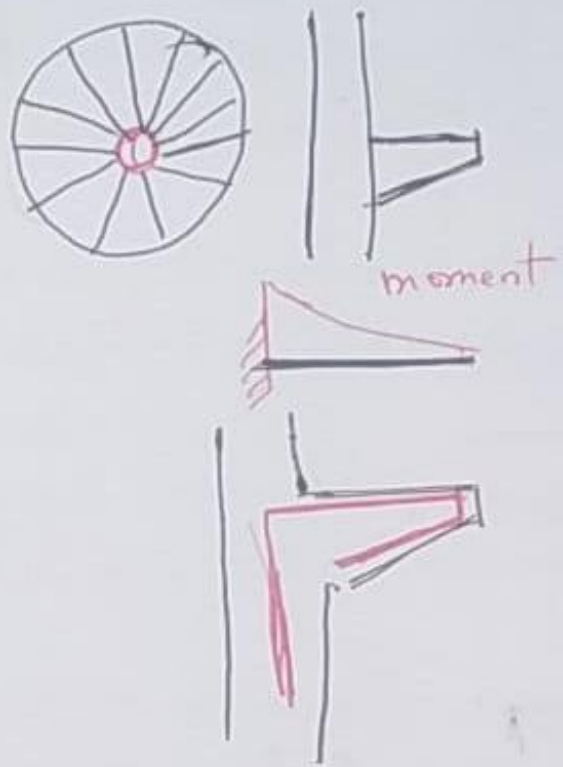
type n°3 :



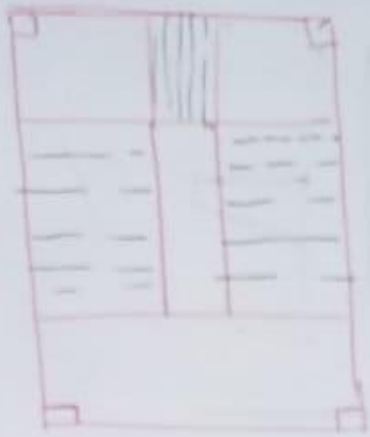
type n° 04



type n° 05  
Escalier en porte-à-faux



type n306



## Les Balcons :-

⊛ Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan.

⊛ Le calcul du balcon se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites).

- si le balcon est une dalle pleine encastree dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console.

- si le balcon est une dalle pleine sur deux ou (L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

# 1 Balcon encastree dans une poutre « porte a faux » « console »

- L'epaisseur de balcon est donnee par la formule suivante  

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$$\times L_0: \text{portee libre du porte a faux,}$$

$$e: \text{epaisseur du balcon.}$$

- Evaluation des charges -

$g, G, \varphi,$

$g$ : poids propre du garde corps

$G$ : " " de la dalle plene

$\varphi$ : sur charge

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

Le balcon sera calcule en flexion simple.

- Determination des charges.

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5\varphi$$

$$g_u = 1.35g$$

ELS

$$q_s = G + \varphi$$

$$g_s = g$$

- Determination des sollicitation.

• Reaction

$$\sum F_y = 0 = R_A - g_u - q_u L = 0$$

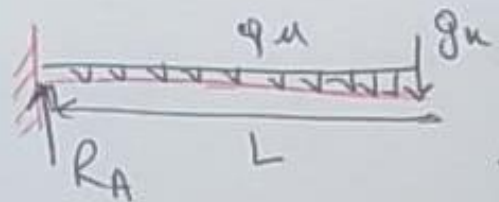
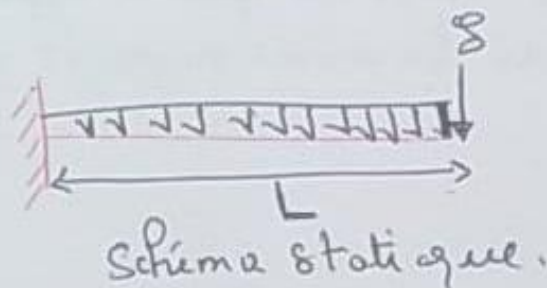
$$R_A = g_u + q_u L$$

• L'effort tranchant  $0 \leq x \leq L$

$$T_y = -q_u x - g_u$$

si  $x = 0 \Rightarrow T_y = -g_u$

si  $x = L \Rightarrow T_y = -q_u L - g_u$



• Moment fléchissant  $0 \leq x \leq L$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_2 = -q_u \frac{x^2}{2} - g_u x$$

si  $x=0 \Rightarrow M=0$

si  $x=L \Rightarrow M_2 = -q_u \frac{L^2}{2} - g_u L$

\* Diagramme de l'effort Tranchant et le moment.

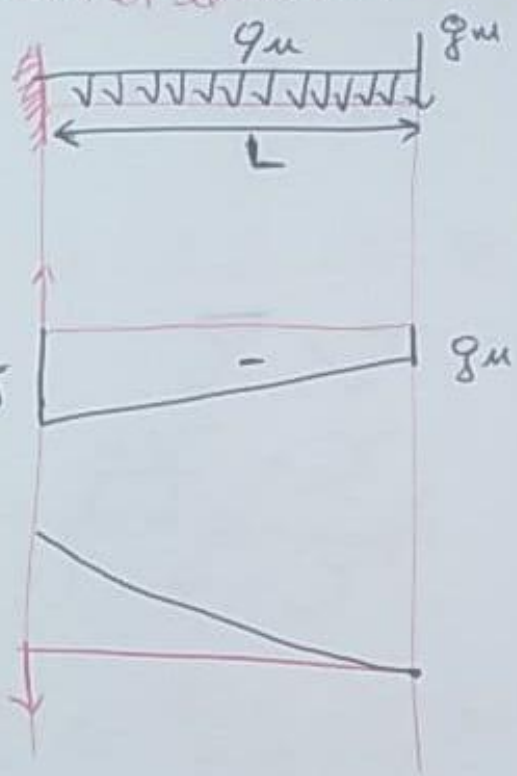
Diagramme de l'effort

Tranchant et le moment

faire le diagramme de Moment et l'effort Tranchant pour  $q_s$

$T = -q_u L - g_u$

$M_u = -q_u \frac{L^2}{2} - g_u L$



- Détermination du ferrailage

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_c}{\gamma_s}} \quad (\text{section des armatures})$$

Z : bras de levier

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

d : la hauteur réduite

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$M_u$  : moment ultime réduite

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad * \quad 0.5 \leq 1 \quad \text{après } 24h$$

⊗ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} < A_s \quad \text{condition vérifiée.}$$

⊗ Armature de répartition

$$A_{rs} = \frac{A_s}{4}$$

⊗ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

⊗ Vérification des contraintes de compression du béton (ELS)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I: moment d'inertie

- position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta A_s (d-y) = 0$$

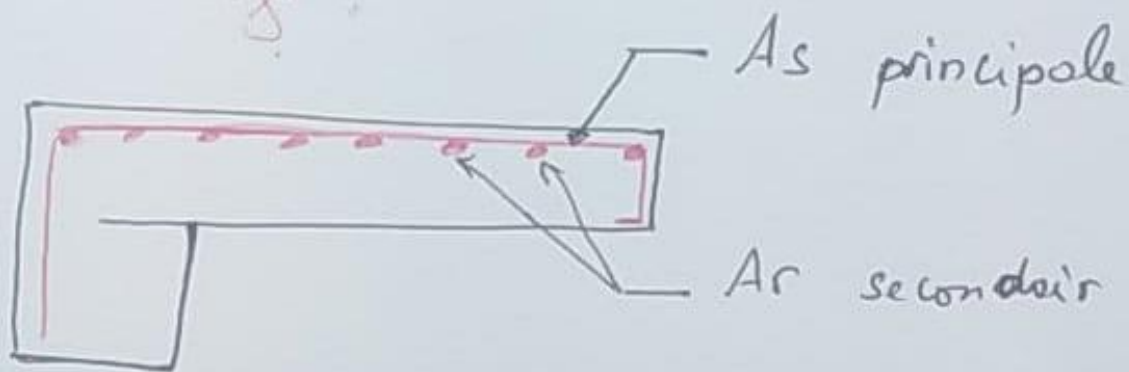
$$(\eta = 15) \quad (A_s \text{ s.o. pivot A})$$



moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A_s \bar{y} (d - y) \cdot$$

- ferrillage :



. Remarque :- Conçoit les balcons comme des dalles pleine sur deux encl), trois ou quatre appuis le calcul dans ce cas se fait de la même manière que ce lui des dalles pleines << voir le chapitre des calcul des dalles en béton armé >>