

ELEMENTS DE CONSTRUCTION :

On examine, dans cet ouvrage, les méthodes usuelles de calcul applicables aux ossatures et éléments couvrants des structures en béton armé qui font l'objet de notre document. De telles structures sont, en général, constituées par des planchers (dalles et poutres), des cages d'escaliers, des poteaux et des ouvrages de fondations. Le document explicite le calcul de tels éléments en étendant les méthodes présentées aux structures les plus couramment rencontrées en pratique.

RAPPELS

1. Définitions

1.1 Actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (charges permanentes, charges d'exploitations, charges climatiques, etc...) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appuis, etc...).

On distingue : G = actions permanentes

Q = actions variables

F_A = actions accidentelles

L'intensité des actions est, en général, définie par leur valeur nominale, fixée par les normes en vigueur ou par le cahier des charges.

1.2 Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, efforts tranchants) et les moments (moments de flexion, moment de torsion) appliqués à une section et provoqués par les actions.

1.3 Combinaison d'action

Les actions doivent être combinées de façon à produire les sollicitations les plus défavorables dans l'élément considéré. Le règlement impose que ces sollicitations de calcul soient à partir des actions appliquées à la structure affectées de coefficients particuliers, selon le type de l'action et selon le type de justificatif que l'on effectue : cela conduit à ce que l'on nomme les combinaisons d'action.

1.4 Combinaison de calcul

1.4.1 Pour les justifications aux états-limites ultimes

La combinaison d'action à considérer, pour déterminer les sollicitations lors des situations durables ou transitoires (par opposition aux situations accidentelles), est appelée combinaison Fondamentale :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0I} \cdot Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général.

1.35 Pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.

Les coefficients $\Psi_{0,1}$ de pondération des valeurs d'accompagnement sont définis à l'annexe D du règlement B.A.E.L .

Pour déterminer les sollicitations d'une situation accidentelle, la combinaison d'action à considérer, si elle n'est pas définie par des textes spécifiques, est la combinaison accidentelle.

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_i + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle,
 $\Psi_{11} \cdot Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable,
 $\Psi_{21} \cdot Q_i$ = valeur quasi-permanente d'une action variable.

1.4.2 Pour les justifications aux états-limites de service

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{01} \cdot Q_i$$

Chapitre I

PLANCHERS

I. Généralités.

1.1 Définition.

Le plancher est un élément horizontal ou incliné qui délimite sur la vertical l'espace d'un bâtiment. Les planchers classiques sont constitués par une dalle générale constante liée à des poutres secondaires et à des poutres principales, elles mêmes liées aux éléments support (poteaux, refends).

Les deux fonctions principales d'un plancher sont :

- Une fonction de Résistances : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement.

On distingue plusieurs catégories de planchers :

Les planchers coulés sur place ou planchers dit (traditionnels) qui englobent :

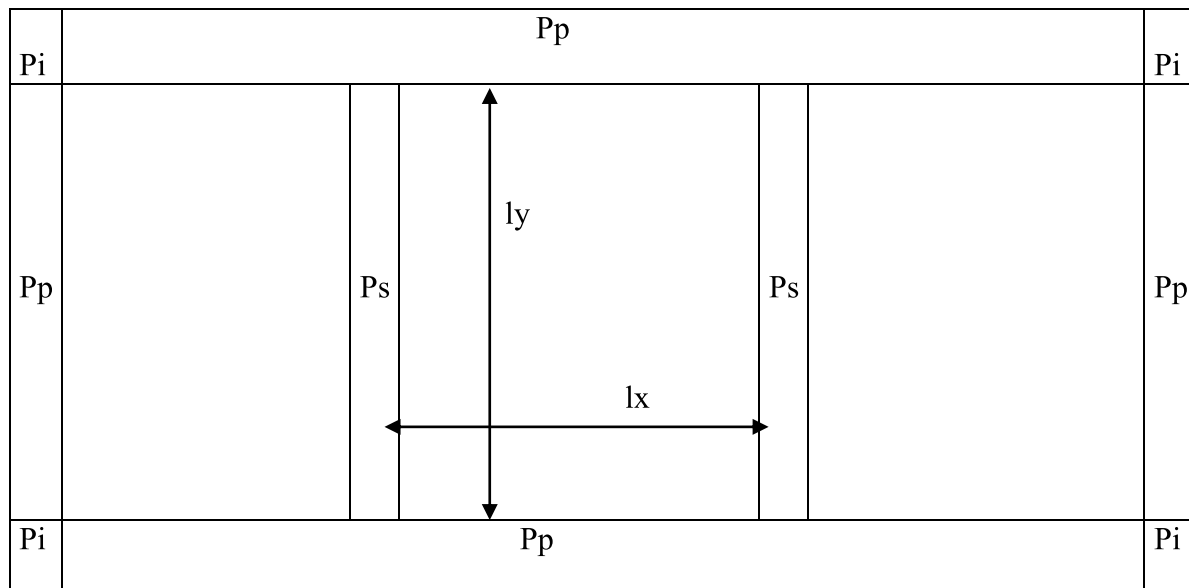
- **dalle mince**, d'épaisseur constante de 7 à 12 cm.
- **plancher nervuré**, composé d'une dalle mince ou hourdis reposant sur des cours de nervures, soit parallèles, soit orthogonales, ou biaises.
- **poutrelles enrobées**, dans lesquelles l'armature est constituée par des profilées en I.P.N, ou autres.
- **planchers à corps creux**, composés d'une dalle très mince ayant une épaisseur de 4 à 6 cm, de nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqués de béton céramique.
- Dalle épaisse, d'épaisseur constante de 13 à 30 cm.
- **Planchers champignons et planchers – dalles**, qui sont des planchers constitués par des dalles reposant directement sur des piliers.
- **Planches translucides**, qui sont des dalles minces, des dalles épaisses ou des planchers nervurés dans lesquels on incorpore des pavés de verre.

Nous examinons dans ce chapitre que les planchers d'habitation ou d'usine les plus utilisés en Algérie, soit les planchers nervurés, les dalles pleines et les planchers à corps creux, tout en définissant les autres cas de planchers.

2. Planchers à poutres apparentes ou planchers nervurés.

Ces planchers se composent :

- . D'une dalle (**D**) portant sur les poutrelles et sur les poutres principales.
- . Poutrelles (**Ps**) transmettant aux poutres principales les efforts provenant des dalles.
- . Poutres principales (**Pp**) portant les poutrelles et reposant sur des murs porteurs ou sur des poteaux P_i .



Plancher à poutre apparente ou plancher nervuré

l_x = Portée du plus petit côté de la dalle.

l_y = Portée du plus grand côté de la dalle.

Le calcul d'un plancher nervuré exige :

- **Le calcul des dalles ;**
- **Le calcul des poutres et poteaux.**

La méthode de calcul des dalles sera exposée dans la seconde partie de ce chapitre. Les méthodes de calcul des poutres et des poutrelles, méthode forfaitaire, méthode de Caquot, seront exposées dans le chapitre II concernant le calcul des poutres.

3. Planchers champignons, Plancher dalles.

Les planchers champignons et les planchers dalles sont des planchers qui ne comportent aucune poutre, et sont constitués par des dalles en béton armé d'épaisseur constante plus ou moins épaisses selon les portées et les surcharges. Ces dalles sont supportées directement par des piliers, sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles peuvent exister des murs porteurs ou des poutres en saillie au dessous des dalles.

Les dalles peuvent éventuellement être prolongées en porte à faux au-delà des piliers de rive.

Les piliers peuvent être ou non pourvu, à chaque étage, de têtes épanouies, en forme générales de troncs de cônes ou de pyramides renversés, appelés, chapiteaux. Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits, planchers champignons ; dans le cas contraire, on a des planchers dalles. Si les dalles ne sont pas prolongées en porte à faux au – delà des piliers de rive, les épanouissements de têtes des piliers de rive et des piliers d'angle n'existent que dans les zones voisines de ces têtes et intérieures au bâtiment.

Les méthodes de calcul de ce type de planchers est exposée dans l'annexe E4 des règles B.A.E.L. 91.

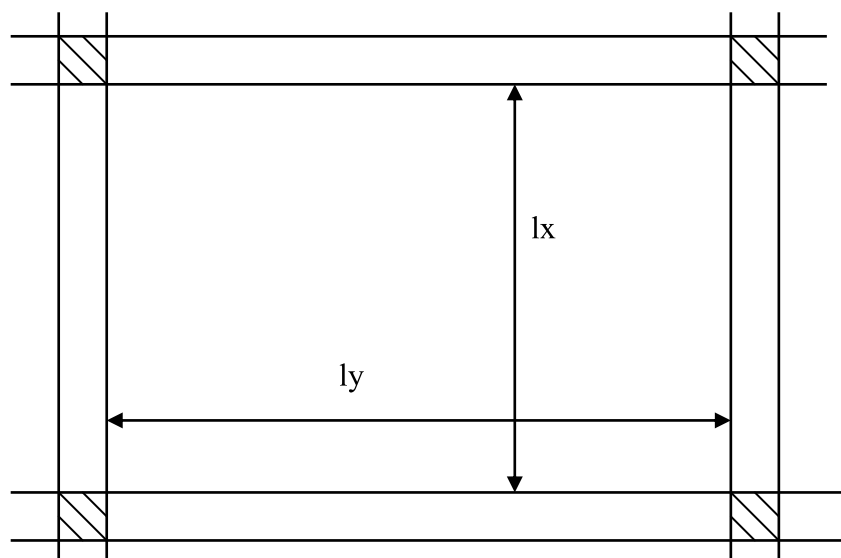
II. Dalles

A. Dalle pleine.

1. Définition.

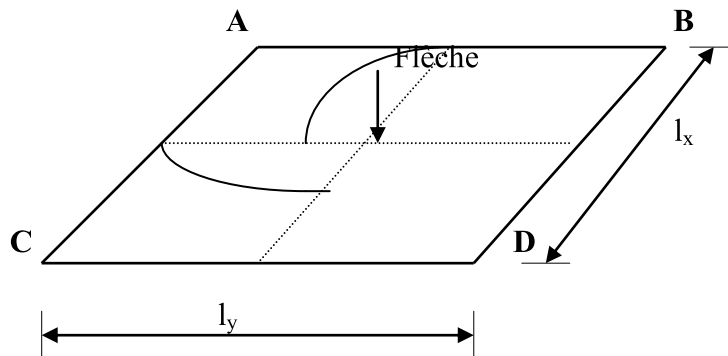
La dalle est élément généralement horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à dimensions en longueur et en largeur.

On désigne par l_x la plus petite dimension de la dalle, et l_y la plus grande dimension. On aura donc $l_x \leq l_y$; dans l'étude des dalles, on considère une tranche de 1 m de largeur ($b_0 = 1$ m) et de portée l (portée de la dalle entre les 2 côtés sur les quelles elle est appuyée) donc on a une poutre de section rectangulaire $h.b_0$ (h étant l'épaisseur totale de la dalle). Par conséquent les étapes de calcul pour les dalles sont les mêmes que pour les poutres, se référer au chapitre II.



2. Réparation des moments.

Soit une dalle pleine rectangulaire ABCD appuyée sur ses quatre cotés et de dimensions l_x et l_y ; avec $l_x \leq l_y$.



La dalle fléchit dans chacune des portées l_x et l_y et la flèche, en tout point, reste évidemment égale dans les deux sens ; les moments fléchissant agiront dans chacune des portées l_x et l_y et seront, pour chacune des portées, maximaux au milieu. Mais contrairement à ce que l'on pourrait penser a priori (par analogie avec les poutres sur deux appuis), c'est dans le sens l_x de la petite portée que se manifestera le moment maximal ; en effet, il est évident que la flexion sur la plus grande portée est d'avantage "soulagée" par l'appui longitudinal sur les côtés adjacents (relativement rapprochés) que la flexion dans le sens de la petite portée ; le "soulagement" du moment fléchissant dans la petite portée devient d'ailleurs presque négligeable si le rapport $l_x / l_y < 0.4$. Pour le calcul des dalles, on distingue 2 cas.

2.a. La dalle porte dans un seul sens (directions).

Lorsque les 2 conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le rapport $l_x / l_y < 0.4$
- la dalle est uniformément chargée

Dans ce cas, les moments sont évalués en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite dimension (l_x), on dit que la dalle ne porte que dans un seul sens (ou bien que la dalle ne travaille que dans une seule direction).

2.b. La dalle porte dans les deux sens (direction).

Une dalle porte sur 2 directions si :

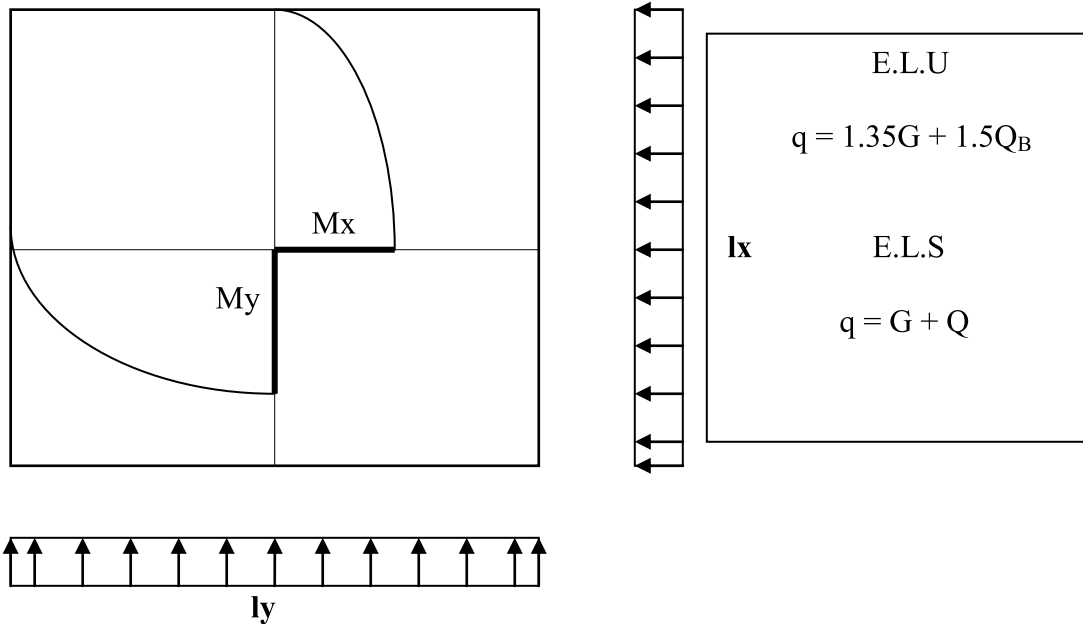
- le rapport l_x / l_y est compris entre 0.4 et 1 ($0.4 \leq l_x / l_y \leq 1$) et
- la dalle est uniformément chargée.

Ou bien :

- la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport l_x / l_y .

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les 2 directions (l_x et l_y), on dit que la dalle porte (ou travaille) dans les 2 directions.

3. Calcul des sollicitations.



On détermine les moments M_x suivant l_x et M_y suivant l_y , supposant que la dalle repose librement sur son contour.

En pratique, deux méthodes peuvent être utilisés :

Utilisation des dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles B.A.E.L.91

Utilisation des abaques de PIGE AUD, ou abaques équivalents.

3.1. Annexe E3 des règles BAEL.

Pour une dalle de dimensions l_x et l_y ($l_x \leq l_y$) reposant librement sur son contour et soumise à une charge uniformément répartie couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur l'unité, sont :

Si $\rho = l_x / l_y < 0.4$ la dalle travaille dans un seul sens (l_x).

$$M_x = \frac{q l_x^2}{8}$$

Si $0.4 \leq \rho = l_x / l_y \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens (l_x, l_y).

Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x q l_x^2$

Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = M_x \mu_y$

μ_x et μ_y sont des coefficients donnés, en fonction du rapport $\rho = l_x / l_y$ et du coefficient de poisson par le tableau exposé dans l'annexe E3 des règles B.A.E.L. 91, pour des dalles rectangulaires librement appuyées sur leurs contours. Ce tableau tient compte du fait que le rapport $M_x / M_y \geq 0.25$.

Pour le coefficient de poisson : $\nu = 0.0$ à l'état limite ultime, (calcul des sollicitations).

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service, (calcul des déformations).

3.2 Abaques de PIGEAUD.

Ces abaques permettent de déterminer les moments max. suivant l_x et l_y pour les plaques soumises aux charges suivantes :

Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle.

Charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle.

3.2.1. Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle.

M_1 représente le moment fléchissant unitaire (rapporté à l'unité de longueur de la dalle) pour une charge concentrique $P = 1$ dans le sens l_x ; M_2 est la quantité analogue relative au sens l_y . La valeur de $\rho = l_x / l_y$ (ou de $\rho' = l_y / l_x$) permet immédiatement de lire la valeur correspondant à M_1 ou (M_2).

Les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur, ont pour valeur :

$$\text{Sens } l_x : M_X = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$\text{Sens } l_y : M_Y = (\nu M_1 + M_2) P$$

où : M_1 valeur donnée par le tableau 1 en fonction de $\rho = l_x/l_y$

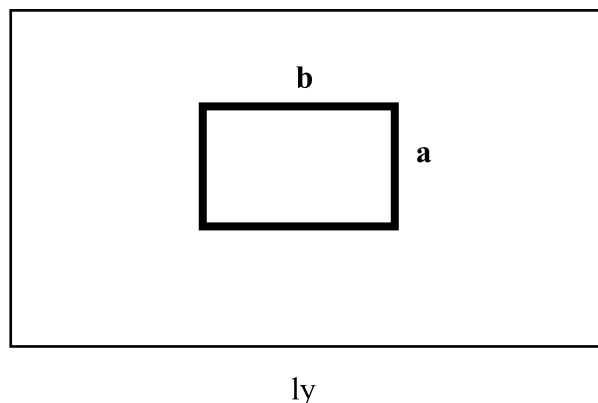
M_2 valeur donnée par le tableau 1 en fonction de $\rho' = l_y/l_x$

P est la charge totale répartie sur la plaque $P = q.l_x.l_y$

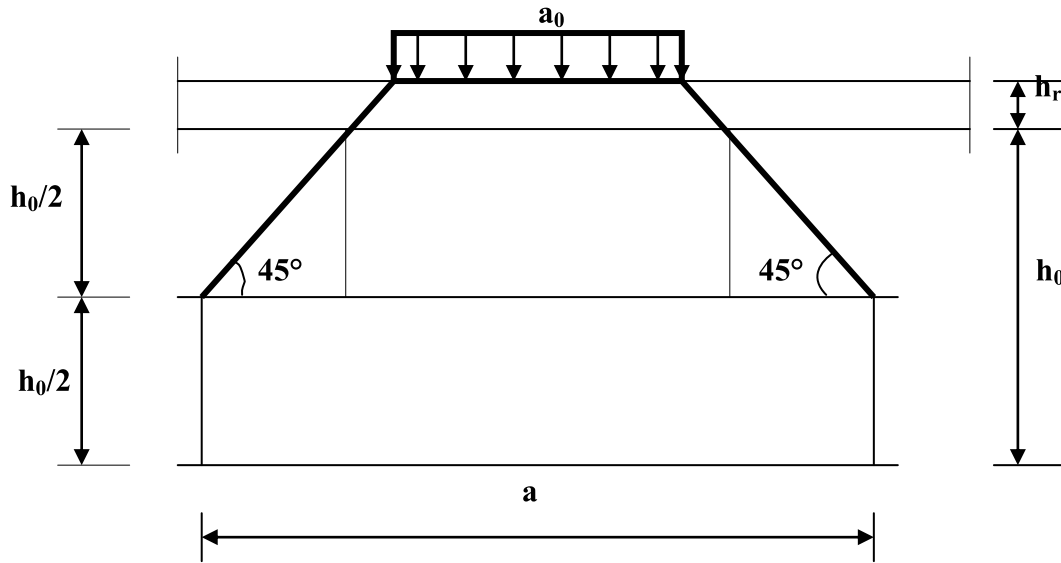
ν coefficient de poisson : $\nu = 0$ ou $\nu = 0.2$ suivant les cas précédents.

On doit également tenir compte du fait que $M_Y / M_X \geq 0.25$

3.2.2 Charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle.



Les abaques relatifs à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle permettent d'étudier le cas des charges concentriques. On admet q une charge appliquée à la surface de la dalle suivant un rectangle de dimensions a_0 et b_0 , agit dans un plan du feuillet moyen de la dalle suivant un rectangle de dimensions a et b , et distant de ce dernier de la demi épaisseur de la dalle.



$$\begin{aligned}
 & a = a_0 + h_0 & a = a_0 + h_0 + \zeta h_r \\
 h_r = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a = a_0 + h_0 \\ b = b_0 + h_0 \end{array} \right. & & h_r \neq 0 \left\{ \begin{array}{l} a = a_0 + h_0 + \zeta h_r \\ b = b_0 + h_0 + \zeta h_r \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

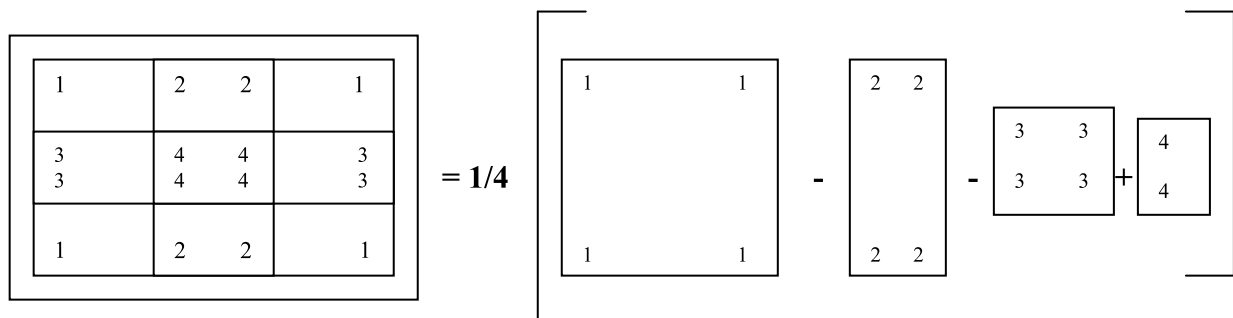
Avec: $\zeta = 2$ pour un revêtement aussi résistant que le béton,

$\zeta = 1.5$ pour un revêtement moins résistant que le béton.

La valeur de $\rho = l_x/l_y$ permet immédiatement de choisir le tableau pour lire la valeur correspondant à M_1 (ou M_2) en fonction du rapport a / l_x et b / l_y .

3.2.3 Charge localisée non concentrique à la dalle.

On se sert des mêmes tableaux en suivant les indications données par Résal, pour ramener ce cas de charge à celui de rectangles chargés concentriques à la plaque, voir figure ci-dessous, donc on se ramène au cas 3.2.2 par addition et /ou soustraction des moments correspondant à des rectangles centrés supportant tous la même charge unitaire q .



$$M_{1234} = \frac{M_1 - M_2 - M_3 + M_4}{4}$$

3.3 Effort tranchant.

Dans les dalles portant sur les 4 cotés, l'effort tranchant par unité de longueur est donné par :

a. Charge totale P uniformément répartie sur la surface de la dalle.

Au milieu de l_y : $V_x = P / 2l_y + l_x$; Au milieu de l_x : $V_y = P / 3l_y$

b. Charge totale P uniformément répartie sur un rectangle de dimensions a.b, concentrique à la dalle.

Avec : a : dimension du rectangle // à l_x

b : dimension du rectangle // à l_y

$$a \geq b \quad ; \quad a \leq b$$

$$\text{Au milieu de a : } V_b = \frac{P}{2a + b} \quad ; \quad V_b = \frac{P}{3b}$$

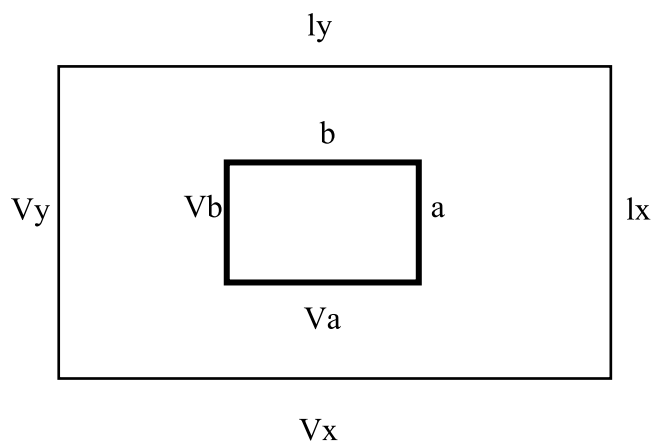
$$\text{Au milieu de b : } V_a = \frac{P}{3a} \quad ; \quad V_a = \frac{P}{2b + a}$$

Dans les formules ci – dessus, si q est la charge uniformément répartie par unité de surface (N / m^2), on aura :

Pour la charge couvrant toute la surface de la dalle : $P = q.l_x.l_y$

Pour la charge couvrant un rectangle a.b concentrique à la dalle $P = q.a.b$

Sur le pourtour de la dalle, l'effort tranchant est égal à la somme de l'effort tranchant dû à la charge répartie sur toute la dalle ; et de l'effort tranchant dû à la charge répartie sur le rectangle a.b



3.4 Dalles continues.

3.4.1 Méthode forfaitaire.

Lorsque la dalle est continue, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de les considérer partiellement encastrés, on réduit les valeurs obtenues pour les moments en travée et on calcule les moments sur appuis.

Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :

Moments en travée $\geq 0.75 M_x$ ou $0.75 M_y$.

Moments d'encastrement sur les grands côtés $\geq 0.50 M_x$

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moments en travée $\geq 0.85 M_x$ ou $0.85 M_y$.

Moments d'encastrement sur les grands côtés : $\geq 0.30 M_x$ (appui de rive)
 $\geq 0.50 M_x$ (autre appui)

En général, on doit toujours avoir pour la portée l_x (l_x / l_y)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_x$$

M_t : moment en travée.

M_w (ou M_e) : valeur absolue pour le moment de gauche (de droite).

M_x : moment max., calculé dans l'hypothèse où la dalle est simplement appuyée.

Sur les petits côtés, les moments d'encastrement sont pris sensiblement égaux à ceux adoptés pour les grands côtés.

3.5 Vérification au poinçonnement.

Si la dalle de faible épaisseur est soumise à une charge importante concentrée sur une surface, la charge risque de traverser la dalle, ce phénomène est appelé **Poinçonnement**.

Le poinçonnement a pour effet d'engendrer une fissuration suivant des plans à 45° à partir des côtés du rectangle d'application de la charge.

Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si :

$$P_u \leq 0.045 u_c h_0 f_{c28} / \gamma_b$$

P_u : charge de calcul à l'E.L.U

u_c : périmètre du rectangle d'impacte : $u_c = 2(a + b)$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

Sinon, prévoir des armatures d'effort tranchant jusqu'au contour u parallèle à u_c ($u > u_c$) tel que :

$$P_u \leq 0.045 u h_0 f_{c28} / \gamma_b$$

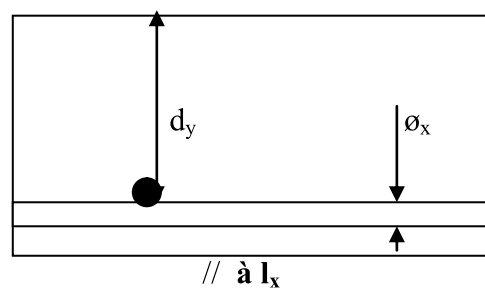
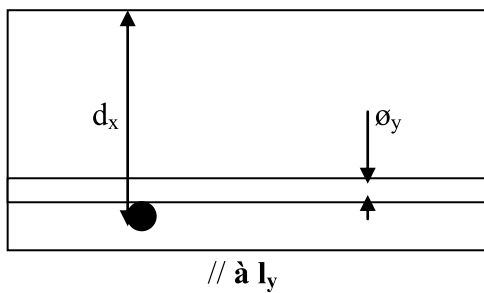
Mais, en général, il est peu commode et coûteux de disposer des armatures d'efforts tranchants dans une dalle de faible épaisseur, il convient plutôt d'augmenter h_0 , tel que :

$$h_0 \geq \frac{P_u}{0.045 u_c f_{c28} / \gamma_b}$$

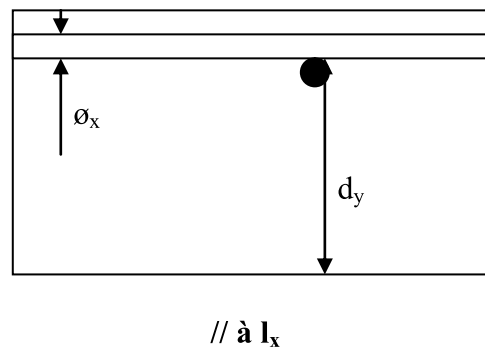
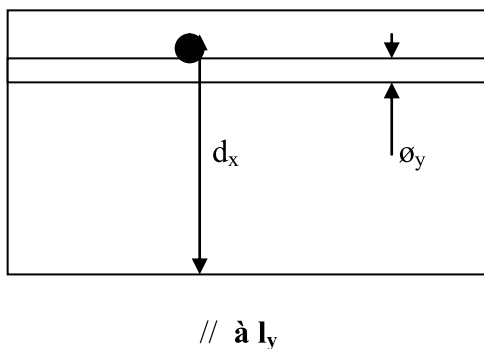
4. Calcul des armatures.

Les armatures sont déterminées à partir des moments calculés. Les différents panneaux calculés isolément en supposant qu'il sont soumis à $q = 1.35. G + 1.5. Q_B$ appliquée sur toute la surface du panneau. Sur un appui commun à 2 panneaux, le moment à retenir est le plus grand en valeur absolue. Pour chacune des directions il faut considérer, en travée et aux appuis, la hauteur utile qui est propre.

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2}$$



Coupes sur travée



Coupes sur appui

4.1 Diamètre maximal des armatures.

Les armatures doivent avoir un diamètre satisfaisant la condition $\varnothing \leq h / 10$

4.2 Ferrailages minimaux.

Le taux des armatures dans chaque direction est égal au rapport de la section à la section totale du béton (perpendiculaire à cette direction), pour les dalles dont l'épaisseur est comprise entre 0.12 et 0.3 m ; le taux doit être au moins égal à :

*** Pour les armatures // au sens ly :**

Taux = 0.12% pour les aciers A.D (FeE 215, FeE 235).

Taux = 0.08 % pour les aciers H.A (FeE 400), et treillis soudés à fils lisses avec $\varnothing > 6$ mm.

Taux = 0.06% pour les aciers H.A (FeE 500), et treillis soudés à fils lisses avec $\varnothing \leq 6$ mm.

*** Pour les armatures // au sens lx :**

Multiplier les valeurs du sens ly par $\{3 - (lx/ly)\}/2$

4.3 Espacement maximal.

L'espacement max, St_{max} entre 2 barres // voisines d'une même nappe (entravée et sur appui) ne doit pas dépasser les valeurs données par le tableau suivant.

St_{max}	Sens lx	Sens ly
Charges uniformément Répartis seulement	Min (3h ; 33 cm)	Min (4h ; 45 cm)
Présence de charges Localisées	Min (2h ; 22 cm)	Min (3h ; 33cm)

4.4 Arrêts des barres.

En général les barres sont arrêtées comme pour les armatures longitudinales des poutres par une épure d'arrêt de barres.

On peut aussi utiliser la méthode forfaitaire suivante :

* Les aciers inférieurs seront prolongés jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux.

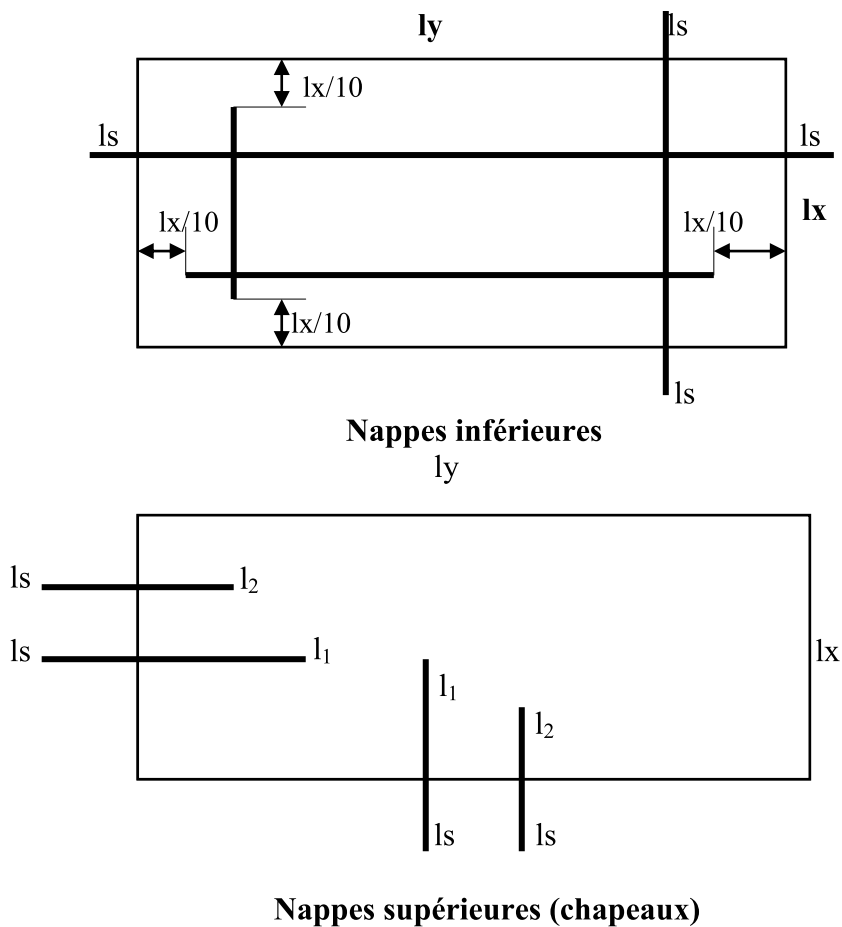
* Les armatures qui traversent le pourtour des dalles seront ancrées totalement au-delà du contour.

* Les autres barres seront interrompues à une distance $lx / 10$ du contour, ceci dans les sens de lx et ly.

* Les aciers de chapeau auront pour longueur, vers l'intérieur des dalles, à partir des contours alternativement l_1 ou l_2 .

$$l_1 = \text{Max} \{ \lambda \cdot lx ; ls \} \quad \text{et} \quad l_2 = \text{Max} \{ l_1 / 2 ; ls \}$$

$$\lambda = (0.05 + 0.3k) \quad \text{avec : } k = M_w / M_0 \quad \text{ou} \quad k = M_e / M_0$$



4.5 Armatures d'effort tranchant.

Ces armatures ne sont pas nécessaires si :

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur, et

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0} \leq 0.07 f_{c28} / \gamma_b$$

avec : V_u : effort tranchant.

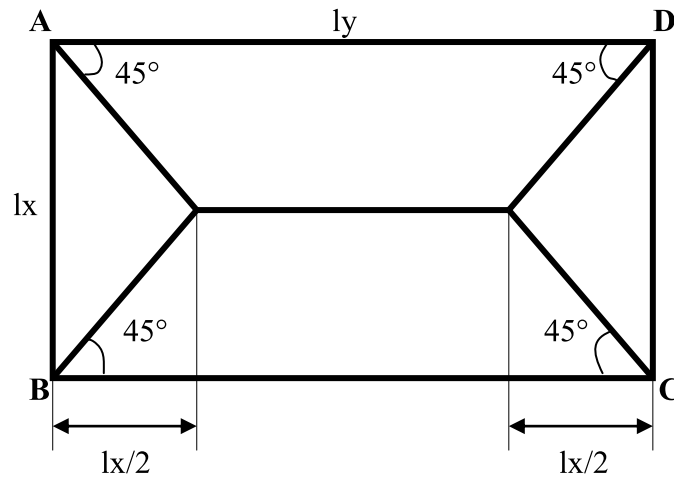
d : hauteur utile (d_x ou d_y).

b_0 : largeur de la dalle prise en compte.

Si ces conditions ne sont pas respectés, les armatures d'effort tranchant sont calculées comme pour une poutre ou bien augmenter l'épaisseur de la dalle.

5. Transmission de charges.

La transmission de charges pour les dalles pleines se répartit sur les différents points d'appuis qui entourent la dalle considérée.



Charge (AFB) reprise par AB
 Charge (BFEC) reprise par BC
 Charge (CED) reprise par CD
 Charge (AFED) reprise par AD

On admet généralement cette représentation pour la transmission de charges sur les poutres encadrant une dalle portant sur les quatre côtés. Pour le calcul pratique, les charges triangulaires et trapézoïdales sont remplacées par des charges uniformes équivalentes par unité de longueur.

5.1 Charge trapézoïdale.

* Calcul des moments de flexion

$$q_M = \frac{q}{2} \left\{ 1 - \frac{\rho^2}{3} \right\} l_x$$

$$\text{avec : } \rho = l_x / l_y$$

* Calcul des efforts tranchants

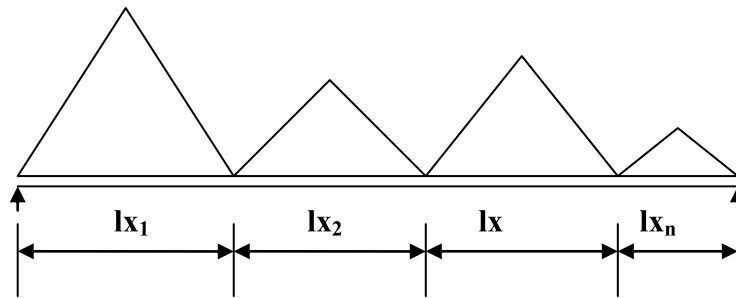
$$q_V = \frac{q}{2} \left\{ 1 - \frac{\rho}{2} \right\} l_x$$

5.2 Charge triangulaire.

$$q_M = \frac{q}{3} l_x$$

$$q_V = \frac{q}{4} l_x$$

5.3 Charge triangulaire en « dent de scie ».



5.3.1 Travée intermédiaire.

$$q_M = q_V = q \frac{\sum l_{xi}^2}{2 \sum l_{xi}} ; \text{ si toutes les travées sont égales } \rightarrow q_M = q_V = q \frac{l_x}{2}$$

5.3.2 Travée de rive.

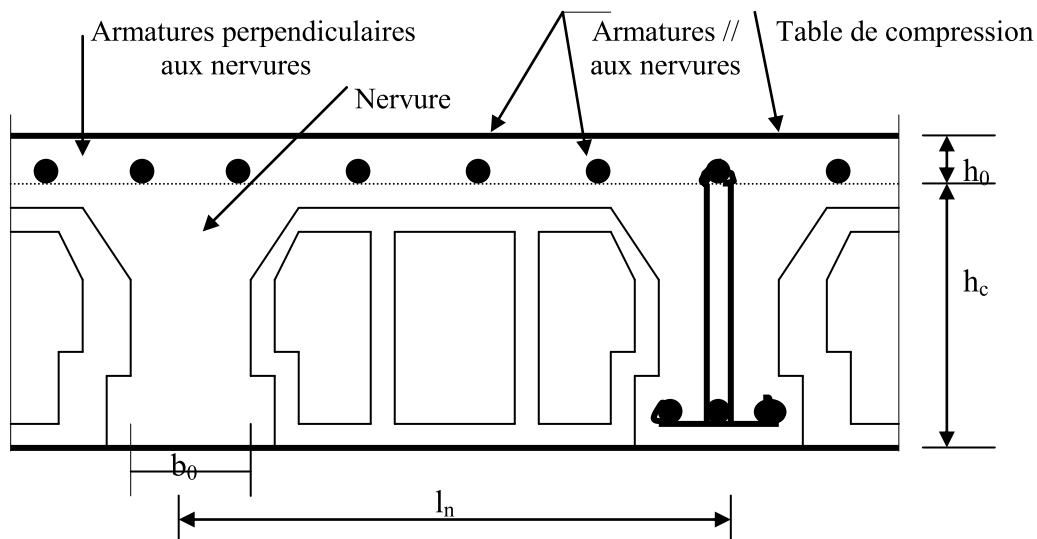
$$q_M = q_V = q \frac{\sum l_{xi}^2}{4 \sum l_{xi}} ; \text{ si toutes les travées sont égales } \rightarrow q_M = q_V = q \frac{l_x}{4}$$

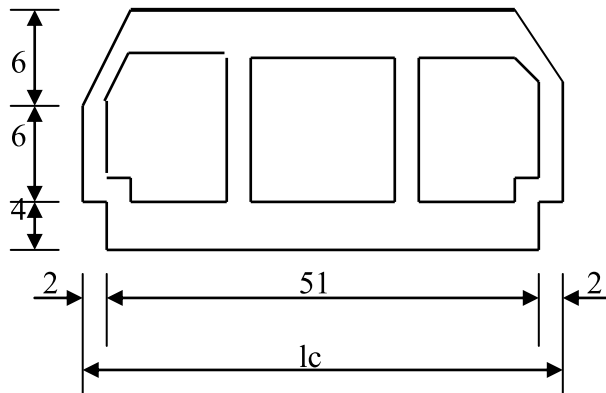
III. Planchers à corps creux.

Ce type de plancher, généralement utilisé dans les bâtiments d'habitation, de manière à obtenir un plafond uni à l'étage inférieur, comporte des coffrages en corps creux restant incorporés dans l'ouvrage. La distance d'axe en axe des nervures est alors imposée par le corps creux utilisé.

Les dimensions courantes du plancher corps creux – béton sont :

12 + 4 → 240 kg / m ²	20 + 4 → 300 kg / m ²	25 + 5 → 415 kg / m ²
15 + 4 → 260 kg / m ²	20 + 5 → 325 kg / m ²	30 + 4 → 475 kg / m ²
16 + 4 → 265 kg / m ²	25 + 4 → 390 kg / m ²	30 + 5 → 500kg / m ²



Corps creux : 16 cm

$b_0 = (8 \div 14)$ cm, on prend généralement $b_0 = 10$ cm

longueur du corps creux, $l_c = 55$ cm ; d'où : $l_n = l_c + b_0 = 55 + 10 = 65$ cm.

1. Méthode de calcul.

Les planchers à corps creux seront toujours supposés être des planchers à surcharges modérée. Le principe de calcul reste le même que celui des planchers à poutre apparentes, car les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

2. Etat limite de déformation (flèche).

Les conditions de non vérification de flèche pour les nervures des planchers à corps creux sont :

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad (1) \quad f_e : \text{limite d'élasticité des aciers tendus (MPa)}, \quad b_0 : \text{largeur de la nervure.}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \quad (2) \quad l_x : \text{longueur de la nervure (portée libre)}, \quad h : \text{hauteur totale de la nervure} \\ (h = h_0 + h_c)$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_x} \quad (3) \quad M_t: \text{moment maximal en travée}, \quad M_x: \text{moment isostatique.}$$

Ces trois conditions doivent être remplies pour ne pas calculer la flèche.

3. Calcul des armatures.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit être armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

* Lorsque l'écartement l_n entre axes des nervures est inférieur ou égal à 50 cm, la section A des armatures doit être égale à :

$$l_n \leq 50 \text{ cm} \quad A \geq \frac{200}{f_e}$$

* Lorsque l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 cm, et 80 cm, la section A des armatures doit être égale à :

$$50 \text{ cm} < l_n \leq 80 \text{ cm} \quad A \geq \frac{4 \cdot l_n}{f_e}$$

Avec: f_e : limite d'élasticité de l'acier utilise (MPa ou N / mm²)

l_n : écartement entre axes des nervures (cm)

A : section des armatures perpendiculaires aux nervures (cm² / ml)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des nervures, doivent avoir une section, par mètre linéaire, au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires (A/2).

IV. Planchers à pré dalles.

1. Définition.

On désigne par “**pré dalles**” des dalles préfabriquées, destinées à former la partie inférieure armée d’une dalle pleine, la dalle ainsi constituée présentant, en phase finale, un fonctionnement monolithique. Les prescriptions ci-après concernant les planchers dont la partie supérieure bétonnée en place est d’une épaisseur au moins égale à celle des pré dalles.

2. Epaisseur minimale.

L’épaisseur minimale d’une pré dalle résulte des conditions d’enrobage et des tolérances de positionnement des armatures. Les conditions d’enrobage des armatures “treillis soudés” conduisent en pratique à une épaisseur variant de 5 à 7 cm, sauf pour les pré dalles de petites dimensions pour lesquelles une épaisseur de 4 cm peut être envisagée.

La hauteur utile intervenant dans les justifications en phase provisoire compte tenu de la présence éventuelle de stries ou de rainures à la surface des pré dalles, lesquels améliorent l’adhérence avec le béton coulé sur place.

3. Justifications.

Les règles générales relatives aux dalles sur appuis continus, paragraphe II.3.4, s’appliquent compte tenu des aménagements indiqués ci-après.

3.1 Justifications de flexion en phases provisoires.

Les pré dalles doivent être justifiées en phase de manutention, de stockage et de mise en place, compte tenu des dispositifs d’appui et de levage prévu dans ces opérations.

Les pré dalles doivent être justifiées en phase d’exécution du plancher du fait de leur rôle de coffrages et compte tenu de leur dispositif d’étalement.

3.2 Justifications de flexion en phase définitive.

La dalle constituée par la pré dalle et le béton coulé sur place est ensuite justifiée comme une dalle monolithique. Cette justification peut être faite sans tenir compte des phases provisoires sous réserve que les pré dalles reposent en phase d’exécution du plancher sur des étais intermédiaires distants au plus de vingt-cinq fois l’épaisseur des pré dalles.

Lorsqu’un panneau de la dalle a son coffrage constitué par plusieurs pré dalle, les sections au droit des joints intermédiaires de pré dalles peuvent être considérées soit comme rétablissant la continuité, soit comme des articulations, suivant les dispositions de ferrailage adoptées dans le béton coulé en place au droit de ces joints.

Le cas des charges concentrées importantes doit plus particulièrement être examiné.

Les règles de pourcentage minimal (rapporté à l’épaisseur totale de la dalle) s’appliquent entre autre aux armatures disposées au droit des joints intermédiaires de pré dalles, lorsqu’un panneau comporte plusieurs pré dalles, ainsi qu’aux armatures de ces dernières.

3.3 Justifications sous sollicitations tangentés.

La résistance au glissement est à justifier au niveau de la surface de reprise entre la pré dalle et le béton coulé sur place, par applications des règles de l'article A.5.3, B.A.E.L.91. Dans le cas des planchers de "constructions courantes" pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée :

- **Aucune armature de couture n'est à prévoir si :**

- Le plancher n'est soumis qu'à des charges uniformément réparties, lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de choc.
- La surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante, par exemple en ménageant des indentations de liaison.
- La contrainte tangente calculée sous sollicitation ultime, E.L.U., $\tau_u \leq 0.35$ (MPa ou N / mm²).
- La contrainte normale éventuelle est une compression.

- **Si ces conditions ne sont pas respectées, il y a lieu de prévoir des armatures de couture.**

- Celles - ci doivent être déterminées à partir de la force totale de glissement ultime s'exerçant sur les tiers extrêmes et être disposées dans ces zones. Le pas des files d'armatures de couture ne doit pas dépasser la hauteur de plancher et l'intervalle entre ces files n'excède pas trois fois cette hauteur.

4. Conditions sur appuis.

Les règles d'ancrage des aciers inférieurs sur appuis s'appliquent aux aciers des pré dalles, ce qui conduit dans la plupart des cas à faire dépasser les armatures de ces pré dalles, pour constituer des armatures en attente.

5. Poinçonnement.

A défaut de justifications particulières, les règles définies au paragraphe II.3.5 s'appliquent sous réserve de substituer le coefficient 0.030 au coefficient 0.045. On aura donc :

$$P_u \leq 0.030 \cdot u_c \cdot h_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

6. Ferrailage complémentaire.

La dalle de réparation de 8 à 20 cm d'épaisseur ne nécessite aucun ferrailage complémentaire à l'exception de l'armature de liaison au droit du joint entre deux pré dalles, généralement une bande de treillis soudé.

Dans le cas de continuités, les chapeaux classiques des planchers en béton sont à prévoir avant coulage du béton de dalle.

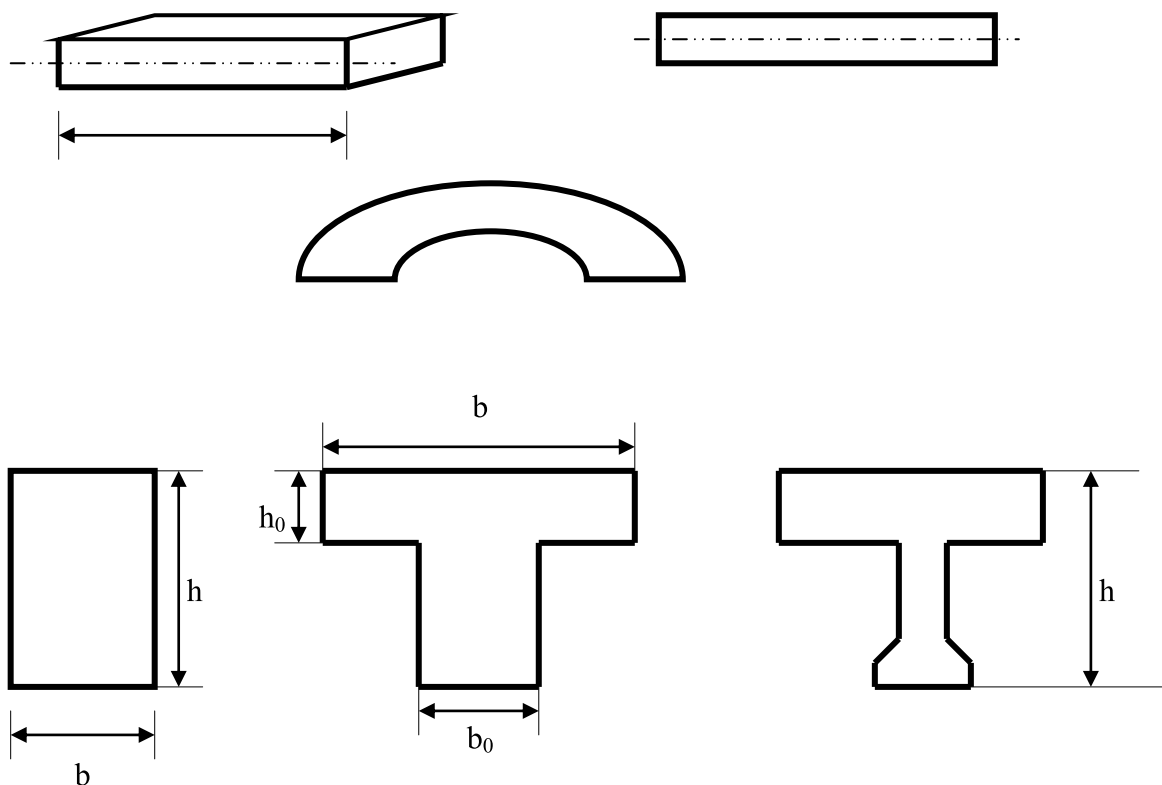
Chapitre II

POUTRES

I. Généralités

1. Définition.

Une poutre en béton armé est un élément linéaire de structure à section rectangulaire, en I ou en Té avec talon (lorsque le ferrailage est important), largement utilisé dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts...) suite à ses qualités de légèreté, de facilité de fabrication et de mise en œuvre. Elle peut être définie comme étant un solide élancé puisque sa portée L est très grande devant ses dimensions transversales b_0 et h . Sa ligne moyenne horizontale est souvent droite, mais elle peut également avoir un tracé courbe.



Dans une structure de plancher, les poutres ont pour rôle principal de supporter les charges et de les transmettre aux appuis. Elles contribuent également à la stabilité et la rigidité de la construction du fait qu'elles assurent la liaison entre ses différents poteaux. D'un autre côté, la poutre peut être désignée par son orientation telle que « poutre transversale », par son Cours de

Positionnement telle que « poutre de rive » ou par son importance structurelle telle que « poutre principale ».

En général, l'étude d'une poutre comporte 4 principales étapes, à savoir :

- 1) **Pré dimensionnement**
- 2) **Calcul des sollicitations**
- 3) **Calcul des ferrailages**
- 4) **Vérifications nécessaires.**

Il est évident que si la dernière étape n'est pas satisfaite, on doit normalement reprendre l'étude depuis le début en procédant à un changement des dimensions de la poutre.

Cependant, on utilise souvent les sollicitations de calcul initiales car elles sont très peu affectées par les modifications de coffrage effectuées.

2. Pré dimensionnement.

On comprend par pré dimensionnement l'établissement des dimensions générales d'une poutre.

En général, pour la flexion simple, il faut utiliser des sections symétriques par rapport à l'axe sur lequel agit la charge.

2.1 Portées de calcul.

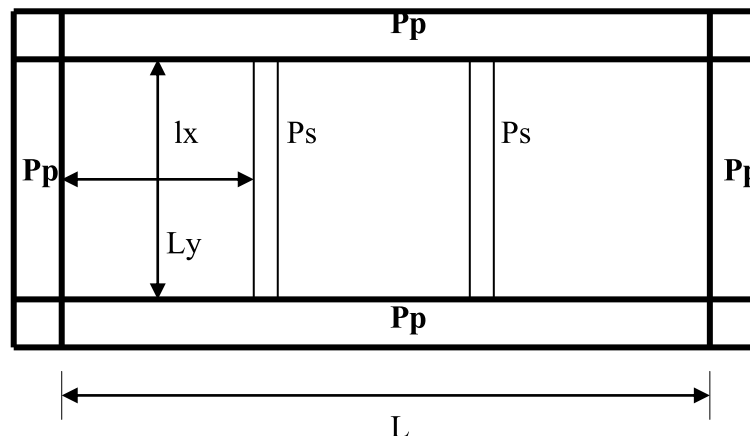


Fig. 2.1

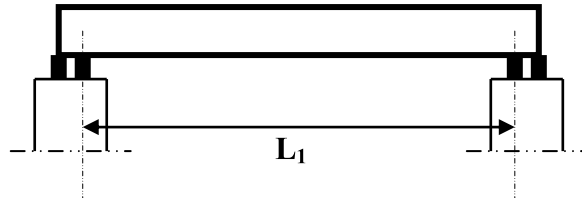
Poutre secondaire, Ps : Portée l_y (prise entre nus des poutres principales)

Poutre principale, Pp : Portée L ou l_y (prise entre nus des poteaux).

D'habitude, la valeur de la portée est connue (proposée par l'architecte) et elle est prise comme suit :

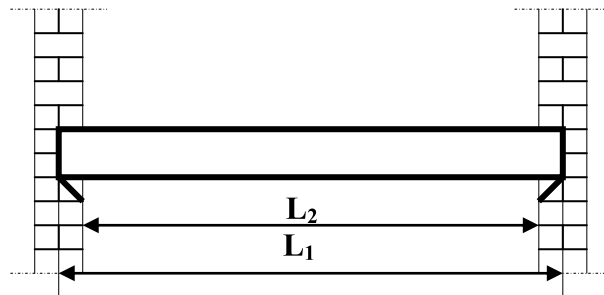
a) Si la poutre repose sur des appareils d'appuis (tels que les appuis en néoprène), la portée est mesurée entre points d'application des résultantes des réactions d'appuis.

$$L = L_1$$



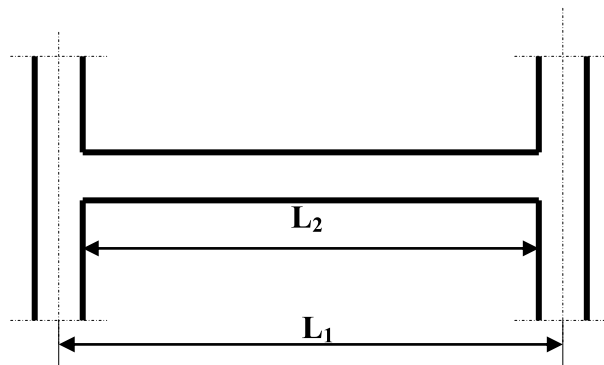
b) Si la poutre repose sur des massifs ou sur des murs en maçonnerie, la portée est mesurée comme précédemment. Cependant, pour fixer les points d'application de ces résultantes on admet une répartition triangulaire des pressions.

$$L = L_1 = L_2 + 2 a$$



c) Si la poutre est solidaire de ses appuis en béton (tels que poteaux, voiles ou poutre), la portée est celle entre nus des appuis.

$$L = L_2$$



On signale que les valeurs données pour les cas b) et c) ne représentent que des estimations, d'autres règlements fixent des valeurs de portée de calcul différentes (comprises entre L_1 et L_2).

2.2 Dimensions.

La procédure courante consiste à établir une section de coffrage préliminaire pour la poutre à partir de règles simples et pratiques.

Ces règles se présentent souvent sous la forme d'un rapport entre la hauteur et la portée de la poutre, soit h / L .

Donc c'est à partir de L , qu'on établit les dimensions b_0 et h_t d'une poutre. En pratique la hauteur h_t est déterminée par :

Poutre sur appuis simples : $ht = (1 / 10 \div 1 / 15) L$

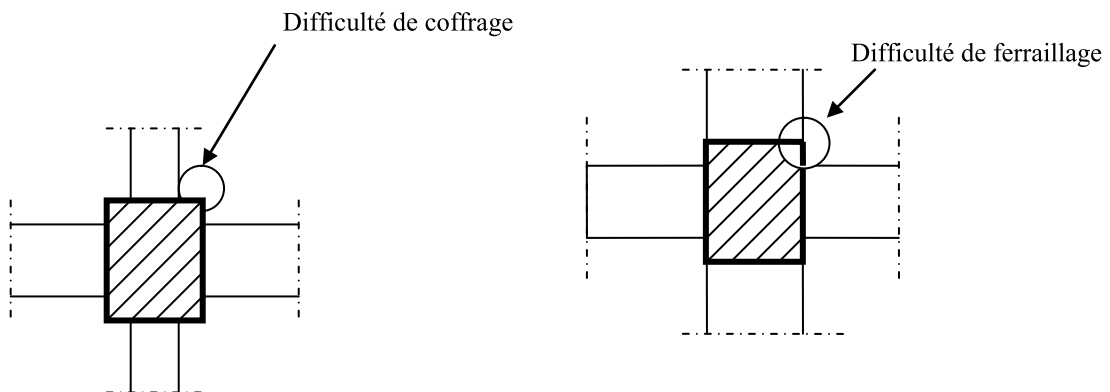
Poutre continue : $ht = (1 / 16 \div 1 / 20) L$

Poutre en console : $ht = (1 / 5 \div 1 / 8) L$

Pour ce qui est de la largeur b_0 , elle est généralement prise égale sous la condition :

$$b_0 = (0.3 \div 0.5) ht.$$

Cependant par soucis d'aspect esthétique et de facilité d'exécution de coffrage, la largeur de la poutre est souvent prise égale à la plus petite dimension du poteau lui servant d'appui.



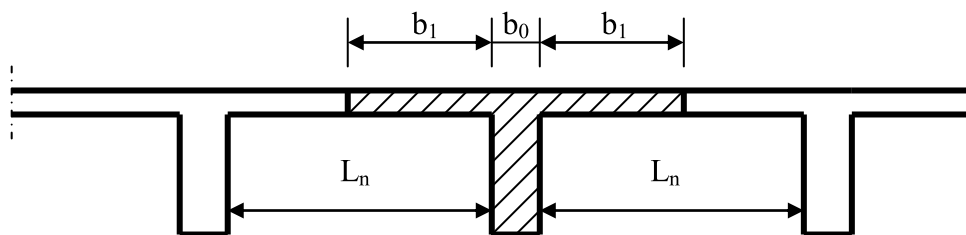
Pour les poutres principales de structures, cas des portiques autostables, il faut tenir compte des conditions fixées par le R.P.A.99.

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4.0$$

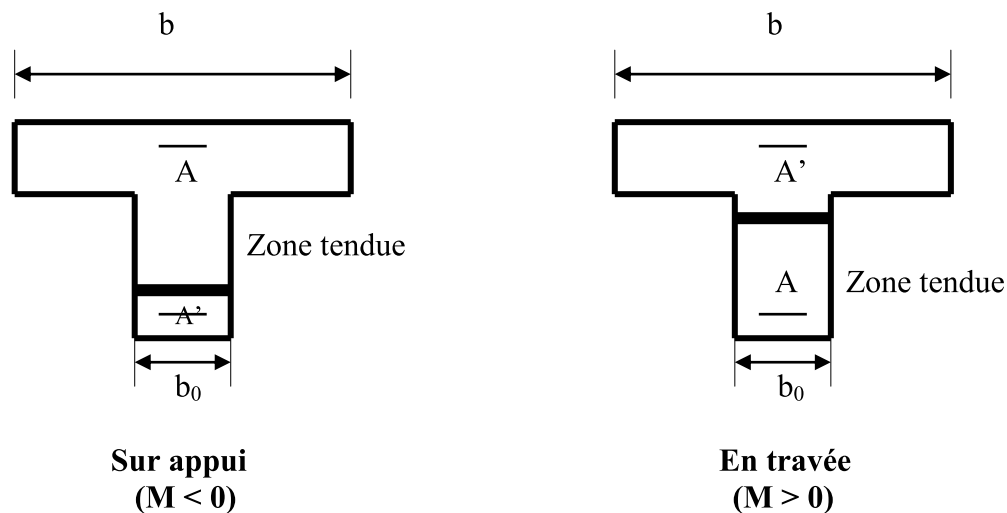
Poutres principales de structures



$$b_1 \leq L_n / 2$$

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Le dixième de la portée de la poutre ($L / 10$).
- Les $2 / 3$ de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.
- Le $1 / 40$ de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché, augmenté des $2 / 3$ de la distance de la section considérée à cet appui.



Sections des nus des appuis : sections rectangulaires de largeur b_0 .

Sections voisines du milieu des travées : sections en T dont la largeur (b) de la table de compression est déterminée comme suit / : (fig. 2.1).

Poutres principales : $(b - b_0) / 2 = \text{Min} (l_y / 2 ; L / 10)$

Poutre secondaires : $(b - b_0) / 2 = \text{Min} (l_x / 2 ; l_y / 10)$

3. Calcul des sollicitations.

D'une manière générale, les sollicitations de calcul des poutres sont déterminées à partir de l'action des :

- Charges verticales : charges permanentes (G) et charges d'exploitations (Q_B).
- Charges horizontales : vent, séisme (dans le cas où les poutres sont solidaires des poteaux et forment un système de contreventement).
- Variations de température et effets de retrait, si les dispositions en matière de joints conformément aux prescriptions réglementaires ne sont pas respectées.

Dans le cadre de ce document, on se limite uniquement à l'action des charges verticales.

Pour les systèmes isostatiques (poutre à une travée simplement appuyée), on utilise la RDM.

Pour les poutres continues, le règlements BAEL prévoit deux (02) méthodes de résolution (en plus de la RDM). Ces méthodes sont applicables aux ELU et ELS.

II *Poutres continues*

A. Méthode forfaitaire.

1. Domaine d'application.

- a. Les éléments étudiés (poutres, poutrelles) supportent des planchers à charge d'exploitation modérée c.à.d. que la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois (02) la valeur de la charge permanente et à $5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

$$Q_B \leq (2G \text{ et } 5 \text{ kN} / \text{m}^2)$$

- b. Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
 c. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
 d. La fissuration est non préjudiciable.
 e. Absence de charge rapidement variable dans le temps et en position.
 En pratique, la méthode est généralement applicable aux bâtiments d'habitation, bureaux, écoles, hôpitaux, etc.

2. Principe de la méthode.

2.1 Moments.

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments sur appui de gauche M_e et de droite M_w , ainsi que celle en travée M_t , de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante de même portée et de même chargement que la travée considérée. On désigne par α , le rapport des charges d'exploitation Q_B , à la somme des charges permanentes G et de Q_B .

$$\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B}$$

Les valeurs extrêmes de Q_B sont : $Q_B = 0$ et $Q_B = 2 G$ d'où α est compris entre 0 et $2/3$.

Les conditions à satisfaire pour les moments M_e , M_w , M_t sont :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [1.05 M_0 \text{ ou } (1 + 0.3\alpha) M_0]$$

$$M_0 : \text{moment isostatique} = \frac{q l^2}{8}$$

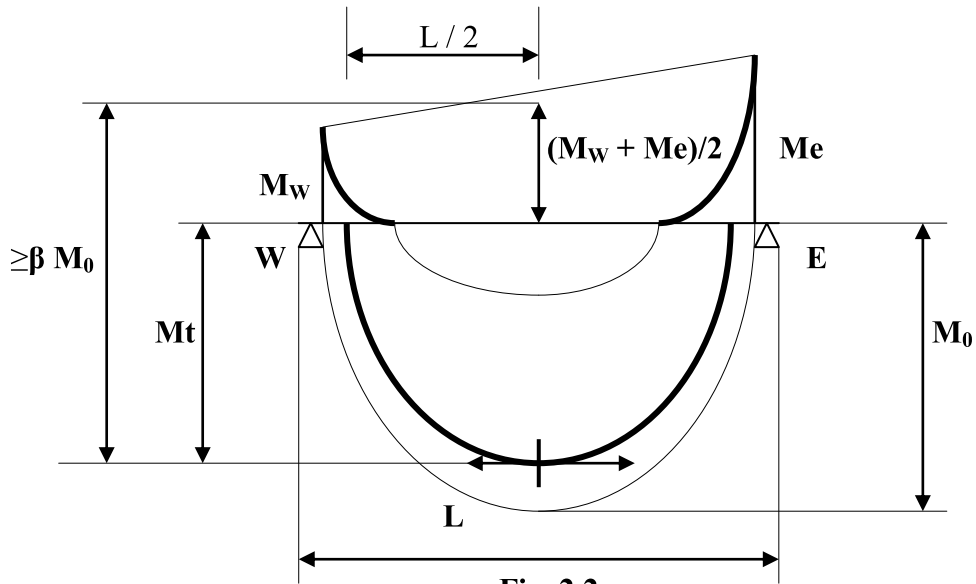


Fig. 2.2

Avec : $\beta = \text{Max} [1.05 \text{ ou } (1 + .03)]$

2.1.1. Cas d'une travée de rive.

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

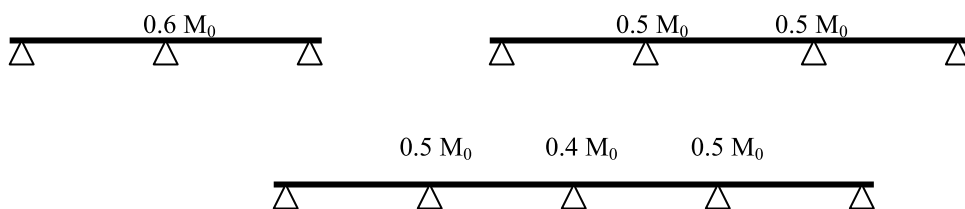
$M_w ; M_e \geq 0.6 M_0$ (pour une poutre à deux travées)

$M_w ; M_e \geq 0.5 M_0$ (pour une poutre à plus de deux travées)

2.1.2. Cas d'une travée intermédiaire.

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$M_w ; M_e \geq 0.4 M_0$ (pour une travée intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées)



Au nu d'un appui de rive :

- $M_w, M_e = 0$ pour un appui simple de rive
- $M_w, M_e = 0.2 M_0$ à $0.4 M_0$ selon la nature de l'encastrement de l'appui.

2.2. Effort tranchant.

On calcule les efforts tranchants en tenant compte des valeurs adoptées pour les moments d'appui M_w et M_e .

$$V(x) = V_0(x) + \frac{M_e - M_w}{l_i}$$

2.2.1. Méthode du B.A.E.L. 91, Art. B. 6. 2, 11.

Cette méthode consiste à majorer forfaitairement les efforts tranchants isostatiques (travée indépendante) de 15 %, pour une poutre à deux travées, appui central.

$$V_x = V_0 + 15 \% V_0 = 1.15 V_0$$


Et de 10 % pour une poutre à plus de 2 travées, premier appui intermédiaire.

$$V_x = V_0 + 10 \% V_0 = 1.10 V_0$$


Pour les autres appuis, prendre les efforts tranchants isostatiques V_0 .

Pour les travées de rive prolongées par une console on doit prendre compte de l'effet de la console.

B. Méthode de Caquot.**1. Domaine d'application.**

Lorsque les conditions indiquées dans la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et en particulier lorsque la charge d'exploitation est supérieure à deux (02) fois à la charge permanente ou à $5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

$$Q_B > (2G \text{ ou } 5 \text{ kN} / \text{m}^2)$$

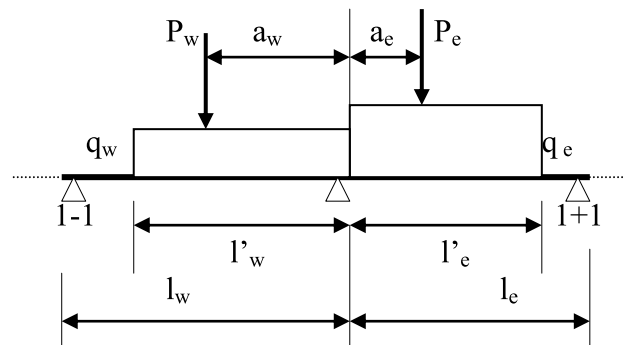
Surtout lors de la présence de charges élevées (planchers des bâtiments industriels, ateliers, entrepôts, etc...)

Caquot a établi sa méthode de calcul des poutres continues en se basant sur la méthode de **Clapéyron** désignée en RDM par l'équation des 3 moments. Il a, néanmoins, introduit des simplifications de calcul en s'inspirant de quelques constatations pratiques et utiles.

Caquot établit une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment

sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série de poutres à 2 travées une fois hyperstatique. Pour être conforme aux hypothèses de continuité, c'est-à-dire l'existence de moment sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, les portées réelles (L) sont remplacées par des portées fictives (L').

2. Poutres à moments d'inerties égaux dans les différentes travées.



2.1 Moments sur appuis.

De part et d'autre de chaque appui, on détache deux travées fictives, simplement appuyées à leur extrémité et de portée respective l'_w et l'_e telles que :

- $l' = l$ dans le cas d'une travée de rive avec appui simple de rive ;
- $l' = 0.8.l$ pour une travée intermédiaire.

2.1.1. Cas de charge uniformément répartie.

On a des charges uniformément réparties q_w sur la travée de gauche et q_e sur la travée de droite, produisant sur l'appui donné un moment en valeur absolue égal à :

$$\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5 \cdot (l'_w + l'_e)}$$

2.1.2. Cas de charge concentrée.

Une charge concentrée P_w sur la travée de gauche située à la distance a_w de l'appui et une charge concentrée P_e sur la travée de droite située à la distance a_e de l'appui, produisant sur l'appui donné un moment en valeur absolue égal à :

$$\frac{k_w \cdot P_w \cdot l_w^2 + k_e \cdot P_e \cdot l_e^2}{l'_w + l'_e}$$

k_w et k_e étant des coefficients données pour chaque travée par :

$$k = \frac{1}{2.125} \frac{a}{l'} (1 - \frac{a}{l'}) (2 - \frac{a}{l'})$$

La distance “ a ” relative à une charge P est toujours comptée par rapport à l'appui étudié et est toujours positive.

2.2. Moments en travées.

Pour déterminer les moments en travées, on trace pour chaque travée supposée, (en considérant la portée réelle l), la courbe des moments relative à la charge permanente et la courbe des moments relative à la charge permanente et à la charge d'exploitation, ces charges sont affectées du coefficient de majoration correspondant à l'état limite considéré.

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue ;
- pour les moments négatifs ; celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue ; en supposant dans chaque cas que les charges d'exploitation peuvent ou non être appliquée dans les différentes travées. (Voir 4.1.2. courbes enveloppes).

2.3 Effort tranchant d'appui.

Les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité M_w et M_e .

3. Poutres à moments d'inerties variables d'une travée à une autre.

On fait le même calcul que pour les poutres à moments d'inerties égaux, mais le calcul des moments aux appuis est fait de la manière suivante :

$$B = \frac{l'_e I_w}{l'_w I_e} \quad I_w : \text{Moment d'inertie de la travée de gauche.}$$

$$I_e : \text{Moment d'inertie de la travée de droite.}$$

Pour le cas d'une charge uniformément répartie, le moment d'appui est égal en valeur absolue à :

$$\frac{q_w \cdot l'_w{}^2 + \beta \cdot q_e \cdot l'_e{}^2}{8.5 \cdot (1 + \beta)}$$

Pour le cas d'une charge concentrée, le moment d'appui est égal en valeur absolue à :

$$\frac{K_w \cdot P_w \cdot l'_w + k_e \cdot P_e \cdot l'_e \cdot \beta}{1 + \beta}$$

4. Calcul du ferrillage.

4.1. Arrêts des barres longitudinales.

4.1.1. Méthode Forfaitaire, Règle BAEL. 91, Art. E. 1. 3.

Cette méthode n'est valable que si $Q_B \leq G$ et s'il n'y a pas de charges concentrées.

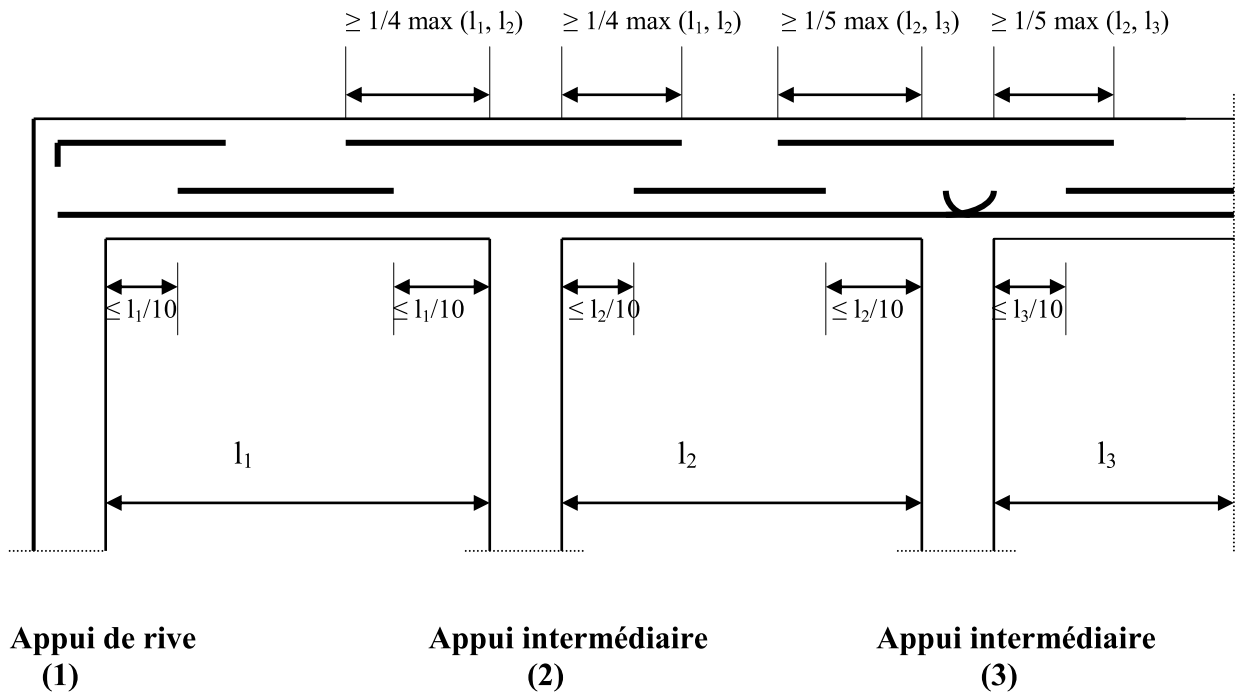


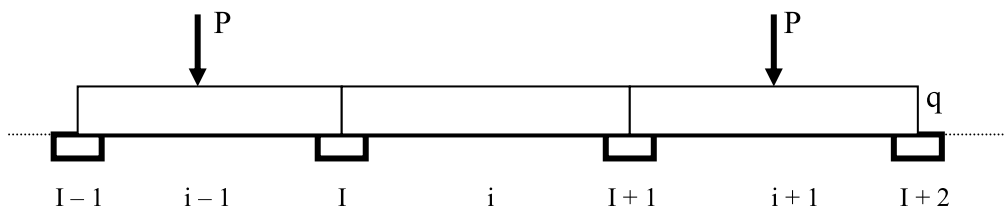
Fig. 2.3 Détermination forfaitaire de la longueur des chapeaux et arrêts des barres inférieures du second lit (B.A.E.L.91)

4.1.2. Courbes enveloppes.

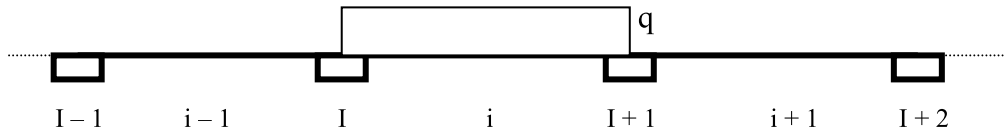
4.1.2.1. Combinaisons de charges.

4.1.2.1.1. Cas de charges à considérer.

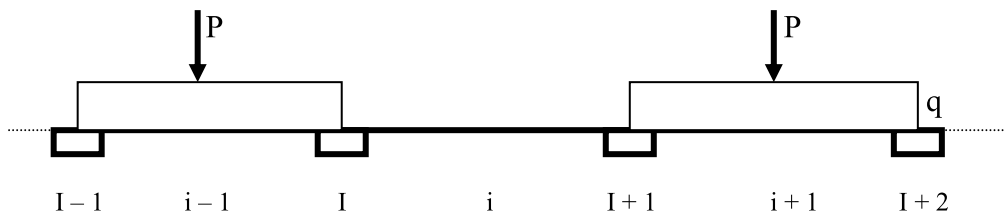
Soit la poutre continue ci-dessous à des charges uniformément réparties et à des charges concentrées sur certaines travées.



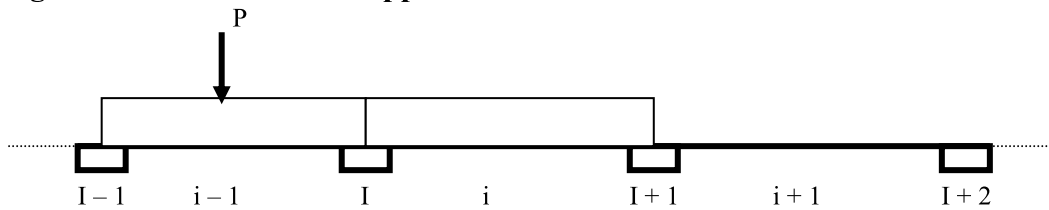
Moment positif maximal dans la travée i.



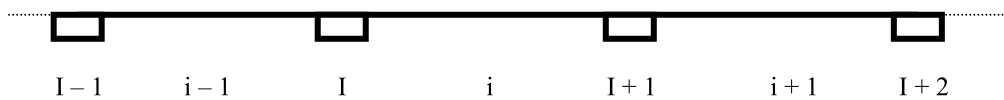
Moment minimal (positif ou négatif) dans la travée i.



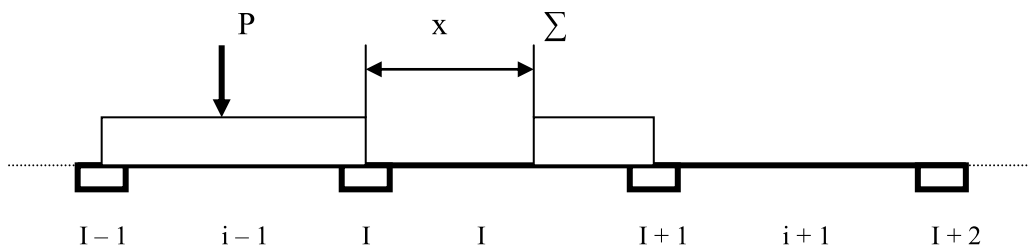
Moment négative maximal sur l'appui I ET effort tranchant maximal en valeur absolue à gauche et à droite de cet appui.



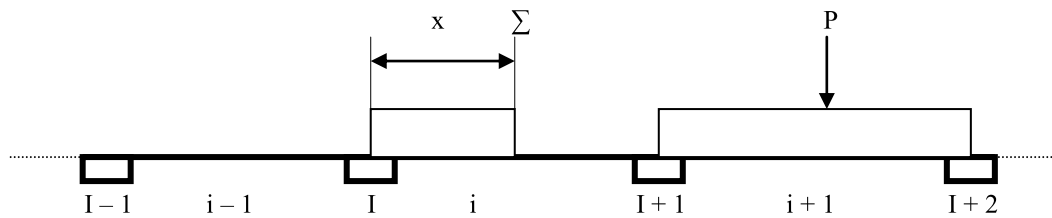
Moment négatif minimal sur les appuis.



Effort tranchant maximal positif dans la section Σ d'abscisse x de la travée i.



Effort tranchant maximal négatif dans la section Σ d'abscisse x de la travée i .



4.1.2.2. Courbes – enveloppes des moments de flexion.

Sauf cas exceptionnels, le tracé des courbes – enveloppes des moments de flexion n'est fait qu'à l'état – limite ultime, en prenant: $1.35 G + 1.5 Q_B$

Dans le cas d'une poutre avec console tenir compte de la combinaison de charges: $G + 1.5 Q_B$

4.1.2.3. Répartition des armatures le long d'une poutre.

4.1.2.3.1 Armatures longitudinales.

On doit déterminer les sections d'armatures (diamètres et nombre de barres) nécessaires pour équilibrer les moments maximaux (ou minimaux en valeur absolue) en travée et sur appuis. Les longueurs à donner aux armatures s'obtiennent par une «épure de répartition».

4.1.2.3.1.1. Moments, «admissibles» M_i .

Le moment «admissible» M_i que peut équilibrer à lui seul, à l'état – limite ultime, un groupe de barres tendues de section totale A_i est : $M_{u,i} = A_i \cdot \sigma_{s0} \cdot z_0$

Avec σ_{s0} et z_0 valeurs de σ et z trouvées lors du calcul de la section d'armatures nécessaire pour équilibrer le moment maximal (en travée ou sur appuis, selon le cas).

Au voisinage de chacune des extrémités, le moment maximal que peut équilibrer le groupe de barres A_i décroît depuis $M_{u,i}$ jusqu'à zéro sur une longueur égale à :

La longueur de scellement droit l_s de ces barres, si elles sont droites ;

La longueur d'ancrage l_a si elles sont munies de crochets normaux.

4.1.2.4. Tracé de l'épure d'arrêt des barres.

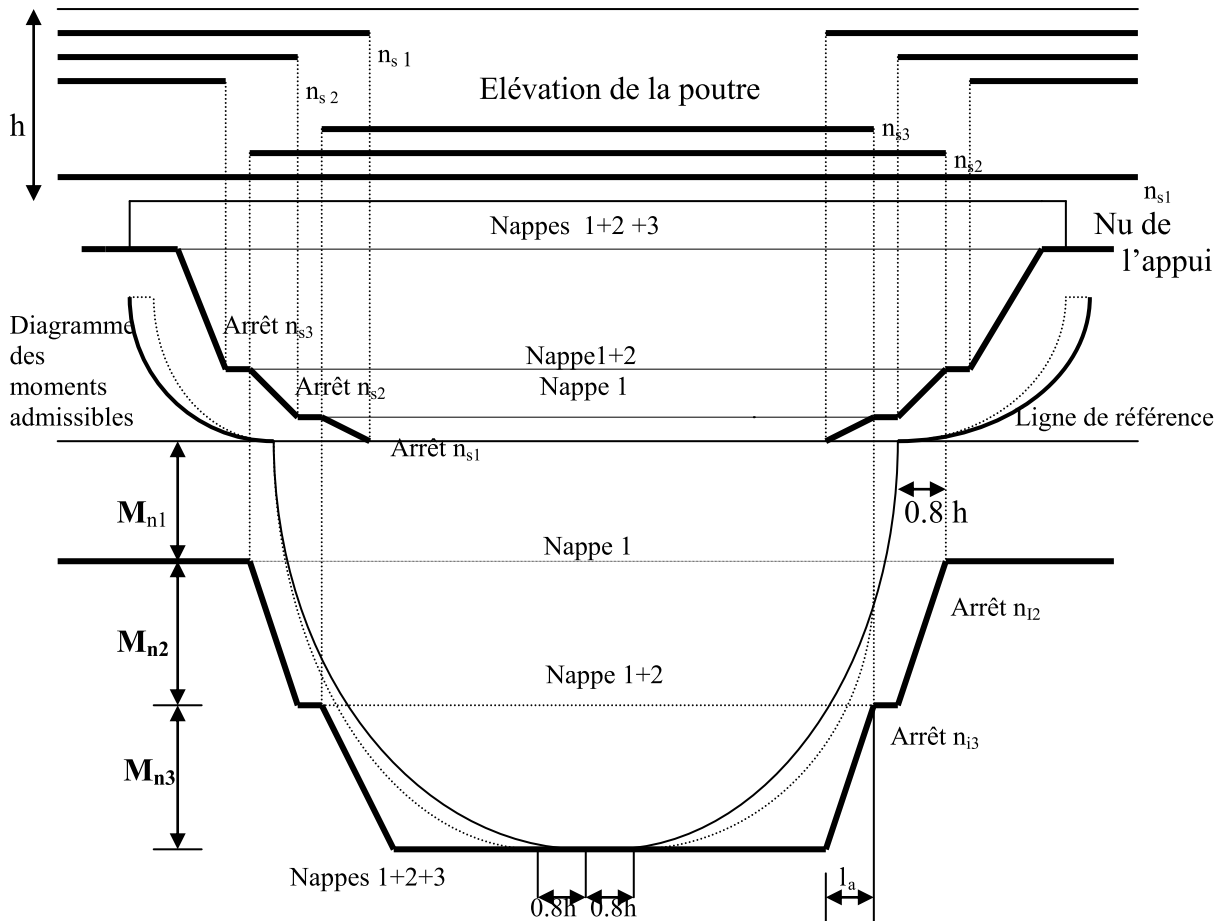
Toujours arrêter les barres par groupes symétriques par rapport au plan moyen. Pour les armatures inférieures, commencer par celles de la nappe supérieure s'il y a plusieurs nappes et dans chaque nappe par les barres les plus proches du plan moyen. Pour les armatures supérieures, les mêmes règles s'appliquent en commençant par la nappe la plus basse.

L'épure se trace en partant du moment maximal pour lequel ont été calculés σ_{s0} et z_0 .

Le diagramme des moments admissibles doit envelopper la courbe déduite de la courbe enveloppe des moments de flexion par un décalage de $0.8.h$ effectué parallèlement à l'axe de la poutre et dans le sens le plus défavorable.

h : hauteur totale de la poutre.

Les arrêts des barres se trouvent généralement sur la courbe décalée, figure ci-dessous. Si la longueur de la travée est faible vis-à-vis des longueurs des travées voisines, prolonger les chapeaux sur la totalité de la travée.



4.2. Quantité d'aciers (R.P.A.99).

4.2.1. Aciers longitudinaux.

Pour les poutres principales de structure, le pourcentage total **minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

$$\% A_{Min} = 0.5 \% \text{ de la section}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

* 4 % en zone courante

$$\% A_{Max} = \left[\begin{array}{l} * 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

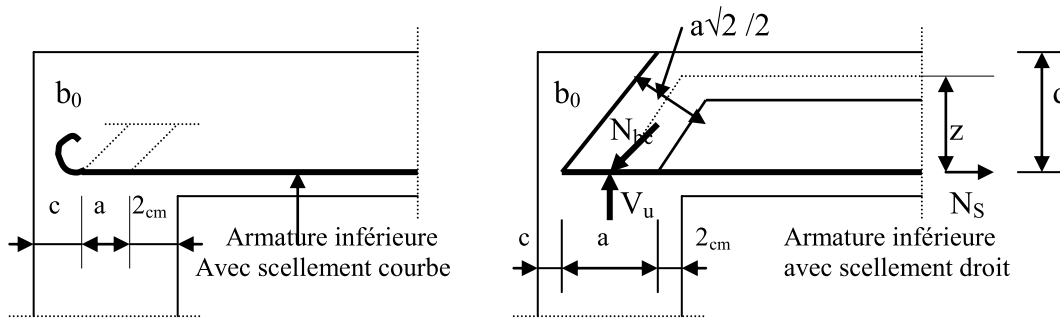
La longueur minimale de recouvrement est de : 40 \varnothing en zone I et II
50 \varnothing en zone III.

5. Vérification.

5.1. Vérification au niveau des appuis.

5.1.1. Efforts aux abouts des poutres.

5.1.1.1. Poutres à nervure rectangulaire reposant sur un poteau ou un mur.



Avec :

b_0 : épaisseur de l'âme de la poutre

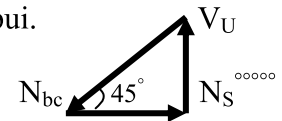
V_U : effort tranchant à l'état limite ultime au voisinage de l'appui.

a : profondeur utile de l'appui

$a\sqrt{2} / 2$: largeur utile de la bielle

$V_U\sqrt{2}$: effort de compression dans la bielle

σ_{bc} : contrainte de compression dans la bielle



$$\sigma_{bc} = \frac{\text{Effort de compression}}{\text{Section de la bielle d'about}} = \frac{2 \cdot V_U}{b_0 \cdot a} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sur un appui de rive on doit vérifier que l'on a :

$$V_U \leq 0.4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

La valeur de (a) doit être :

$$a \geq \text{Max} \left\{ \frac{2.5 \cdot V_U \cdot \gamma_b}{b_0 \cdot f_{c28}} ; \begin{array}{l} 40 \varnothing \text{ pour un ancrage droit} \\ 16 \varnothing \text{ pour un ancrage courbe} \end{array} \right.$$

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être :

$$A \geq \frac{V_U \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Au droit d'un appui où existe un moment M (moment de continuité ou moment d'encastrement), la section A des armatures inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \left\{ V_U + \frac{M_U}{0.9 \cdot d} \right\} \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \mathbf{M_U} \text{ est à prendre avec son signe.}$$

Ces armatures doivent être ancrées au-delà du nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à :

$$V_U + \frac{M_U}{0.9 \cdot d}$$

M_U étant pris avec son signe, généralement négatif, et V_U effort tranchant à droite de la ligne d'appui, étant normalement positif.

CHAPITRE III

ESCALIERS

1. Définition.

L'escalier est un élément de la construction qui sert à monter d'un étage, à un autre et qui lit un niveau vertical, à un autre, et le volume forme la cage d'escalier dans un bâtiment.

Les éléments composant un escalier sont :

- **La marche** est la partie horizontale où l'on marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de la marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise par la ligne de foulée.
- **Le mur d'échiffre** est celui qui limite l'escalier et sert d'appui à la paillasse.
- **La contremarche** est la partie verticale d'une marche.
- **Le limon** est une poutre inclinée, droite ou courbe, placée à la limite des escaliers et où les marches peuvent prendre appui.
- **Le jour** est la projection horizontale d'un escalier qui laisse au milieu un espace qui peut être nul ou assez important pour y loger un ascenseur.
- **Le collet** est la largeur de la marche du côté jour.
- **La ligne de foulée** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui est tracée à environ 0.50 m de la ligne jour (côté jour).
- **L'échappée** est la hauteur de passage sous un obstacle, sa valeur minimale est 2.0 m.
- **La volée** est un ensemble ininterrompu de marches d'un palier à un autre.
- **Le palier de repos** est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées.
- **Le palier d'arrivée** est la partie où l'escalier aboutit, qui est en même temps le palier de départ pour l'étage au-dessus. La largeur d'un palier doit être supérieure ou égale à 3 marches.
- **Le garde corps ou rampe** est une protection des volées et des paliers du côté du vide.
- **La cage** est le volume imparti à l'escalier.

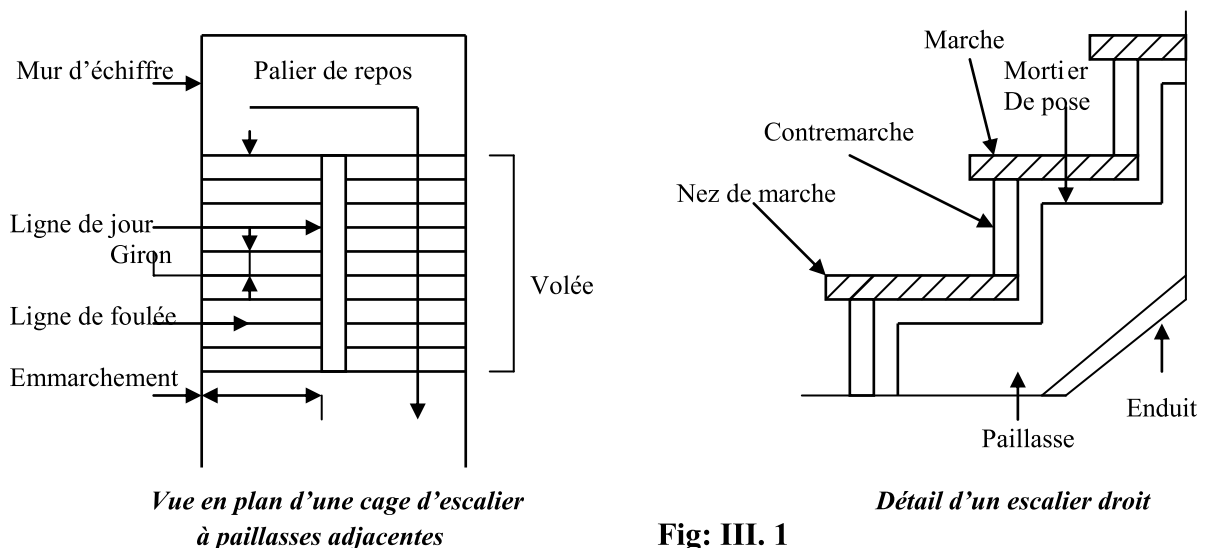


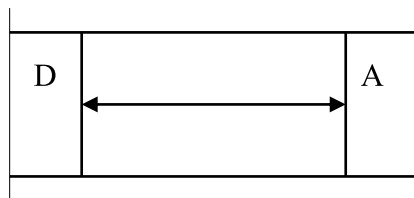
Fig: III. 1

2. Choix des escaliers.

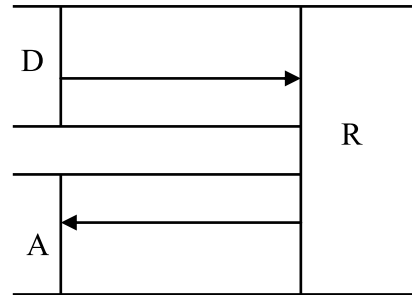
Le choix des escaliers dépend des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage, habitation, école, université, etc. Si les dimensions de la cage le permettent, on peut lui adapter n'importe quelle forme d'escalier.

3. Différents types d'escalier.

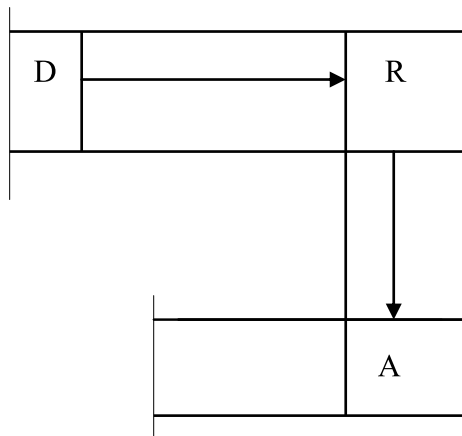
Il existe plusieurs types d'escaliers, sous de différentes formes et styles, en fonction de l'espace réservé et l'aspect architecturale pour lesquels sont destinés. Les escaliers les plus utilisés dans le bâtiment ou les pavillons, maisons individuelles, sont représentés sur les figures III. 2, pour les autres types d'escaliers voir les ouvrages spécifiques.



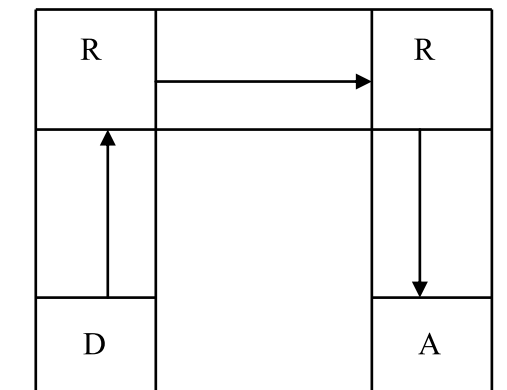
Escalier à une seule volée



Escalier à deux volées



Escalier à deux volées avec un palier d'angle



Escalier à trois volées avec deux paliers d'angle

D : Palier de départ

R : Palier de repos

A : Palier d'arrivée

Fig: III.2

4. Calcul des dimensions des escaliers.

Les dimensions des marches sont variables selon la destination et la forme architecturale des escaliers.

La hauteur << h >> des contremarches est comprise entre 14 et 25 cm ;

La largeur << g >> des marches est comprise entre 25 et 32 cm.

L'embranchement varie selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1.5 à 2 m, les escaliers de service de 0.70 à 0.90 m.

Le calcul des escaliers est très simple, on utilise généralement <<la formule de Blondel>>.

Pour que l'escalier puisse être monté facilement, on a :

$$2.h + g = m ; \quad (h \text{ et } g \text{ en cm}),$$

m varie de 60 cm (pour les escaliers d'appartement) à 65 cm (pour les locaux publics).

Etant donné que **H** et **L** sont connues, le nombre de marches et leurs dimensions sont alors obtenues par les relations suivantes :

$$2h + g = m, \quad n \cdot h = H, \quad (n - 1) \cdot g = L$$

et **n** doit être la racine de l'équation

$$mn^2 - n(m + 2H + L) + 2H = 0$$

5. Surcharges de calcul.

La surcharge conventionnelle de calcul varie selon la destination de l'immeuble dont l'escalier fait partie.

* <i>Habitation isolée</i>	250 kg / m ²
* <i>Immeubles collectifs</i>	
* <i>Bureaux,</i>	400 kg / m ²
* <i>Hôpitaux,</i>	
* <i>Ecoles, université, centres de formations, etc.</i>	

6. Méthodes de calcul.

La méthode de calcul dépendra de la disposition envisagée pour l'escalier, et le schéma statique.

6.1 Escalier en console.

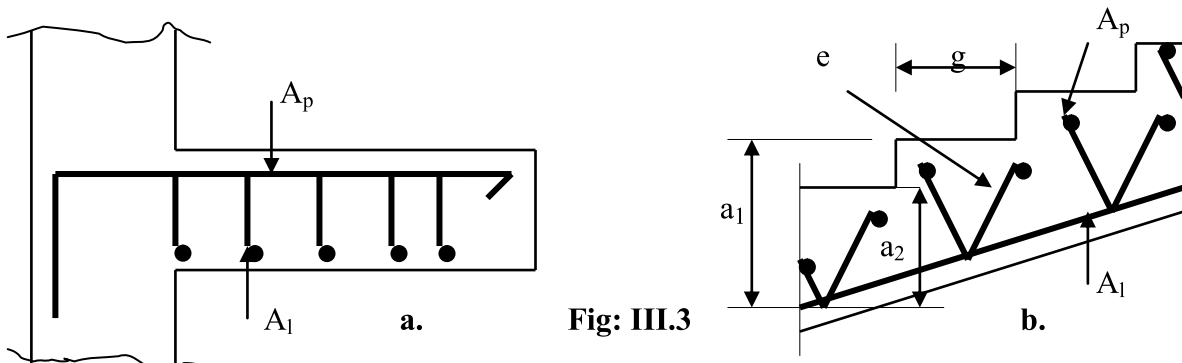


Fig: III.3

Lorsqu'il n'est pas possible de mettre de piliers dans les escaliers rectilignes les marches sont alors encastées dans le mur et calculées en console. On assimile la marche à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur $(a_1 + a_2) / 2$ voir fig. III.3.b

Les armatures principales A_p sont placées à la partie supérieure de la marche ; on prévoit, en outre, à la partie inférieure des armatures longitudinales A_l servant à la fois comme armatures de répartition et comme armatures à renforcer les angles ; les deux réseaux d'armatures sont reliés par des étriers e .

6.2 Escalier à limon.

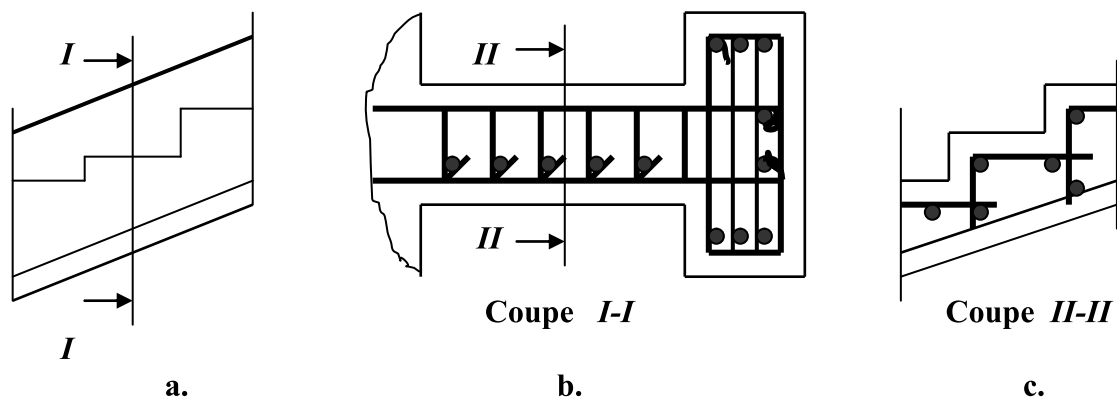


Fig: III.4

Le limon est une poutre inclinée, droite ou courbe, placée à la limite de l'escalier et qui supporte les marches.

On peut avoir des escaliers à deux (02) limons, à un limon (l'autre étant constitué par un mur d'échiffre). Les marches sont considérées comme semi-encastées sur le mur (ou éventuellement sur le limon), et sur le limon. On les calcul comme dans le cas précédent, en les assimilant à une section rectangulaire.

Le limon est considéré comme semi-encasté aux extrémités, il reçoit la réaction des marches. Soit (q) la charge par mètre courant de limon (c.à.d, par mètre linéaire incliné). Cette charge se décompose en q_1 et q_2 fig. III.5 avec :

$$q_1 = q \cdot \cos \alpha \quad \text{et} \quad q_2 = q \cdot \sin \alpha$$

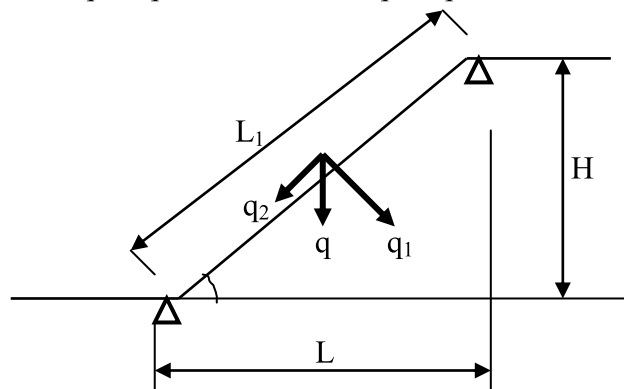


Fig: III.5

Quant à la force q_2 , elle provoque un effort de compression sur la moitié inférieure du limon et un effort de traction sur la moitié supérieure. Ces efforts étant tous les deux égaux à :

$$q \cdot \sin \alpha \cdot (L_1 / 2) = q \cdot H / 2$$

Mais pratiquement, il n'y a pas lieu d'en tenir compte, les contraintes correspondantes étant faibles.

6.2.1 Escalier à limon central.

Dans ce cas la poutre centrale présente une section transversale en forme de T, très résistante, Fig. III.6. Les marches sont calculées en console sur le limon. Ce dernier est calculé comme une poutre sollicitée en flexion-torsion suivant la disposition des charges.

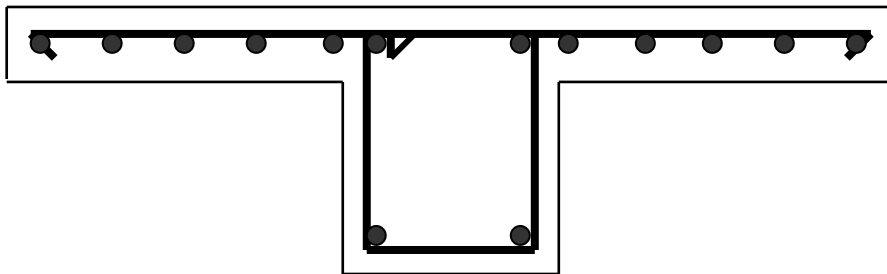


Fig: III.6

7. Escalier sans limon.

Dans ce cas, la paillasse porte de palier à palier et l'élément résistant est constitué par une dalle inclinée d'épaisseur h Fig. III.7. a. Les marches au dessus de la dalle sont considérées comme une surcharge et n'interviennent pas dans la résistance. Les armatures principales et de répartition auront la position représentée sur la figure III.7.b.

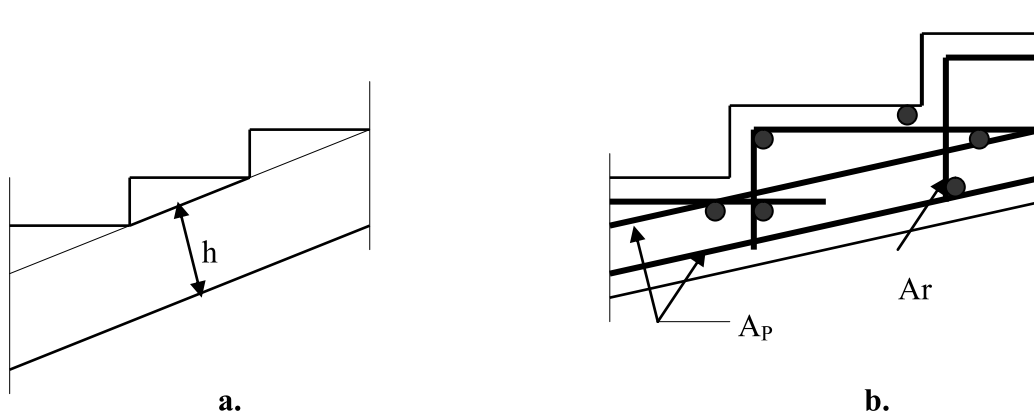


Fig: III.7

7.1 Escalier à paillasse.

Les escaliers à paillasse simple c'est le type d'escalier le plus courant dans la plus part des constructions en génie civil vu leur simplicité, de point de vue confort ou réalisation.

7.1.1 Escalier à paillasse simple.

Soit un escalier à paillasse simple, constitué par une dalle inclinée de portée L_1 , celle-ci se calcule comme pour le limon, fig. III.5 c.à.d que si q est la charge répartie, par mètre carré, le moment en travée par mètre d'embranchement peut être déterminé comme suite :

La charge q comprend :

Le poids de la paillasse d'épaisseur e . $P_p = 25.e/\cos\alpha$

Le poids des marches de hauteur h . $P_m = \gamma_d.h / 2$

La surcharge Q_B .

Avec : $\gamma_d = 22 \text{ kN} / \text{m}^3$ pour des marches en béton non armé.
 $\gamma_d = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$ pour des marches en béton armé.

Cette charge peut se décomposer-en :

$q \cdot \cos\alpha$ perpendiculaire à la paillasse, et

$q \cdot \sin\alpha$ dans le sens de la paillasse.

$q \cdot \cos\alpha$ fléchit la paillasse de portée L , mais comme $q \cdot \cos\alpha$ intéresse 1m horizontal, la charge par mètre linéaire incliné n'est que $q_1 \cdot \cos\alpha = q \cdot \cos^2 \alpha = q'$ donc le moment de flexion dans la paillasse est :

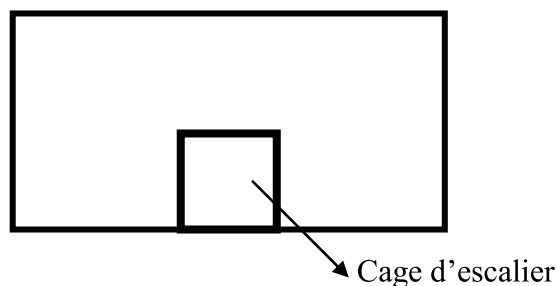
$$M = q' \cdot L_1^2 / 8 \text{ or } L / \cos\alpha, \text{ donc: } M = q \cdot \cos^2 \alpha \cdot (L / \cos\alpha)^2 / 8 = q \cdot L^2 / 8$$

c.à.d que le moment de la paillasse inclinée est le même que celui de la paillasse de même portée horizontale et chargée de q . Le calcul se fait essentiellement vis à vis de la flexion simple et sans tenir compte de l'effort tranchant et de l'effort normal dont les efforts sont généralement négligeables.

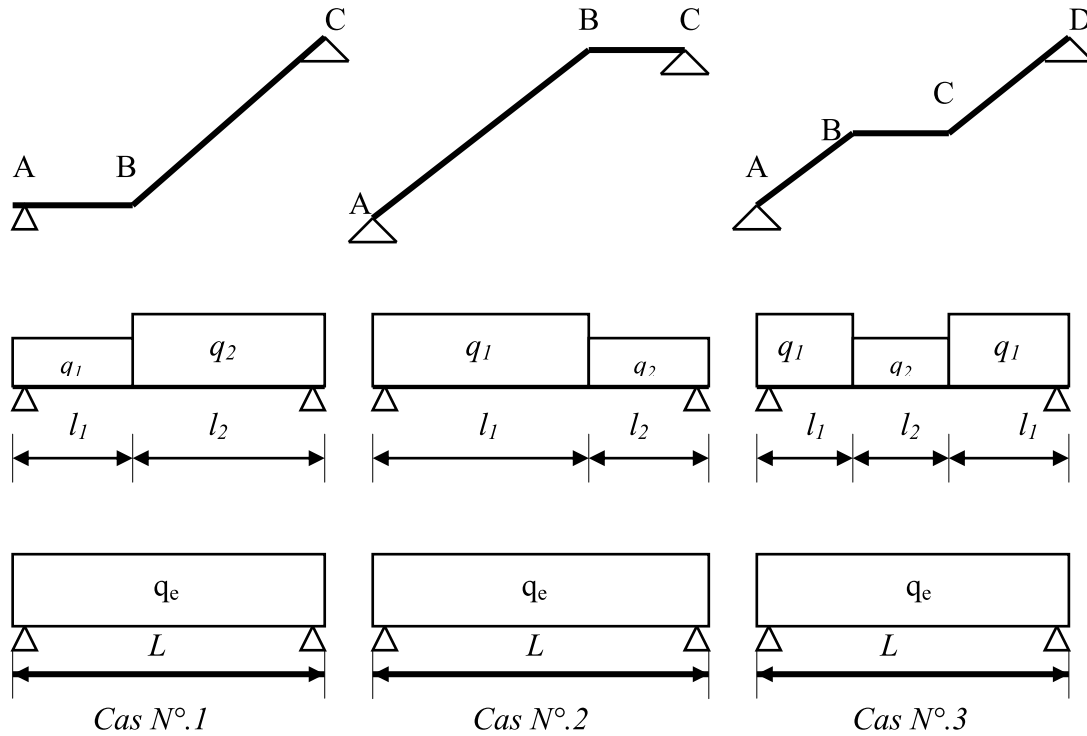
Les épaisseurs courants des paillasses varient entre 6 et 15 cm selon les portées et les charges, (On peut prendre $L/20 \geq e \geq L/30$).

7.1.2 Paillasse à un seul palier.

On peut avoir l'une des trois dispositions suivantes en fonction de l'aspect architecturale et l'espace conçu pour recevoir la cage d'escalier



Les trois dispositions sont :



$$q_e = \frac{\sum (q_i \cdot l_i)}{L}$$

En générale : $M_a = (0.30 \div 0.50) M_0$; $M_t = (0.70 \div 0.85) M_0$; avec : $M_0 = q_e \cdot L^2 / 8$

La méthode de calcul est identique à celles des cas précédents avec la différence qu'il y a deux charges à considérer, l'une q_1 pour la paillasse inclinée et l'autre pour le palier qui peut avoir une épaisseur différente de celle de la paillasse inclinée. Le calcul se fait ensuite pour la portée horizontale L. Une précaution est à prendre concernant la disposition du ferrillage au coude du palier dans le cas 2 et au coude gauche dans le cas 3. Les aciers longitudinaux inclinés et horizontaux doivent être distincts et continus, ils introduisent une poussée à vide due à leur traction, Fig. III. 8. Rien de semblable n'est à craindre pour le cas 1, cette poussée étant équilibrée par le béton comprimé.

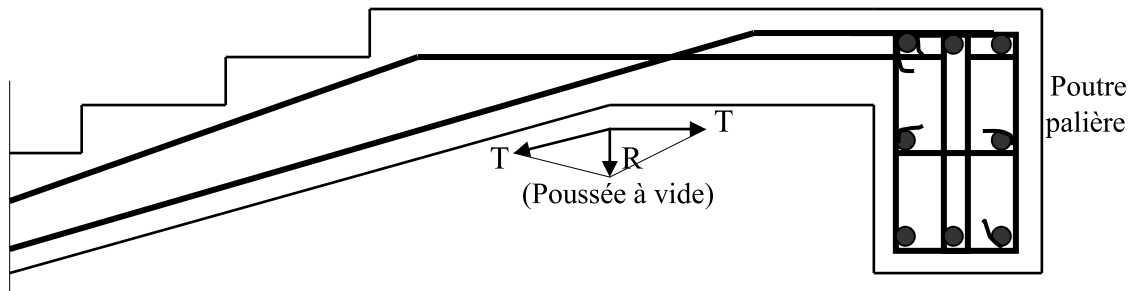
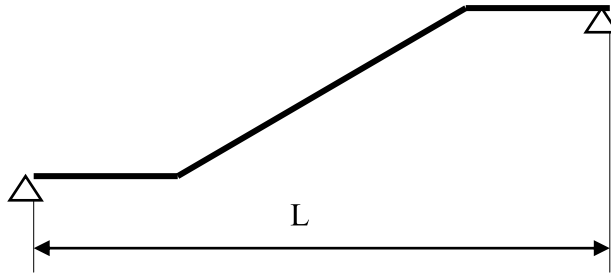


Fig : III.8

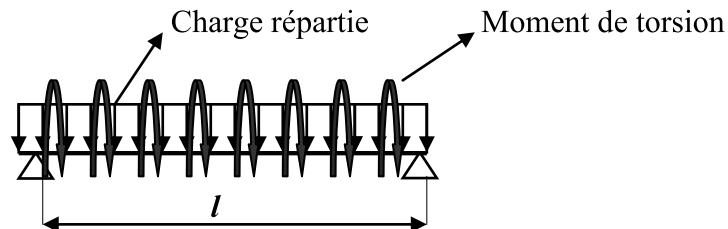
7.1.3 Paillasse à double paliers.

Le calcul courant se conduit pour la portée projetée L comme pour le cas (3) précédent. Les aciers principaux sont continus à l'angle inférieur, mais coupés à l'angle supérieur. Le calcul se fait selon les conditions d'appui, poutre simplement appuyée ou semi-encastree $0.75 M_0$ en travée et $0.50 M_0$ aux appuis.



8. Poutre Palière.

Généralement, la poutre palière est calculée aux sollicitations de flexion et de torsion, en effet le moment d'appui des escaliers sur la poutre palière, Fig.III.8, provoque un moment de torsion répartie sur toute la longueur de cette dernière, la valeur maximale de ce moment est atteinte au niveau des appuis. La poutre palière se situe généralement à mi-étage au niveau du palier de repos encastree directement dans les poteaux ou les refends. Au niveau des étages, la poutre supportant le palier d'arrivée ou de départ peut être à la fois poutre palière et poutre de plancher.



Moment de torsion : Ma due au moment d'appui de la paillasse et le palier.

Charge répartie : due au poids propre de la poutre et le mur extérieur.

9. Protection des escaliers.

Dans les escaliers à forte circulation, on prévoit à la partie supérieure des marches un revêtement obtenu en mélangeant au béton un corps dur, résistant à l'usure (limaille de fer, treillis métallique, etc.). Les nez en béton des marches étant fragiles, on les protège contre les chocs et l'usure en y plaçant une cornière métallique.

10. Balustrades et rampes.

Les balustrades, garde corps ou rampes d'escaliers peuvent être construites en tous matériaux ; maçonnerie, bois, métal ou béton armé selon dispositions les plus variées.

Chapitre IV

METHODE DE CAQUOT Pour le calcul des moments fléchissant au niveau d'un nœud de portique sous l'action des charges verticales

1. Principes.

Les moments de continuité agissant dans les sections des nu d'appui, considérées comme sections à vérifier, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche, indice «w» et travée de droite, indice «e») et de la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon inférieur, indice «s», et tronçon supérieur, indice «n»).

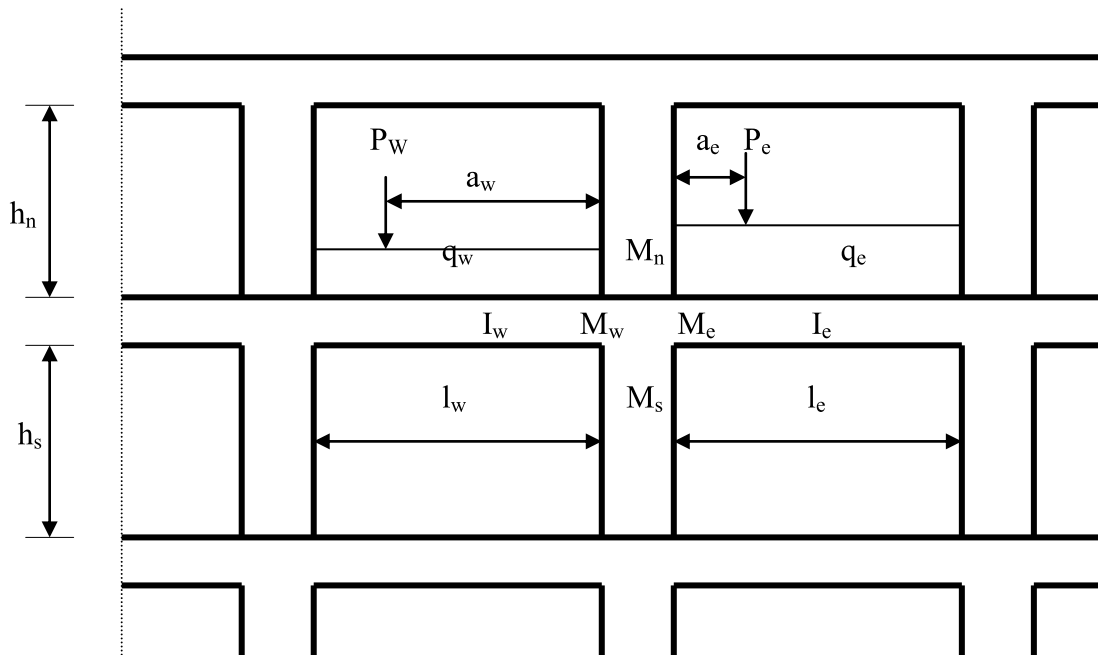


Fig. IV.1

On détache de chaque côté des appuis, des travées fictives l'_w et l'_e dont les longueurs sont en fonction de la position de la travée (rive ou intermédiaire), voir fig.IV.1.

On détache de même au - dessus et au - dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux, de hauteurs h'_n et h'_s tels que :

$h'_n = 0.9.h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

$h'_n = 0.8.h_n$ pour tous les autres cas.

$h'_s = 0.8.h_s$ sauf dans le cas où les poteaux sont articulés sur leurs fondations, où il faut prendre $h'_s = h_s$.

Généralement, cette méthode s'applique pour les portiques des bâtiments courant soumis à l'effort de charges verticales d'intensité moyenne ou forte.

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante.

2. Moments d'appuis.

2.1. Travées intermédiaires.

Les longueurs fictives l'_w et l'_e sont égales à : $l'_w = 0.8.l_w$ et $l'_e = 0.8.l'_e$

On désigne par :

q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche, (q_e sur celle de droite) ;

p_w : la charge con centrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui, (p_e et a_e sur celle de droite).

On pose :

$$M'_w = q_w \frac{l'^2_w}{8.5} + l'_w \cdot \sum k_w \cdot p_w \quad ; \quad M'_e = q_e \frac{l'^2_e}{8.5} + l'_e \cdot \sum k_e \cdot p_e$$

les valeurs de k sont données en fonction de a/l' (soit a_w / l'_e)

k_w et k_e étant des coefficients données pour chaque travée par :

$$k = \frac{1}{2.125} \cdot \frac{a}{l'} \left(1 - \frac{a}{l'}\right) \cdot \left(2 - \frac{a}{l'}\right)$$

Les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont donnés, en valeur absolue :

Extrémités des poutres :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \quad ; \quad M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

Extrémités des poteaux :

$$M_S = \frac{K_S}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_n = \frac{K_S}{D} (M'_e - M'_w)$$

avec :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w};$$

$$K_e = \frac{I_e}{l'_e};$$

$$K_n = \frac{I_n}{l'_n};$$

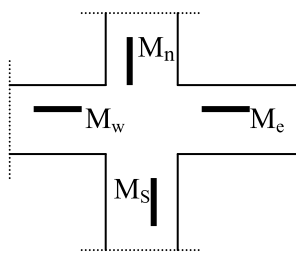
$$K_S = \frac{I_S}{l'_S};$$

$$D = K_w + K_e + K_n + K_S$$

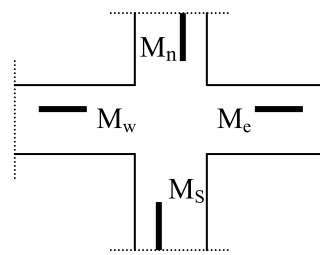
I : moment d'inertie

K : raideur de l'élément.

Les moments dans les poutres au niveau des appuis M_w et M_e sont négatifs. Pour le poteau supérieur, la face tendue est située du côté du plus grand moment fictif M'_w ou M'_e en valeur absolue, la face tendue du poteau inférieur se trouve du côté opposé.

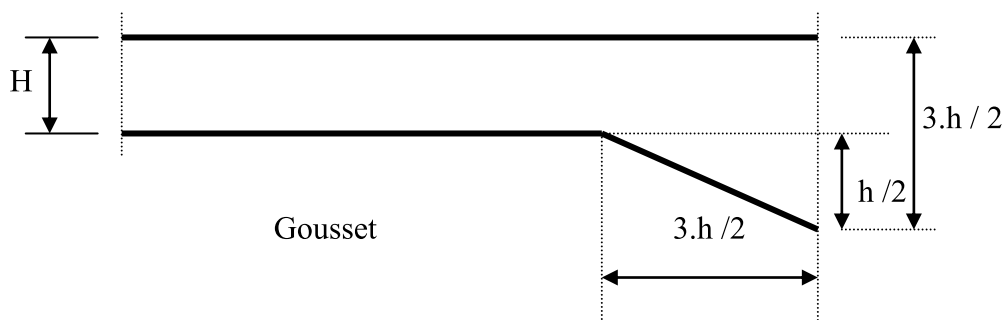


$$M'_w > M'_e$$

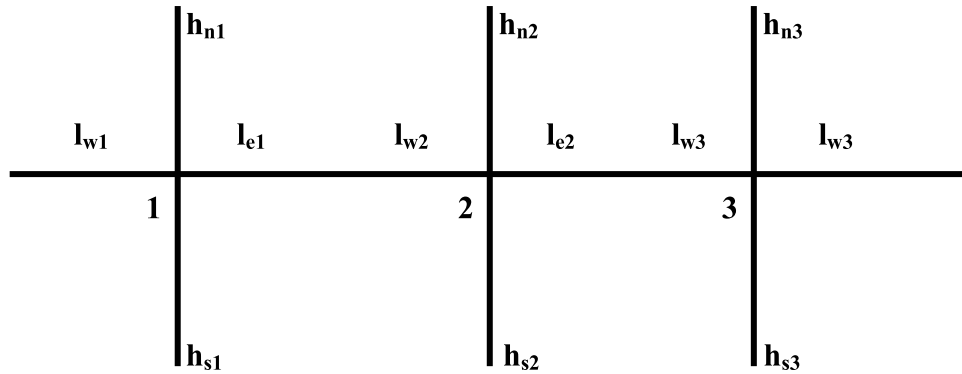


$$M'_w < M'_e$$

Si on a une inertie variable pour les poutres (Gousset), on remplace 8.5 dans les autres formules par 7.7.



2.2 Travées de rive.



2.2.1 Travées de rive avec console.

2.2.1.1 Nœud de rive (nœud 1).

On remplace $K_w = 0$ dans la formule calculant M_{w1} du paragraphe 2.1.

On aura : $M_{w1} = M'_{w1}$

M_{w1} : valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui(1).

On suppose que la valeur algébrique de M_{w1} est négative, c'est-à-dire, conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire, on change les signes devant la valeur de M_{w1} introduite dans les formules :

$$M_{e1} = M'_{e1}(1 - K_{e1}/D_1) + M_{w1} \cdot K_{e1}/D_1$$

$$M_{s1} = K_{s1}/D_1 \cdot (M'_{e1} + M_{w1})$$

$$M_{n1} = K_{n1}/D_1 \cdot (M'_{e1} + M_{w1})$$

$$D_1 = K_{w1} + K_{e1} + K_{n1} + K_{s1}$$

2.2.1.2. Noeud voisin du noeud de rive (noeud2).

La longueur l'_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à :

$$l'_{w2} = x_1 \cdot l_{w2} \quad x_1 \text{ étant un coefficient compris entre 0.8 et 1.0}$$

$$\text{on prend :} \quad \begin{array}{ll} x_1 = 0.8 & \text{si } K_{s1} + K_{n1} \geq 1.5 \cdot K_{e1} \\ x_1 = 1 - K_{s1} + K_{n1} / 7.5 \cdot K_{e1} & \text{si } K_{s1} + K_{n1} < 1.5 \cdot K_{e1} \end{array}$$

Les K intervenants dans ces formules sont ceux relatifs au nœud 3.

On pose :

$$M''_{w2} = M'_{w2} - 1 / 2.125 \cdot K_{e1} / D_1 \cdot M_{w1}$$

Avec :

$$M'_{w2} = q_w \cdot l'^2_{w2} / 8.5 + l'_{w2} \cdot \sum k_w \cdot P_w \quad M'_{e2} = q_{e2} \cdot l'^2_{e2} / 8.5 + l'_{e2} \cdot \sum k_e \cdot P_e$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu des appuis) sont donnés, en valeur absolue :

Extrémités des poutres.

$$M_{w2} = M'_{e2} \cdot K_{w2} / D_2 + M''_{w2} (1 - K_{w2} / D_2)$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \cdot (1 - K_{e2} / D_2) + M''_{w2} \cdot K_{e2} / D_2$$

Extrémités des poteaux :

$$M_{s2} = K_{s2} / D_2 (M'_{e2} + M''_{w2})$$

$$M_{n2} = K_{n2} / D_2 \cdot (M'_{e2} + M''_{w2})$$

$$D_1 = K_{w2} + K_{e2} + K_{n2} + K_{s2}$$

2.2.2. Travée de rive sans console.

Les formules restent les mêmes, il suffit de remplacer $M_{w1} = 0$ dans les formules précédentes.

2.3. Simplifications admises.

On peut négliger la raideur des poteaux, à l'exception de ceux de rive. Dans ce cas, les moments aux nœuds de rive peuvent être calculés comme indiqué au paragraphe 2.2.

Les moments sur appuis intermédiaires sont calculés en faisant nuls les K_S et K_n correspondants, en conservant pour les moments sur les appuis voisins des appuis de rive $l'_{w2} = x_1 \cdot l_{w2}$ et $(l'_{e2} = x_3 \cdot l_{e2})$, si l'appui 3 est de rive).

On peut appliquer au-delà des appuis voisins de rive les règles des poutres non solidaires des poteaux, voir chapitre II (poutres continues). Si une travée de rive comporte une console, il ne faut pas oublier pour le calcul du moment sur l'appui voisin du nœud de rive, de remplacer M'_w par les valeurs indiquées au paragraphe 2.2.1. qui tient compte de l'influence du moment M_{w1} de la console au nu du nœud de rive.

2.4. Portique à une seule travée (*Ossature symétrique et symétriquement chargée*).

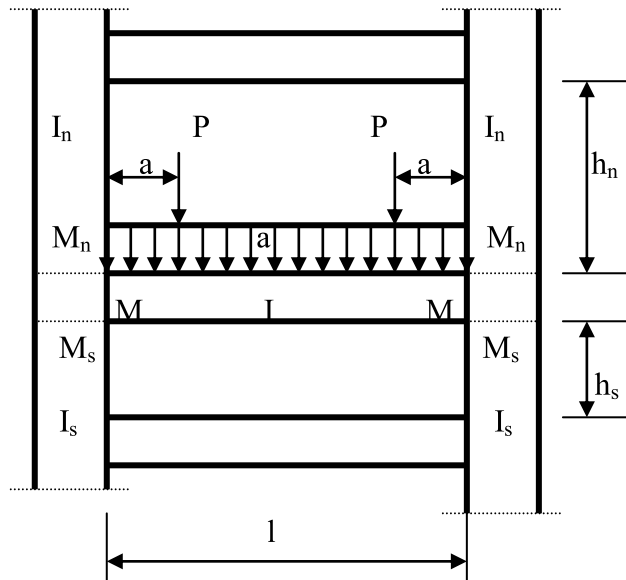
On pose :

$$M' = q.l^2 / 8.5 + 1.\sum k.P$$

Les moments dans les sections dangereuses sont en valeur absolues :

$$M_w = M_e = M = M' . K_s + K_n / D$$

$$M_s = M' . K_s / D ; M_n = M' . K_n / D$$



$$\text{Avec: } K = I / l ; K_n = I_n / h_n ; K_s = I_s / h_s ; D = K + 1.56.(K_n + K_s).$$

Les valeurs de k sont données en fonction de a / l' en remplaçant a / l' par a / l.

3. Moments en travée des poutres.

On trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée l (et non l') sous l'effet de la charge permanente, puis sous l'effet de la charge permanente et de la charge d'exploitation, les différentes charges étant affectées du coefficient de pondération correspondant à l'état limite considéré.

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue ;
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

En supposant dans chaque cas que les charges d'exploitation peuvent ou non être appliquées dans les différentes travées.

4. Efforts tranchants dans les poutres.

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité.

A partir des efforts tranchants d'appui, on trace les diagrammes des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les charges d'exploitation en supposant pour ces dernières la répartition la plus défavorable.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée l si l'ossature est symétriquement chargée.

5. Moments dans les poteaux.

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au-dessus du plancher et à h'_s au-dessous du nu inférieur des poutres.

6. Efforts tranchants dans les poteaux, efforts normaux dans les poutres.

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres.

Chapitre V

CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS

Introduction.

Pour reprendre les forces horizontales (vent ou séisme), les constructions en béton armé doivent comporter un contreventement qui assure leur stabilité.

Le contreventement peut être assuré par l'un des cas suivants :

- Portique : "Système poteaux -poutres".
- Voiles ou murs : appelés couramment refends.
- Structures mixtes : on peut avoir combinaison de portique et de refends.

Les méthodes de calcul permettent de déterminer les forces horizontales ou efforts tranchants repris par chaque élément de contreventement en vue de calculer les efforts suivants :

- Moment fléchissant (**M**).
- Effort normal (**N**).
- Effort tranchant (**V**).

L'utilisation des méthodes approchées et rapides nous permet d'obtenir la distribution d'effort global par étage dans chaque élément propre à chaque type de contreventement.

I. Contreventement par portique.

METHODE DE MUTO :

1. Principe de la méthode.

La méthode de **Muto** est très utilisée pour ce type de contreventement, elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont Muto suggère comme valeur, la rigidité avec des poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Si R^* est la rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (ou bien poutre infiniment rigide) on a :

$$R = a.R^*$$

Avec R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigée au sens de Mutox.

a : coefficient correcteur.

2. Etapes de calcul.

2.1. Calcul des raideurs des poteaux et des poutres.

$$K_{\text{poteau}} = I / h_e$$

$$K_{\text{poutre}} = I / L$$

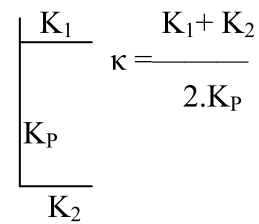
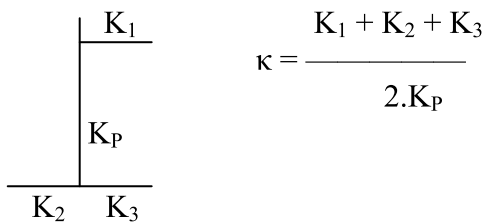
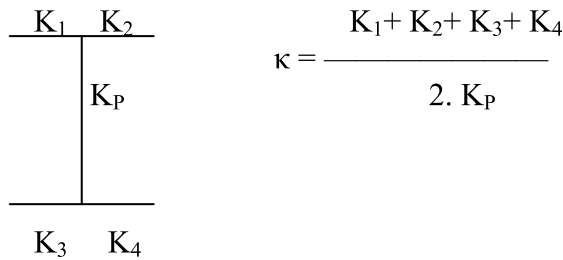
I : inertie de l élément considéré (poteau ou poutre).

h_e : hauteur du poteau considéré.

L : portée de la poutre considéré.

2.2. Calcul des coefficients κ relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux.

a. Etage courant ou niveau courant :

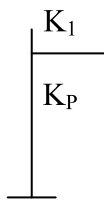
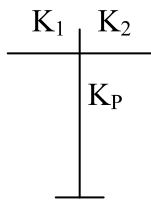


En règle générale:
$$\kappa = \frac{\sum K_i \text{ poutres Sup et Inf}}{2 \cdot K_p}$$

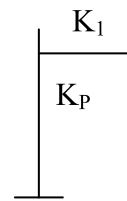
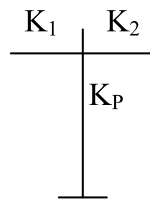
b. Premier Niveau, (RDC) :

* Encastrement parfait

*Articulation



$$\kappa = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\kappa = \frac{K_1}{K_p}$$

En règle générale:
$$\kappa = \frac{\sum K_i \text{ poutres sup}}{K_p}$$

2.3. Calcul des coefficients correcteurs “ a ”.**a / Etage courant**

$$a = \frac{\kappa}{2 + \kappa}$$

b / Premier niveau (RDC)

$$* \text{ Poteau encastré : } a = \frac{\kappa}{2 + \kappa}$$

$$* \text{ Poteau articulé : } a = \frac{0.5 \cdot \kappa}{1 + 2 + \kappa}$$

2.4. Calcul des rigidités des poteaux suivant les deux sens .**a / Etage courant :**

$$r = a \cdot \frac{12 \cdot EI}{h_e^2}$$

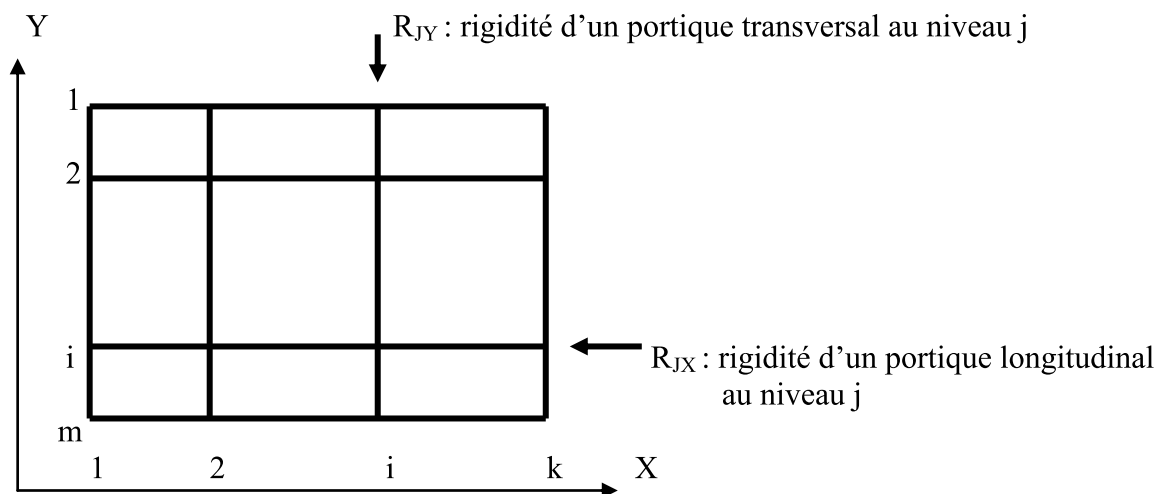
b / Premier niveau :

$$* \text{ Poteau encastré à la base } r = a \cdot \frac{12 \cdot EI}{h_e^2}$$

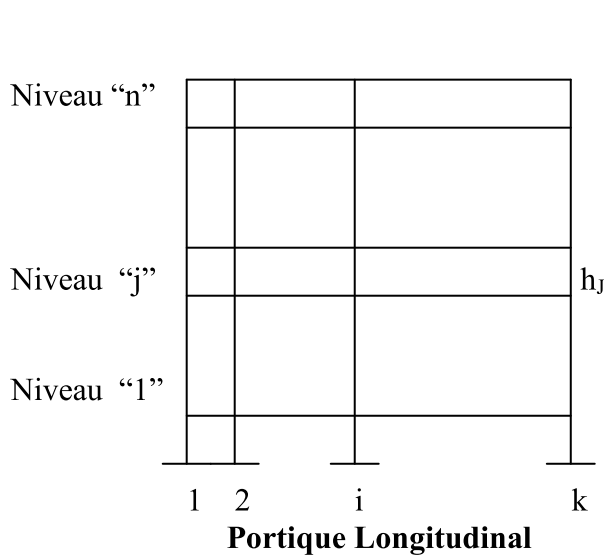
Avec : E : Module de Young longitudinal du béton

I : Inertie de la section du poteau suivant le sens considéré

h_e : Hauteur du poteau.

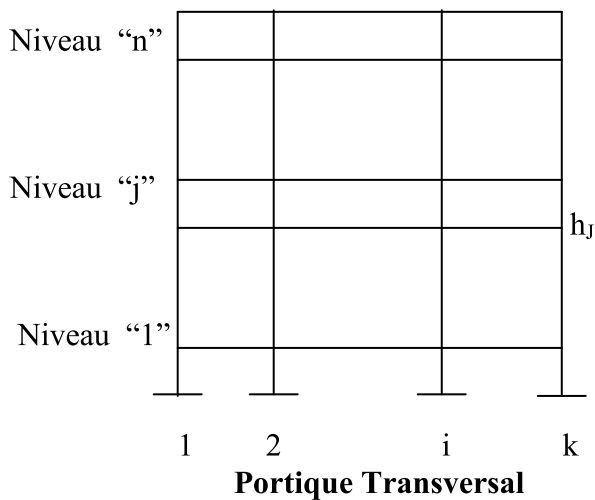
2.5. Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux.

Vue en plan Etage “ j ”



$$R_{jX} = \sum_{i=1}^{i=K} a_i \cdot \frac{12.EI}{h_j^3}$$

I_i = inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau " i " parallèle à l'axe "y"

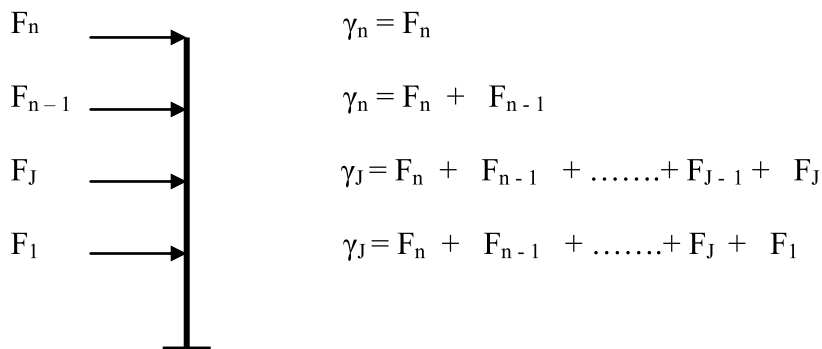


$$R_{jY} = \sum_{i=1}^{i=m} a_i \cdot \frac{12.EI}{h_j^3}$$

I_i : inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "x"

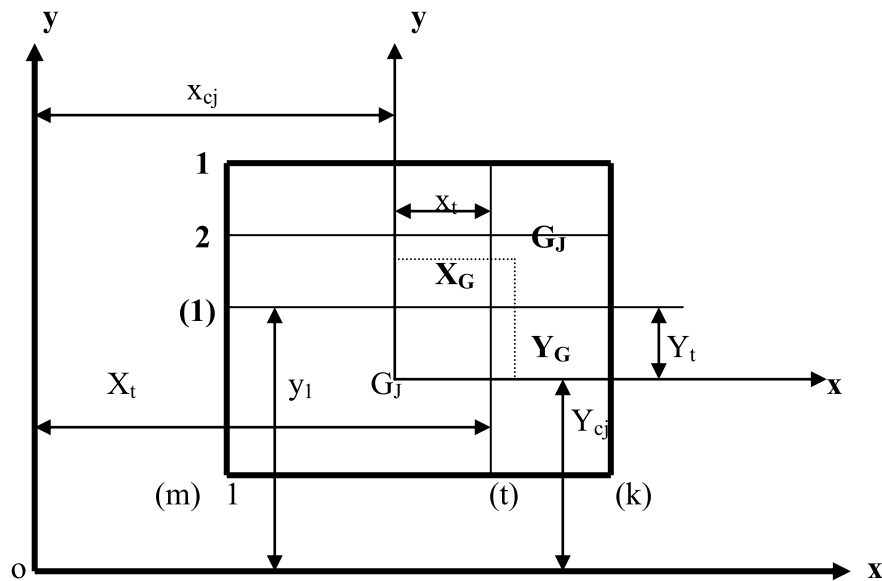
2.6. Détermination des efforts tranchants d'étage.

Soit F_1, F_2, \dots, F_n les forces sismiques calculées d'après le règlements parasismiques Algérien (R.P.A.88) ou bien les forces dues au vent (N.V.65).



L'effort tranchant d'étage est la somme des forces agissantes au dessus de l'étage "j" considéré.

2.7. Détermination du centre de torsion (C_J) à l'étage "j"



C_J : centre de torsion à l'étage "j"

x_{cj} ; y_{cj} : coordonnées de C_J par rapport à (oxy)

G_J : centre de gravité du plancher "j"

X_j , Y_j : coordonnées de G_J par rapport au niveau repère (XC_JY)

O : point quelconque

ox, oy : axes parallèles aux directions principales du bâtiment

x_t : distance d'un portique transversal à l'axe oy

y_t : distance d'un portique longitudinal à l'axe ox

On a :

$$X_c = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{J(t)} \cdot x_t}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{J(t)}} \quad y_c = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{J(t)} \cdot y_t}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{J(t)}}$$

REFERENCES :

[1] : Règles BAEL 91, Eyrolles, Paris, 1992

[2] : Cours de béton armé BAEL 91, Jean-Pierre Mougin

[3] : Fuentès, “Le béton armé après fissuration”, Eyrolles, Paris, 1987

[4] : J. Fauchart, “Initiation au calcul des structures – béton et acier”, Eyrolles, Paris, 1977

[5] : R. Lacroix et al., “Traité de béton armé”, Eyrolles, Paris, 1982

[6] : H. Renaud et al., “Précis de calcul béton armé”, Dunod, Paris, 1989

[7] : P. Dinnequin, “Cours supérieur de béton armé”, Eyrolles, Paris, 1982

[8] : A. Coin, “Ossature des bâtiments”, Eyrolles, Paris, 1983

[9] : P. Charon, “Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80”, Eyrolles, Paris, 1981

[10] : M. Albiges ; M. Mingasson, “Théorie et pratique du béton armé aux état limite” Eyrolles, Paris, 1981

[11] : Marc-André Studer ; F. Frey, “Introduction à l’analyse des structures”, Lausanne 1999