

Chapitre 1 DESCENTE DE CHARGES**1- LES ACTIONS****1.1- Natures des actions**

Les actions sont des forces appliquées à une construction, soit directement, soit indirectement (résultat des déformations imposées : retraits, dilatation, tassement...). Elles sont réparties en trois (3) catégories :

1.1.1- Actions permanentes (symbole général G)

- Le poids propre de la structure
Exemple : poteaux, poutres, planchers, etc.
- Les poids des autres éléments de la construction
Exemple : couverture, cloisons, revêtements, équipements fixes, etc.
- La poussée des terres ou la pression des liquides
Exemple : action du sol sur les murs de sous-sol, les murs de soutènement, etc.
- Les actions dues aux déformations différées
Exemple : raccourcissement par retrait

1.1.2- Actions variables (symbole général Q)

- Les charges d'exploitation
Exemple : meubles, personnes, etc.
- Les charges climatiques (ces actions font l'objet d'un règlement particulier)
Exemple : action du vent (W), action de la neige (Sn).
- L'action de la température climatique notée T
Exemple : dilatation consécutive à des variations de température
- Les actions appliquées en cours de construction
Exemple : dépôt de palettes de matériaux, stockage ou déplacement de matériel

1.1.3- Actions accidentelles (notées F_A)

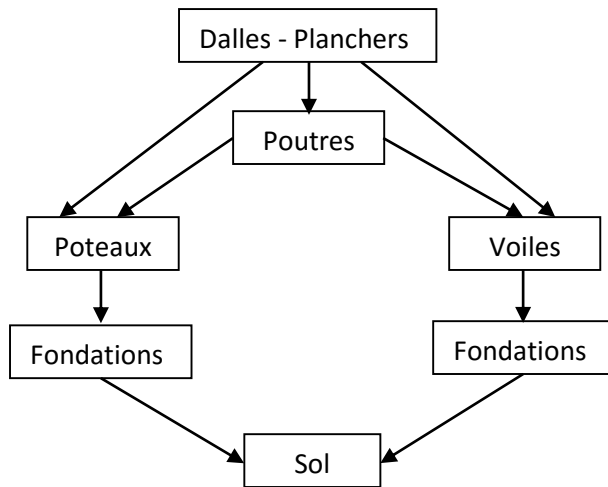
Ces actions qui proviennent de phénomènes rares ne sont à considérer que si les Documents Particuliers du Marché (DPM) le prévoient

Exemple : Chocs de véhicules ou de bateaux sur les appuis de pont, séismes, explosions, chutes de roches et de pierres

1.2- Répartition des actions

1.3.1- Cheminement des actions

Le circuit d'écoulement des charges est le suivant :

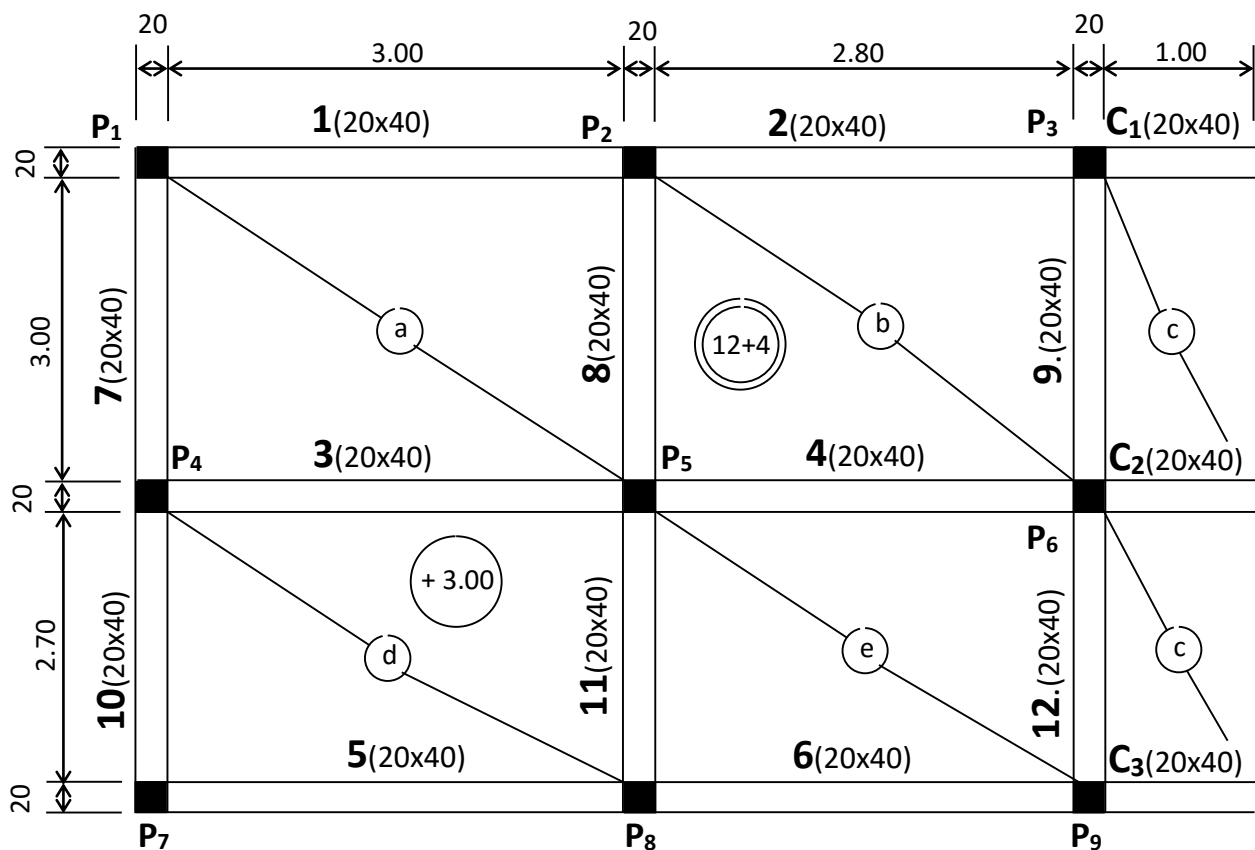


Les charges appliquées à un élément porteur sont transmises aux éléments porteurs sur lesquels il s'appuie en tenant compte de la zone d'influence.

1.3.2- Zone d'influence

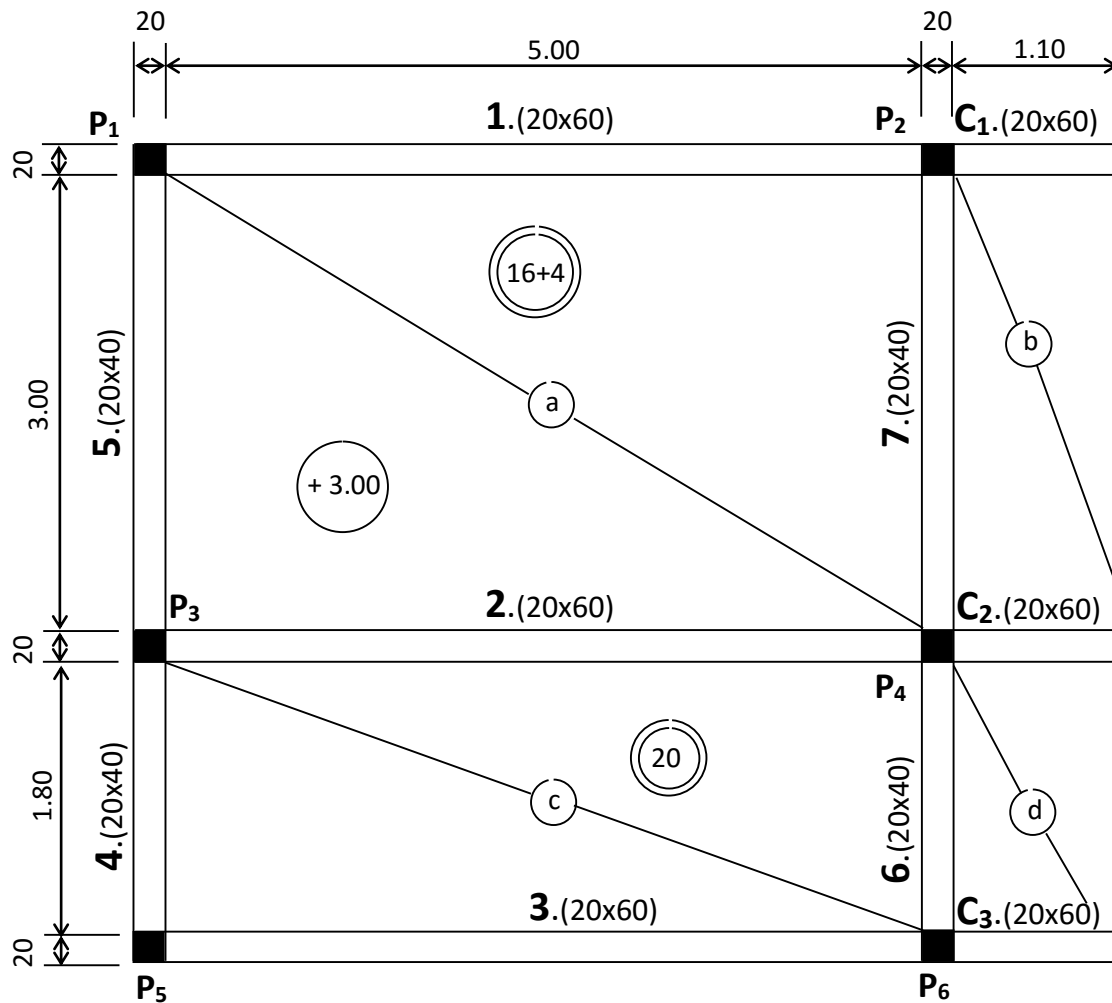
C'est la surface dont les charges sont reprises par un élément de structure donné. Elle est déterminée comme suit pour les poteaux et les poutres :

- Zone d'influence des poteaux



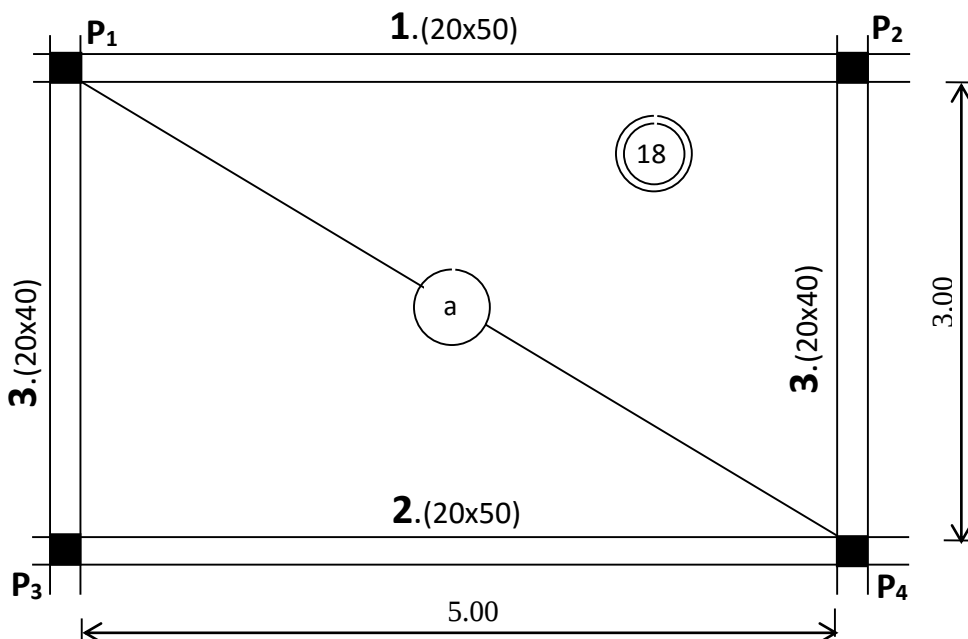
- **Zone d'influence des poutres**

(Cas où le plancher porte dans une seule direction)



- **Zone d'influence des poutres**

(Cas où le plancher porte dans deux directions)



2- LES ETATS LIMITES

On appelle état limite, tout état d'une structure au-delà duquel elle cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

2.1- Les états limites ultimes (ELU)

Ils ont pour symbole la lettre « u » et correspondent :

- A la limite de l'équilibre statique ;
- A la limite de résistance de l'un des matériaux ;
- A la limite de stabilité de forme.

2.2- Les états limites de service (ELS)

Ils ont pour indice « ser » et sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de l'ouvrage. On distingue :

- Les ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :
 - Etat limite de compression du béton ;
 - Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Les ELS vis-à-vis des déformations

3- LES SOLLICITATIONS

3.1- Notations

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

3.2- Combinaisons des actions

Dans le cas des combinaisons générales, on a :

- A l'ELU :

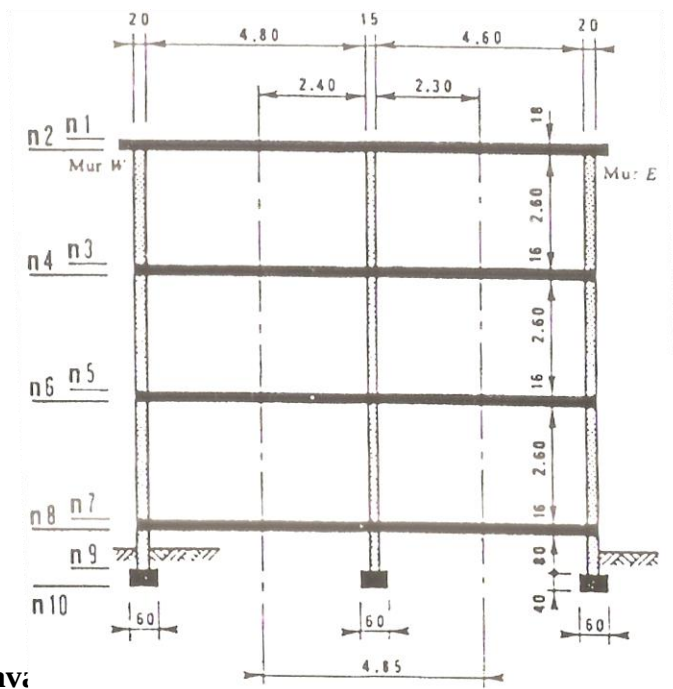
$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

- A l'ELS :

$$P_{ser} = G + Q$$

EXERCICES D'APPLICATIONS (descentes de charges)**Exercice 1**

Considérons une tranche de bâtiment de 1 m de longueur



Travaux :

- Vérifiez les bases de calcul des charges
- Déterminez pour chaque niveau :
 - Les charges d'exploitation
 - Les charges permanentes

Qui agissent :

- Le mur de refend
- Le mur de façade qui supporte une demi portée de plancher de 2,40 m

Charge d'exploitation

Il n'est pas tenu compte de la loi de dégression

- Plancher habitable : 1 500 N/m²
- Terrasse non accessible : 1 000 N/m²

Charges permanentes

- **Fondation par semelles continues BA**

Section 40 x 60 :

6 000 N/m²

- **Murs de façade**

Bloc creux de béton : 2700 N/m²

Enduit hydraulique :

1,5 cm d'épaisseur : 270 N/m²

2 970 N/m²

- **Murs de refend** en béton armé de 15 cm d'épaisseur : 3750 N/m²

- **Plancher**

Dalle pleine 16 cm : 4 000 N/m²

Dalle flottante 5 cm : 1 100 N/m²

Chape mortier 4 cm : 800 N/m²

Sols mince : 80 N/m²

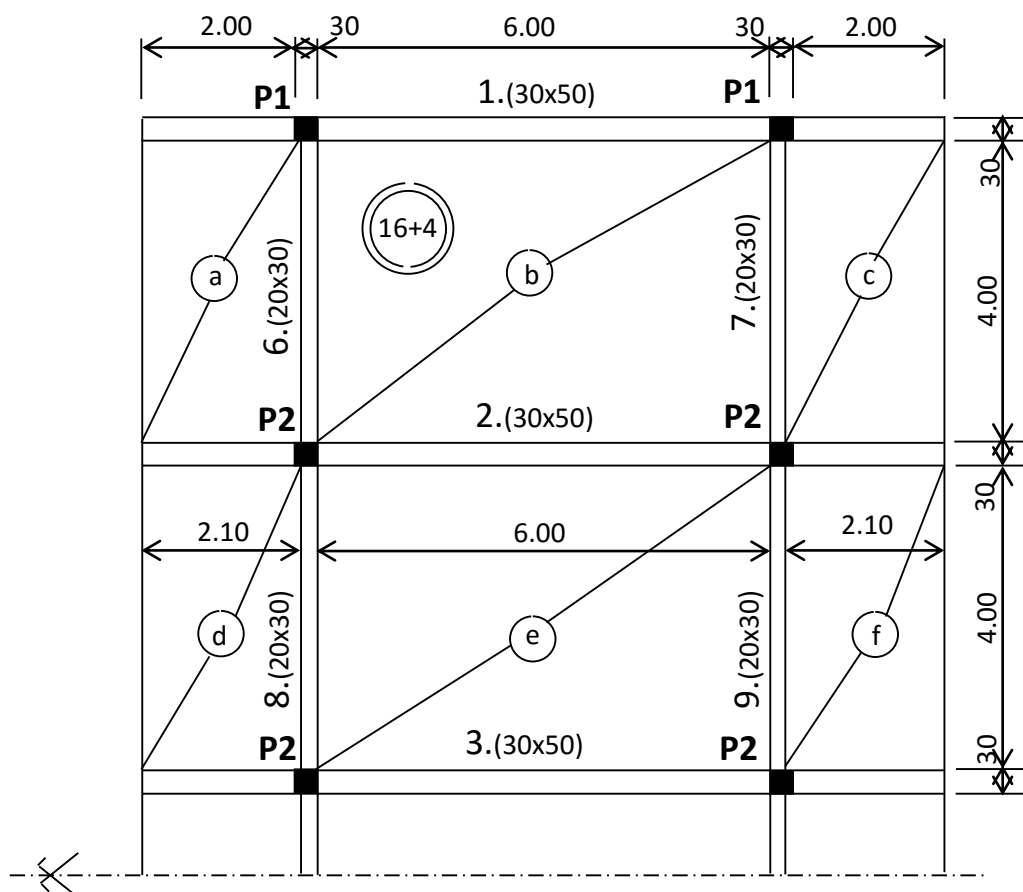
5900 N/m²

- **Terrasse dalle pleine** 18 cm d'épaisseur en béton armé : 4 500 N/m²
- Débord de terrasse : 25 cm

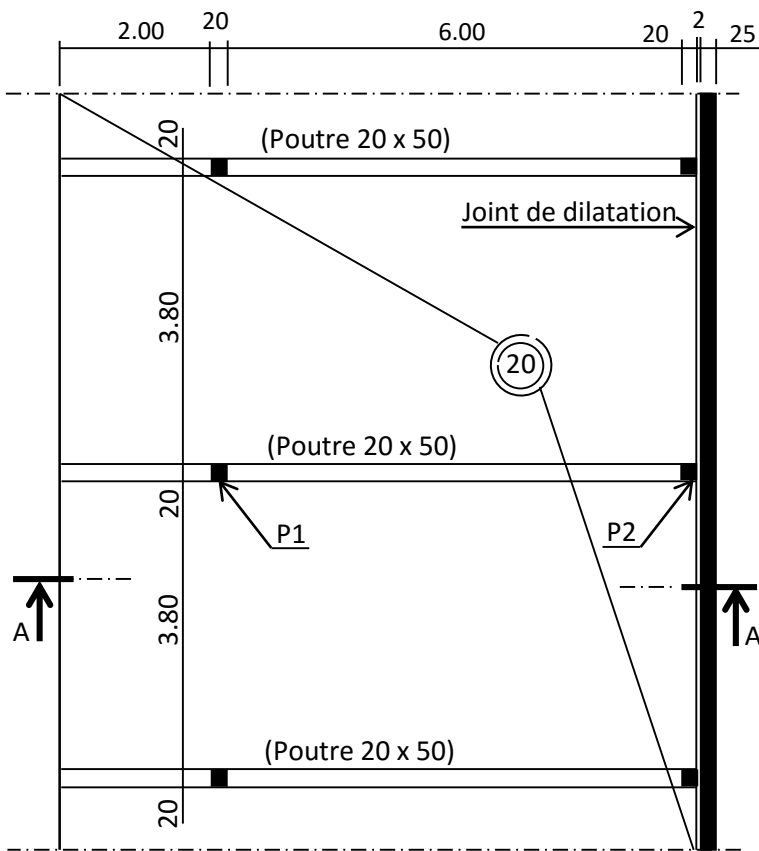
- **Etanchéité sur terrasse** : 500 N/m

Exercice 2**1. PRESENTATION DU PROJET****1.1.Extrait de devis descriptif**

- Plancher corps creux : $2\,850\text{ N/m}^2$
- Chape en mortier de ciment d'épaisseur 5 cm : 200 N/m^2 par cm d'épaisseur
- Carrelage en dalles céramiques d'épaisseur 15 cm : $1\,000\text{ N/m}^2$
- Béton armé : $25\,000\text{ N/m}^3$
- Cloison de distribution : $1\,000\text{ N/m}^2$
- Charges d'exploitation : $2\,500\text{ N/m}^2$
- La poutre reçoit également le revêtement du plancher et la surcharge d'exploitation.

1.2.Extrait de plan de coffrage**2. TRAVAIL DEMANDE**

- Calculez la charge linéaire (p_u) que supporte la poutre intermédiaire n°2 à l'état limite ultime et représentez son schéma mécanique. Vous considérerez un appui simple à droite et une articulation à gauche ;
- Calculez l'effort normal ultime P_u repris par chacun des poteaux P2

Exercice 3**ANNEXE : Extrait de plans de coffrage**

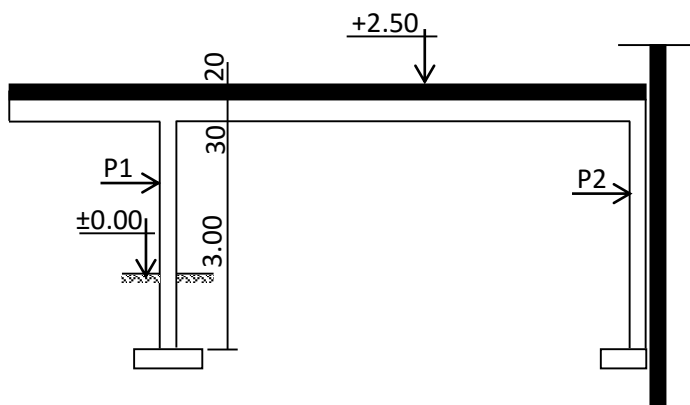
Les plans ci-joints définissent partiellement le plan de coffrage d'une plateforme de travail placée contre un bâtiment existant. Les deux ouvrages sont désolidarisés par un joint de dilatation de deux (2) cm d'épaisseur.

L'ossature du plancher est constituée de :

- Poutres transversales 20 x 50 distantes d'axe en axe de 4.00 m.
- Poteaux (section 20 x 20) supportant les poutres.
- Une dalle pleine en béton armé de 20 cm d'épaisseur.
- Il est à prévoir des cloisons réparties de poids surfacique 500 N/m².

Charges d'exploitation appliquées : 6 kN/m².

Le poids volumique du béton armé est $\rho_{BA}=25\,000\text{ N/m}^3$



COUPE A-A

TRAVAIL DEMANDE

- 1) Déterminez la charge P_u (kN) qui s'applique sur le poteau intermédiaire P1 à l'ELU (Etat Limite Ultime) ;
- 2) Calculez la charge répartie sur la poutre intermédiaire à l'ELS (Etat Limite de Service) et représentez son schéma mécanique.

Chapitre 2 : LES MATERIAUX ACIER ET BETON

1. LES BETONS

1.1. Définition

Le béton est un mélange de granulats (sable, gravillons, cailloux), de ciment, d'eau et d'adjuvants éventuellement. Son poids volumique est de : 24 000 N/m³ pour le béton non armé et 25 000 N/m³ pour le béton armé

1.2. Résistances caractéristiques

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Appelée résistance caractéristique en compression et notée f_{c28} , cette résistance est contrôlée sur des cylindres de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre (soit environ 200 cm² de section) et sa valeur est de l'ordre de 16 à 35 MPa pour les bétons courants.

1.2.1. Evolution de la résistance caractéristique en compression

A j jours d'âge, la résistance en compression à prendre en compte pour un béton est f_{cj} telle que :

- Pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j \geq 28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

1.2.2. Résistance en traction

$$f_{tj} = 0,06 \cdot f_{cj} + 0,6 \text{ MPa}$$

1.3. Déformations du béton

1.3.1. Déformations instantanées

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures est calculé comme suit :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot [f_{cj}]^{1/3} = 11\,000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en MPa}$$

1.3.2. Déformations différées

Pour des contraintes normales d'une durée d'application supérieure ou égale à 24 h, le règlement admet un module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3\,700 \cdot [f_{cj}]^{1/3} = 3\,700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en MPa}$$

1.3.3. Autres déformations

1.3.3.1. Retrait

C'est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement, dû essentiellement au départ de l'eau de gâchage en excès non lié au ciment.

On estime par exemple que le raccourcissement unitaire ($\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$) pour les pièces non massives à l'air libre est de 3.10^{-4} en climat tempéré sec

1.3.3.2. Dilatation thermique

Comme l'acier, le béton possède un coefficient de dilatation linéaire égal à 10^{-5} m/m/°C

1.3.3.3. Déformation transversale

La déformation transversale est inversement proportionnelle à la déformation longitudinale :

$$i = -\nu \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta \phi}{\phi_0} = -\nu \frac{\Delta L}{L_0}$$

Le coefficient de poisson (ν) du béton est pris égale à :

- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations (à l'ELU)
- 0,2 pour le calcul des déformations (aux ELS)

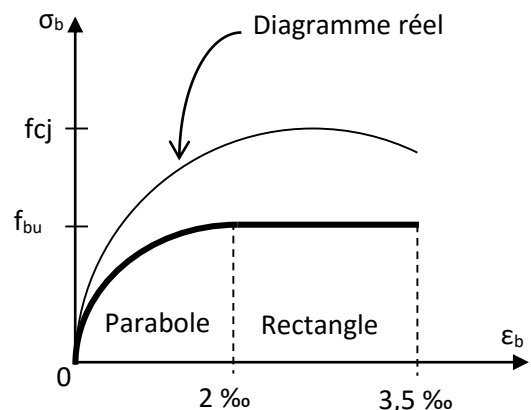
1.4. Contraintes de calcul

1.4.1. Contrainte de calcul à l'ELU

Le diagramme « déformations-contraintes » retenu pour les calculs à l'ELU est dit diagramme parabole-rectangle. Ce diagramme fixe une contrainte limite ultime en compression du béton f_{bu} telle que :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj}$$

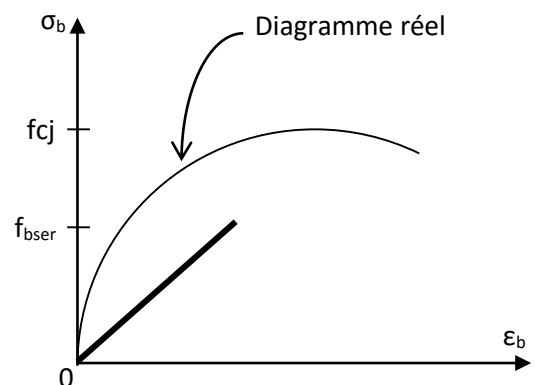
En général, $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$



1.4.2. Contrainte de calcul à l'ELS

Le diagramme « déformations-contraintes » retenu pour les calculs à l'ELS représente un comportement linéaire limité par la valeur f_{bser} de la contrainte :

$$f_{bser} = 0,6 f_{cj}$$



2. LES ACIERS

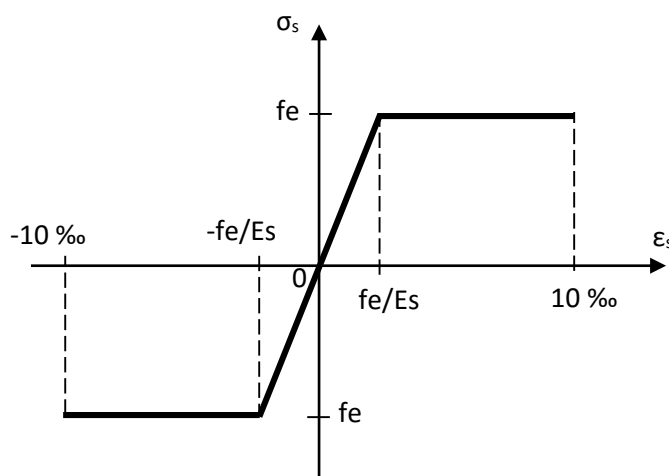
2.1. Définition

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible proportion). Il est utilisé en béton armé soit sous forme de barres de petits diamètres normalisés de 12 m de long, soit sous forme de treillis soudés. Quel qu'en soit la forme, on distingue deux (2) nuances :

- Les aciers doux (ou ronds lisses) comprenant 0,15 à 0,25 % de carbone ;
- Les aciers durs (ou à haute adhérence) comprenant 0,25 à 0,40 % de carbone.

2.2. Caractéristiques mécaniques

Quel que soit le type d'acier, le BAEL admet un seul diagramme déformations-contraintes qui se présente comme suit :



Ce diagramme définit une limite d'élasticité garantie noté **fe**.

Quant au module de déformation longitudinal ou module de Young noté **Es**, sa valeur est prise égale à **200 000 MPA**.

2.3. Aciers normalisés en barres pour béton

Caractéristiques	Types d'aciers			
	Doux et lisses (symbole Ø)		Haute Adhérence (HA)	
Dénomination	Fe E215	Fe E235	Fe E400	Fe E500
Limite élastique : f_e (en MPa)	215	235	400	500
Résistance à la rupture : σ_r (en MPa)	330	410	480	550
Allongement à la rupture : ϵ_s	22%		14%	12%
Coefficient de scellement : ψ_s	1		1,5	
Coefficient de fissuration : η	1		1,6	
Diamètres courants en mm	6 - 8 - 10 - 12		6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40	

2.4. Contraintes de calcul

2.4.1. A l'ELU

La contrainte limite ultime de traction de l'acier est : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s est le coefficient de sécurité de l'acier et vaut en général 1.15.

2.4.2. A l'ELS

Le BAEL fixe la limite f_{sser} de la contrainte dans les armatures en fonction du degré de nocivité des ouvertures de fissures qui est fixé par le maître d'œuvre en tenant compte de l'environnement, de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage...

Si la fissuration est jugée peu préjudiciable (cas des éléments couverts ou exposés à un milieu faiblement agressif)	$f_{sser} = f_e$
Si la fissuration est jugée préjudiciable (cas des éléments exposés aux intempéries, à des condensations ou à un milieu moyennement agressif)	$f_{sser} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_e}{2} \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right.$
Si la fissuration est jugée très préjudiciable (cas des éléments exposés à un milieu fortement agressif)	$f_{sser} = 0,8 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_e}{2} \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right.$

2.5. Caractéristiques géométriques des barres lisses et à haute adhérence

SECTION TOTALES D'ACIER (en cm ²)										
Ø (mm)	Nombre de barres									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	12,57	25,13	37,10	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

3.1. Protection des armatures

L'enrobage e (ou c) d'une cage d'armature doit respecter des valeurs minimales qui sont fonction du type d'ouvrage :

$e = 5$ cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressifs ;

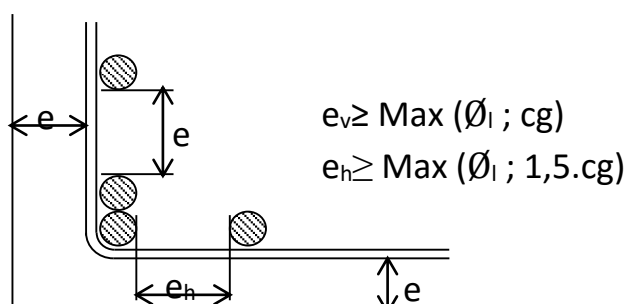
$e = 3$ cm pour des parois coffrées ou non qui sont soumises à des intempéries ou des condensations

$e = 1$ cm pour des parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Dans tous les cas, il faut s'assurer que $e \geq c_g$ (c_g ou D est le diamètre du plus gros granulat)

3.2. Possibilité de bon bétonnage

Le dispositif ci-après résume les principales dispositions relatives à l'enrobage des armatures :



4. EXERCICES D'APPLICATION

Exercice 1

Une poutre droite horizontale en béton armé, de section rectangulaire 20x40 et de longueur initiale $L_0=3,80\text{m}$ est supposée sur des appuis fixes dans une région où le coefficient de retrait est estimé à 2.10^{-4} . La résistance caractéristique en compression du béton armé étant $f_{c28}= 30\text{ MPa}$:

Vérifiez la résistance de la poutre vis-à-vis du retrait après avoir calculé le module de déformation longitudinale à long terme, la résistance en traction du béton et la contrainte normale de traction engendrée par le retrait dans la section de béton.

Exercice 2

Un poteau en béton de section rectangulaire 20 cm x 30 cm supporte un effort normal de compression centrée $P = 750\text{ kN}$. Sa longueur initiale est $L_0 = 2,50\text{ m}$; la résistance caractéristique en compression du béton est $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ et le coefficient de retrait du béton est de l'ordre de 4.10^{-4} . Calculez le raccourcissement total à long terme du poteau.

Exercice 3

On se propose d'effectuer les vérifications aux Etats Limites de Service (E.L.S.) d'une poutre en béton armé dans le cas d'une fissuration très préjudiciable.

Calculez les contraintes de calculs du béton et de l'acier ;

On donne : béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$; acier : FeE400 ; $\eta=1,6$.

Exercice 4

Le calcul du ferrailage de la travée d'une poutre en béton armé de section rectangulaire 25x40 cm^2 donne $A_{st}=5,82\text{cm}^2$. La poutre est à l'intérieur d'un local clos, couvert et sans condensations. Sachant que le béton sera fabriqué avec du gravier 15/25, représentez le ferrailage de la poutre et vérifiez les dispositions constructives. Calculez sa hauteur utile réelle. (Prendre $\phi_t=8\text{ mm}$)

Exercice 5

Recopiez le tableau ci-après et complétez-le en déterminant les contraintes de calculs du béton et des aciers.

Fe		215			235			400			500		
f_{c28}		20	25	30	20	25	30	20	25	30	20	25	30
f_{t28}													
ELU	f_{bu}												
	f_{su}												
ELS	f_{bser}												
	f_{sser}	FPP											
		FP											
		FTP											

Chapitre 3 : LES POTEAUX EN BETON ARME

1. DEFINITION

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux élancés (poutres verticales) en béton armé qui sont soumis à des efforts normaux de compression simple centrés.

Ils supportent les poutres, les planchers, les charpentes et s'appuient généralement sur des semelles isolées.

2. HYPOTHESES DE CALCUL

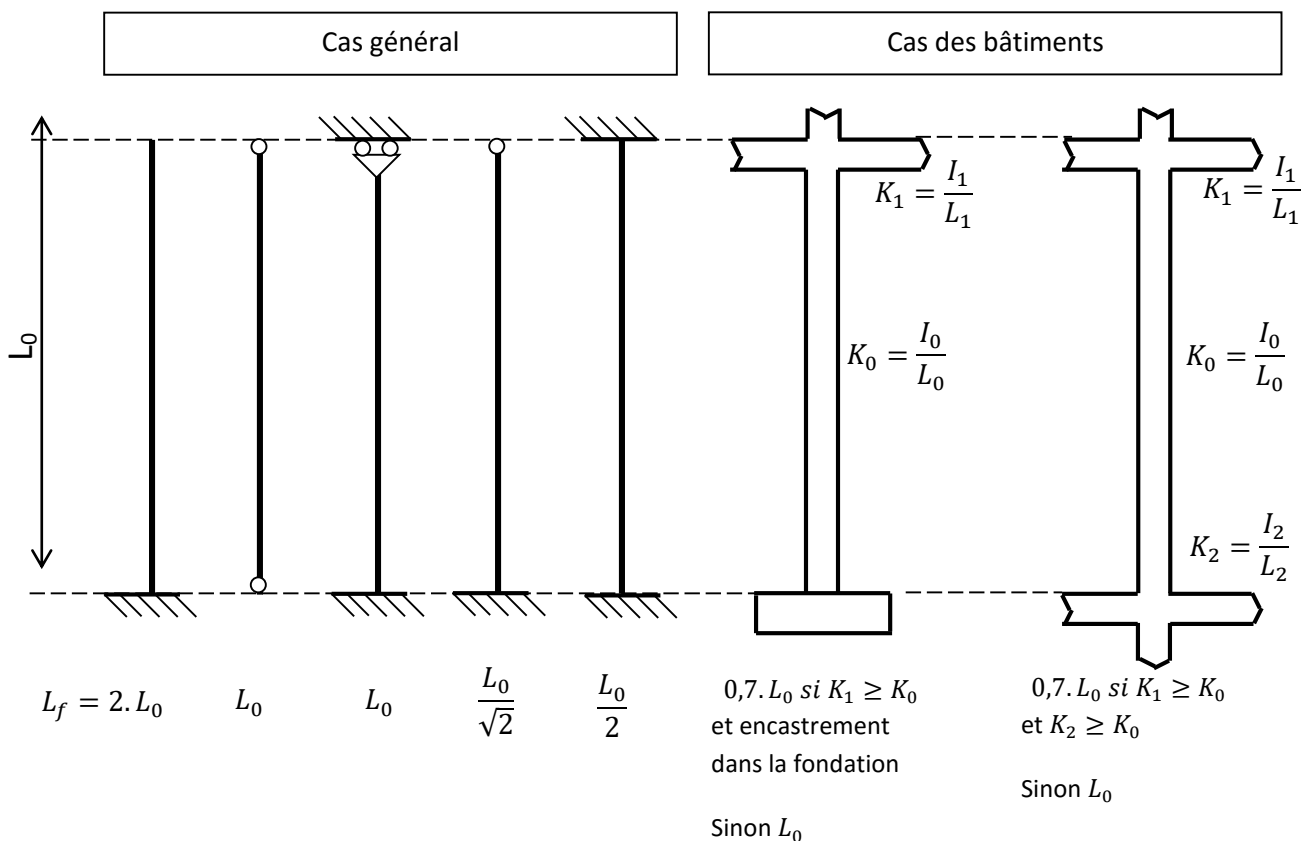
Le dimensionnement des poteaux est basé sur les hypothèses suivantes :

- L'élancement du poteau est inférieur ou égal à 70 ;
- Les poteaux sont soumis uniquement aux actions dues aux charges permanentes et à des charges d'exploitation ;
- On considère uniquement la combinaison à l'ELU : $1,35G + 1,50Q$;
- L'effort normal de compression est centré sur la section transversale du poteau ;
- Le centre de gravité des aciers coïncide avec celui du béton.

3. GRANDEURS CARACTERISTIQUES

3.1. Longueur de flambement

Elle est calculée en fonction de la hauteur L_0 du poteau et de ses liaisons effectives comme suit :



3.2. Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment quadratique de la section droite du poteau ;

B : l'aire de la section droite du poteau

3.3. Elancement

L'élancement se note (λ) et a pour expression :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement du poteau ;

i : rayon de giration de la section droite du poteau.

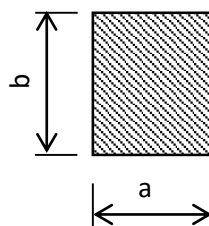
4. DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION DE BETON

Il s'agit de la détermination des dimensions de la section transversale du poteau en supposant que la longueur de flambement est connue. On part du fait que l'élancement du poteau doit être inférieur à 70. Soit :

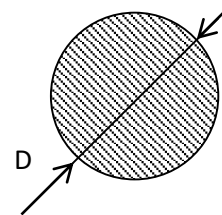
$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$$

Exemples des poteaux de sections rectangulaire et circulaire

Section rectangulaire



Section circulaire



Rayon de giration	$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$	$\sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{b}{2\sqrt{3}}$	$\sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot D^4}{64}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}} = \frac{D}{4}$
	$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}$	$\sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot D^4}{64}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}} = \frac{D}{4}$

Elancement	$\lambda_x = \frac{L_{fx}}{i_x}$	$\frac{L_{fx}}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{2\sqrt{3}}{b} \cdot L_{fx}$	$\frac{L_{fx}}{\frac{D}{4}} = \frac{4}{D} \cdot L_{fx}$
	$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}$	$\frac{L_{fy}}{\frac{a}{2\sqrt{3}}} = \frac{2\sqrt{3}}{a} \cdot L_{fy}$	$\frac{L_{fy}}{\frac{D}{4}} = \frac{4}{D} \cdot L_{fy}$
Dimensions	$\lambda_x \leq 70$	$b \geq \frac{2\sqrt{3}}{70} \cdot L_{fx}$	$d \geq \max \left\{ \frac{4L_{fx}}{70}; \frac{4L_{fy}}{70} \right\}$
	$\lambda_y \leq 70$	$a \geq \frac{2\sqrt{3}}{70} \cdot L_{fy} \text{ et}$	
	Les dimensions de la section transversales doivent en plus être multiples de 5 cm. Pour un dimensionnement rapide : $B \geq N/10$ avec N le nombre de m² de plancher repris par le poteau.		

5. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES

Il s'agit de la détermination des sections longitudinales et transversales d'armatures à placer dans la section de béton afin d'équilibrer l'effort normal ultime.

5.1. Dimensionnement des armatures longitudinales

L'effort normal N_u appliqué à un poteau doit être inférieur ou égal à la valeur limite N_{ulim} appelée sa capacité portante : $N_u \leq N_{ulim}$

$$\text{or } N_{ulim} = \frac{\alpha}{k} \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] d' \text{ où } N_u \leq \frac{\alpha}{k} \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{On tire } A_{sc} \geq \left[\frac{k \cdot N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

α est un coefficient fonction de l'élancement λ :

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \text{ alors } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{Si } 50 < \lambda \leq \text{ alors } \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

k est un coefficient correcteur de α . Sa valeur dépend de la date d'application des charges. Si la majorité des charges est appliquée :

Après 90 jours, $k = 1$

Avant 90 jours (entre 28 et 90 jours), $k = 1,10$

Avant 28 jours, $k = 1,20$. On considère alors f_{cj} au lieu de f_{c28} .

Br est la section réduite du béton. Elle est calculée en rognant la section du poteau de 1 cm sur tout son pourtour.

Nu est l'effort normal ultime supporté par le poteau. Si le bâtiment comporte des portiques suivant les deux directions, Nu est majoré de :

15 % si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive

10% si le poteau est une seule fois voisin d'un poteau de rive.

Voir organigrammes de calcul pour les détails de calculs.

Il sera disposé au moins six barres longitudinales dans les poteaux de sections circulaires. Pour les sections polygonales, il faudra au moins une barre longitudinale dans chaque sommet.

5.2. Dimensionnement des armatures transversales

Les aciers transversaux servent à s'opposer à la déformation transversale (gonflement du béton), à maintenir les aciers longitudinaux en place et à empêcher le flambement du poteau.

- Diamètre des armatures transversales (ϕ_t) :

Le diamètre des armatures transversales devra vérifier : $5 \leq \phi_t \leq 12$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \text{Tel que } \phi_t \in \{6; 8; 10; 12\}$$

- Espacement entre les cadres (S_t) :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm (ou } D + 10 \text{ cm)} \\ 15 \cdot \phi_{lmin} \text{ (si } A_{th} > A_{mini}) \end{cases}$$

- Longueur de recouvrement (l_r) :

$$l_r \geq 0,6 l_s$$

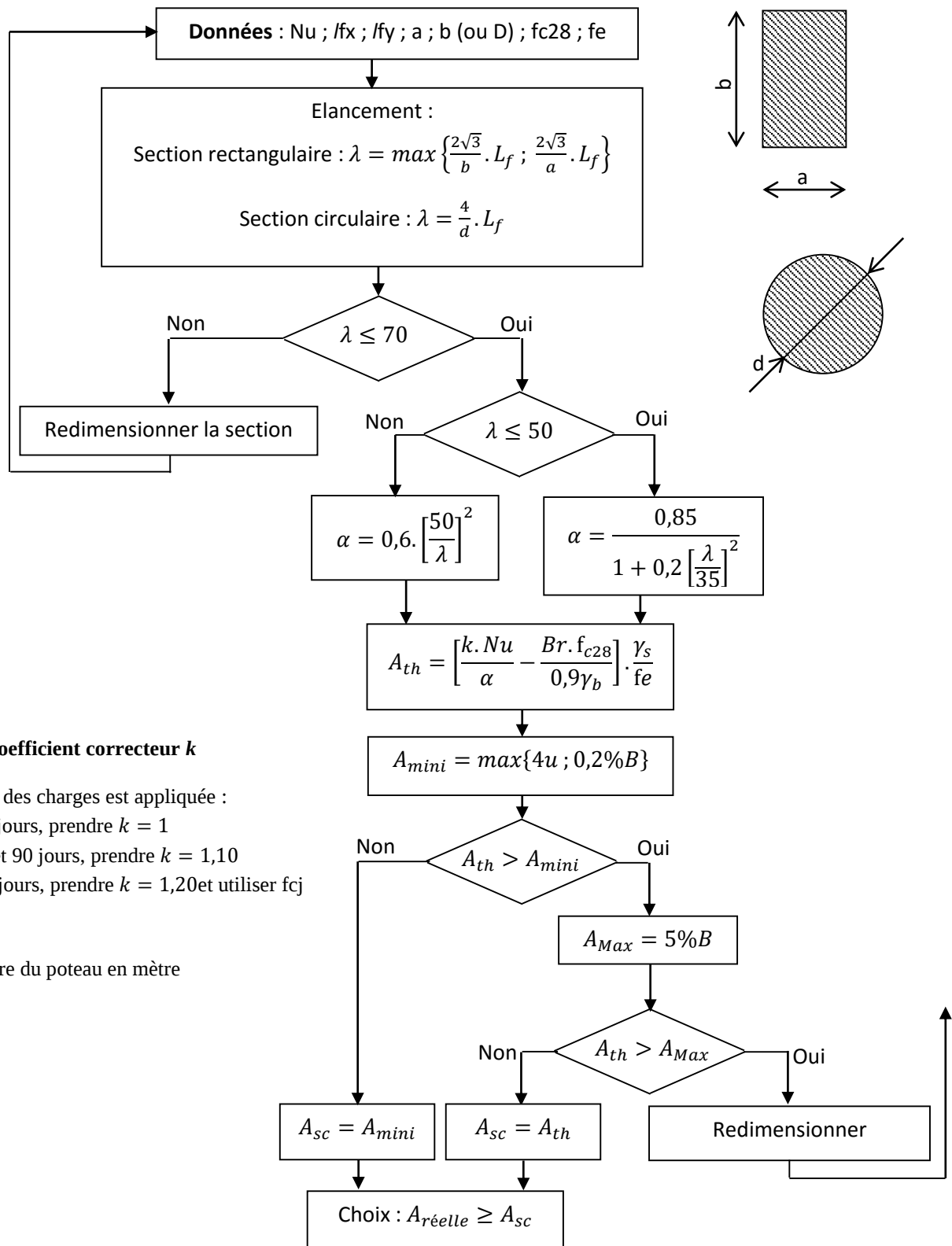
Avec $l_s = 40\phi_{lmax}$ soit $l_r \geq 24\phi_{lmax}$ pour FeE400

$l_s = 50\phi_{lmax}$ soit $l_r \geq 30\phi_{lmax}$ pour FeE500 ; FeE215 ; FeE235

- Nombre de cours transversaux sur la longueur de recouvrement (n) :

$$n \geq 3 \text{ cours}$$

Il faudra s'assurer que l'espacement S_{tr} dans la zone de recouvrement est inférieur à l'espacement S_t en dehors de la zone de recouvrement. On peut donc poser $n > \frac{L_r}{S_t} + 1$

ORGANIGRAMME DE CALCUL DES POTEAUX EN BETON ARME

6. EXERCICES D'APPLICATION

Exercice 1

Déterminez le moment quadratique minimal ($I_{\min}$) et l'élancement (λ) d'un poteau en béton armé de section 30 x 40 et dont la longueur de flambement est $L_f = 2,75$ m.

Exercice 2

Calculez le coefficient de réduction (α) d'un poteau en béton armé de bâtiment chargé à 21 jours et dont l'élancement est $\lambda = 62$. Quelle est la résistance caractéristique du béton à cette date sachant que sa résistance caractéristique à 28 jours d'âge est $f_{c28} = 27$ MPa.

Exercice 3

Déterminez les armatures longitudinales et transversales d'un poteau situé à l'intérieur d'un étage et soumis à un effort normal de compression centrée, composé de : $G=368$ kN et $Q=148$ kN.

On donne : $L_f = 0,70 L_0$ telle que $L_0 = 3.00$
 $a = 20$ cm ; $b = 25$ cm
 $f_{c28} = 24$ MPa ; $f_e = 400$ MPa

Proposez les dispositions constructives et représentez la section.

Exercice 4

On se propose d'étudier un poteau de l'ossature en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation soumis à une sollicitation de compression centrée. Ce poteau a une section circulaire et sa longueur de flambement est $L_f=0,7.L_0$.

La hauteur du poteau, les sollicitations appliquées ainsi que les valeurs des résistances caractéristiques des matériaux acier et béton sont présentées dans le tableau ci-après :

Dimensions	Sollicitations	Résistances caractéristiques
$L_0 = 5,00$ m	$N_{ser} = 607$ kN	$F_{c28} = 25$ MPa
	$N_u = 850$ kN	$f_e = 500$ MPa

Travail demandé

- Déterminez le diamètre minimal du poteau ;
- On choisit $d = 30$ cm, déterminez la section des aciers longitudinaux nécessaires au ferrailage du poteau sachant que plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours ;
- Déterminez le diamètre et l'espacement des armatures transversales ;
- Déterminez la section des aciers longitudinaux nécessaires pour équilibrer les sollicitations agissantes sachant que plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours ;
- Déterminez le diamètre et l'espacement des armatures transversales ;
- Déterminez la capacité portante N_{ulim} de ce poteau si l'on place 6HA16 en tant qu'armatures longitudinales dans le cas où plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours.

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT A L'ELU DES POUTRES RECTANGULAIRES SOLLICITEES EN FLEXION SIMPLE

1. DEFINITIONS

On appellera poutres en béton armé, les éléments de structure en béton armé, élancés et horizontaux qui sont soumis à un système de forces verticales (sollicités en flexion simple).

Dans ces conditions, l'effort normal est nul donc l'axe neutre se trouve à l'intérieur du béton et divise la section transversale de la poutre en deux zones :

- Une zone tendue qui sera renforcée par des barres longitudinales d'acier ;
- Une zone comprimée où, en général, les sollicitations sont reprises uniquement par le béton

L'objectif du dimensionnement aux états limites ultimes est de déterminer les sections d'aciers tendus A_{st} et comprimés A_{sc} à placer dans la section afin d'équilibrer le moment fléchissant ultime M_u .

Le dimensionnement à l'ELU sera suivi d'une vérification à l'ELS afin de s'assurer que l'état limite de compression du béton ainsi que l'état limite d'ouverture des fissures sont satisfaits.

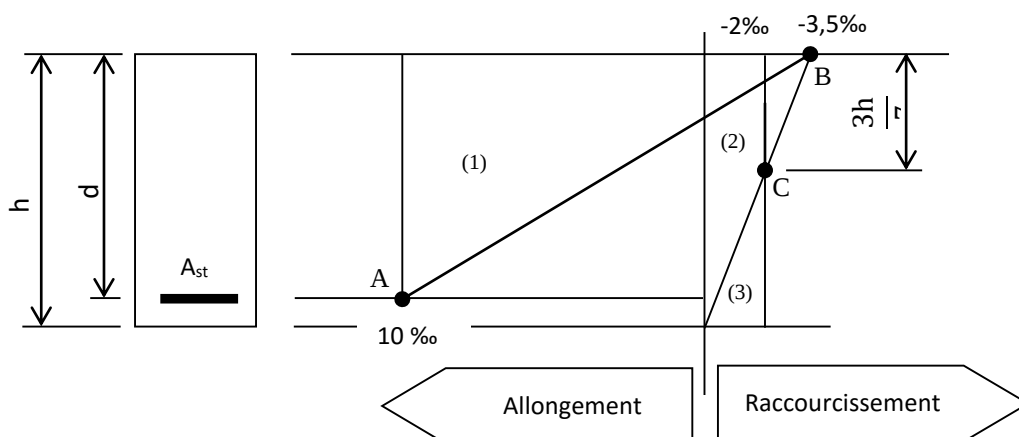
1. HYPOTHESES DE CALCUL

On se placera dans les cas suivants :

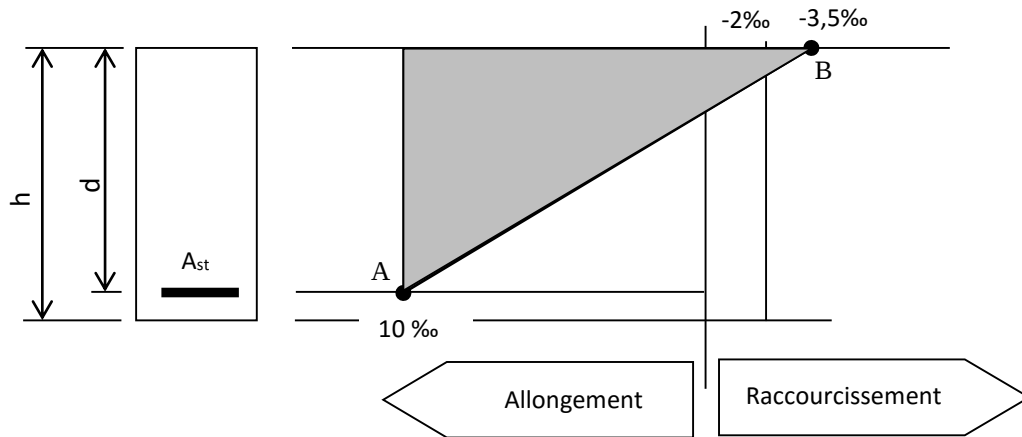
- Les fissurations sont jugées Peu Préjudiciables (F.P.P) ou préjudiciables (F.P.)
- Les sollicitations agissantes sont calculées à partir des charges pondérées dans les combinaisons : $1,35.G + 1,50.Q$;
- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Les phénomènes de retrait et de fluage sont négligeables ;
- Les matériaux acier et béton sont anélastiques ;
- Les déformations sont limitées à 10 ‰ pour l'allongement des aciers et à 3,5 ‰ pour le raccourcissement du béton.

2. REGLE DES TROIS (3) PIVOTS

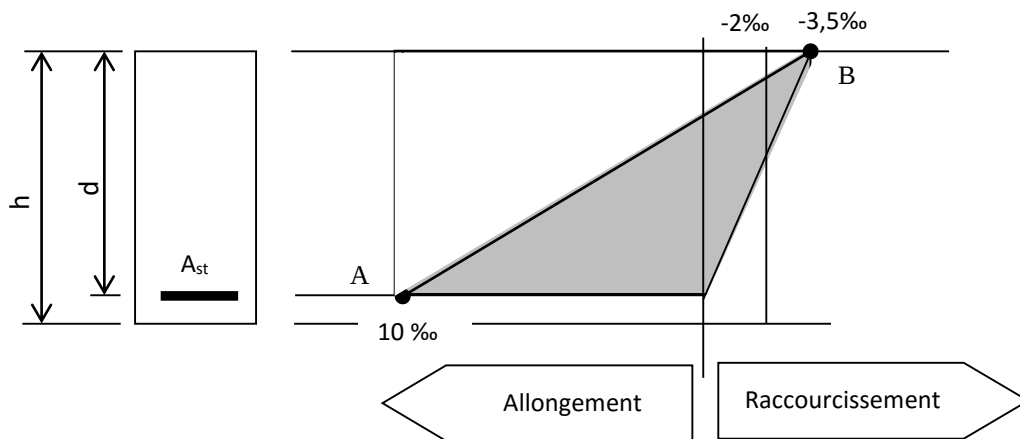
Les trois pivots A, B et C correspondent aux déformations limites fixées pour les matériaux acier et béton. Ils permettent de définir trois domaines dans lesquels peut se trouver la droite de déformation d'une section :



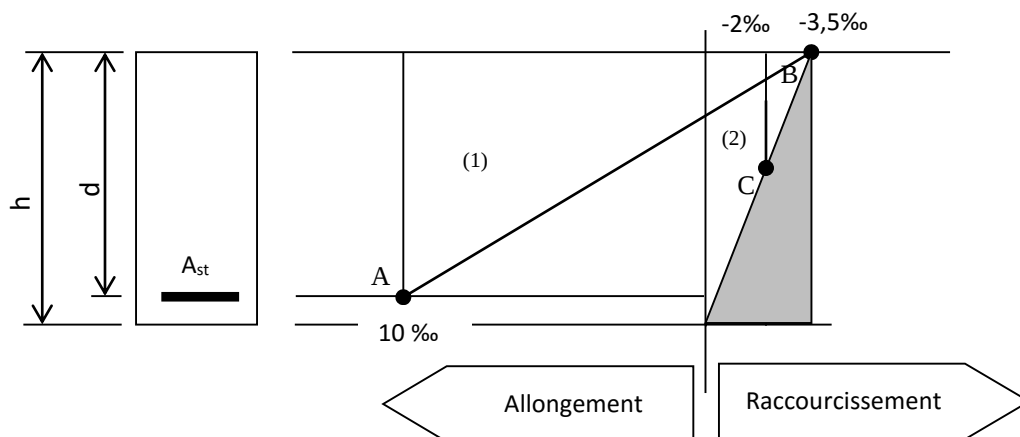
- Domaine (1) : allongement maximal de l'acier sans épuisement de la résistance du béton.



- Domaine (2) : épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée



- Domaine (3) : Section entièrement comprimée (compression simple ou flexion composée)



3. PREDIMENSIONNEMENT

L'on part de l'hypothèse que le moment réduit est inférieur ou égal à 0,186

$$\mu \leq 0,186 \Rightarrow \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} \leq 0,186 \quad \text{on tire:} \quad d^2 \geq \frac{Mu}{0,186bf_{bu}}$$

$$\text{Avec } d = 0,9h \quad \text{et} \quad b \geq 0,3h$$

4. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

Calculer le moment réduit

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

- Si $\mu \leq 0,186$: PIVOT A sans armature longitudinales comprimées

$$A_{sc} = 0 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{Mu}{Z f_{su}}$$

$$\text{Avec } Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \text{tel que} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

- Si $0,186 < \mu \leq \mu_L$: PIVOT B sans armatures longitudinales comprimées

$$A_{sc} = 0 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{Mu}{Z f_{su}}$$

- Si $\mu_L < \mu \leq \mu_L/0,6$: PIVOT B avec armatures longitudinales comprimées

$$A_{sc} = \frac{Mu - Mrb}{(d - d')\sigma_{sc}} \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{Mrb}{Z_l \cdot f_{su}} + \frac{Mu - Mrb}{(d - d')f_{su}}$$

M_{rb} est le moment de résistance du béton tel que : $Mrb = \mu_L b d^2 f_{bu}$

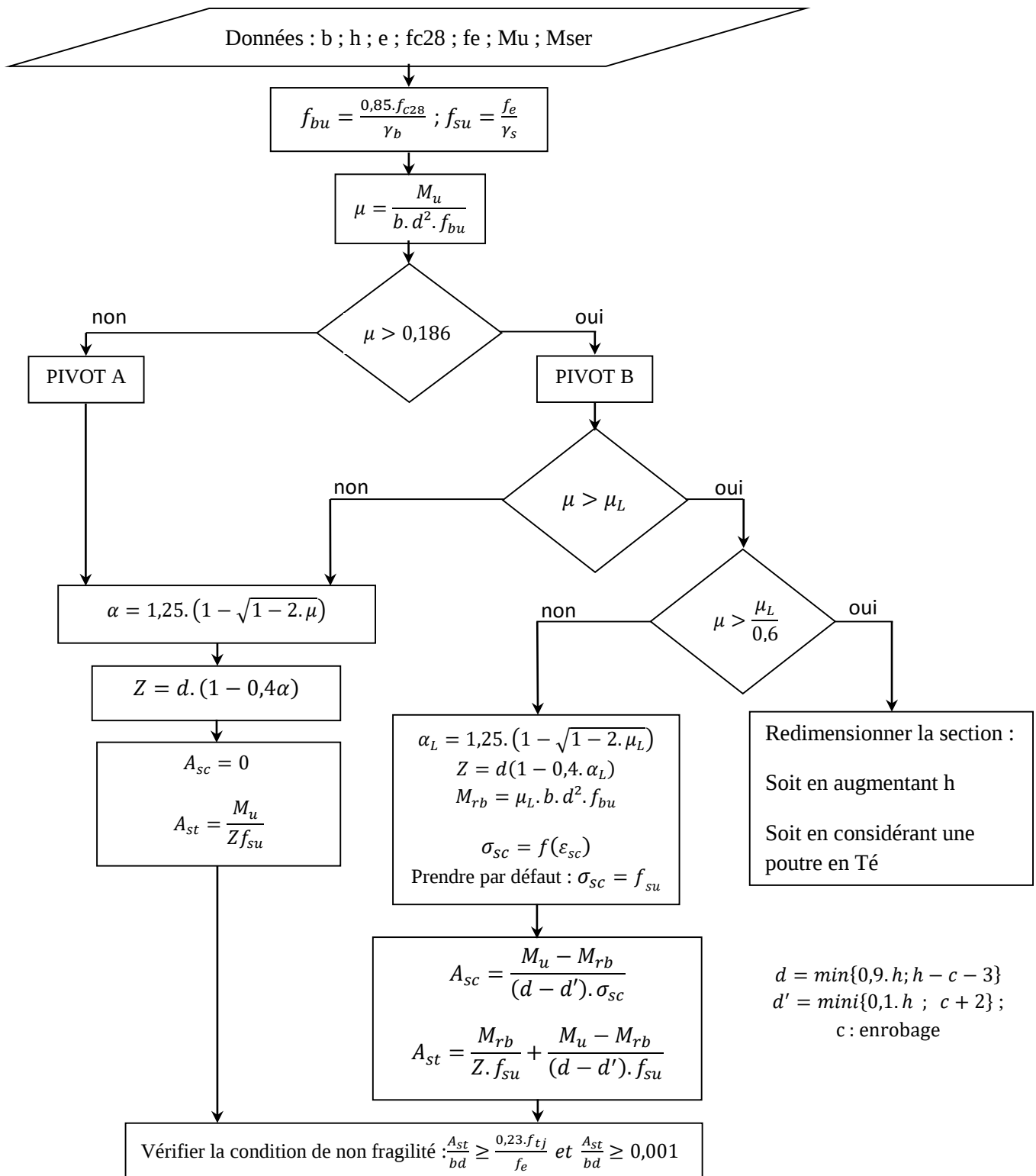
- Si $\mu > \mu_L/0,6$: SECTION NON ECONOMIQUE

Redimensionner en augmentant la hauteur (h) ou en considérant une section en T

Voir l'organigramme ci-après pour les détails du calcul

5. ORGANIGRAMME DE CALCUL A L'ELU

Sections rectangulaires sollicitées en flexion simple



$$\text{FeE400 : } \mu_L = 0,344 \cdot \gamma + 0,0049 \cdot f_{c28} - 0,305 \quad \text{FeE500 : } \mu_L = 0,322 \cdot \gamma + 0,0051 \cdot f_{c28} - 0,310 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \cdot \gamma \cdot f_{c28} - \frac{d'}{d} \cdot (13f_{c28} + 415) \text{ si } \sigma_{sc} \geq f_{su}, \text{ prendre } \sigma_{sc} = f_{su}$$

6. EXERCICES D'APPLICATION

Exercice 1

On se propose d'étudier une poutre de la structure en béton armé d'un bâtiment industriel. Cette poutre est supposée reposer sur deux appuis simples à ses extrémités. Le tableau ci-dessous présente les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, les charges appliquées (poids propre compris) ainsi que les résistances caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Sollicitations			Sections d'acier		
Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités
b	30	cm	N_{ser}	0	kN	q_{ser}	40,9	kN/m
h	55	cm	N_u	0	kN	q_u	57,6	kN/m
d'	5	cm	M_{ser}	128	kN.m	Résistances caractéristiques		
d	50	cm	M_u	180	kN.m	f_{c28}	25	MPa
L	5	m	(sollicitations maximales)			f_e	400	MPa

- Déterminez les sections des armatures longitudinales en fissuration peu préjudiciable ;
- Vérifiez la condition de non fragilité.
- Représentez une coupe transversale de la poutre ferrillée

Exercice 2

Déterminez les armatures de la poutre dont les dimensions, les sollicitations agissantes et les résistances caractéristiques sont données ci-après :

Section rectangulaire : $b = 20$ cm ; $h = 40$ cm ; $d = 35$ cm

Moments fléchissant : $M_u = 66,15$ kN.m ; $M_{ser} = 45$ kN.m

Béton : $f_{c28} = 20$ MPa ; Acier : f_{eE400}

Fissuration peu préjudiciable.

Exercice 3

On se propose d'étudier une poutre de la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Cette poutre est supposée reposer sur deux appuis simples à ses extrémités. Le tableau ci-dessous présente les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Sollicitations		
Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités
b	20	cm	M_{ser}	132	kN.m
h	50	cm	M_u	170	kN.m
d'	4	cm	Résistances caractéristiques		
d	45	cm	f_{c28}	25	MPa
L	5	m	f_e	400	MPa

Déterminez les sections des armatures longitudinales en la fissuration jugée peu préjudiciable ;

Vérifiez la condition de non fragilité de la section.

Chapitre 5 : VERIFICATION A L'ELS

1. OBJETIF

Il s'agit de vérifier que les états limites vis-à-vis de la durabilité de la structure sont satisfaits. Pour cela on s'assure que les contraintes maximales du béton sont inférieures aux contraintes limites imposées pour chacun de ces matériaux.

A partir des dimensions de la section de béton, des sections d'aciers comprimés et tendus et des sollicitations, l'on calcule la contrainte maximale de béton comprimé ainsi que la contrainte maximale d'acier tendu, puis l'on vérifie que :

- **L'état limite de compression du béton est respecté**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{cj}$

- **L'état limite d'ouverture des fissures est respecté**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Avec :

Fissurations Préjudiciables (F.P.) :

$$\overline{\sigma_{st}} = f_{sser} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \right\}$$

Fissurations Très Préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = f_{sser} = 0,8 \cdot \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \right\}$$

2. HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de la vérification à l'ELS sont les suivantes :

- Les sollicitations agissantes sont calculées à partir des charges non pondérées : G + Q ;
- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ;
- Les phénomènes de retrait et de fluage du béton sont négligés ;
- Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton (n) est pris égal à 15.

$$n = \frac{\text{module d'élasticité de l'acier}}{\text{module d'élasticité du béton}} = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

3. ETAPES DU CALCUL

La vérification des sections à l'ELS comprend deux étapes :

3.1. Caractéristiques géométriques des sections

3.1.1. Position de l'axe neutre

On sait que le moment statique d'une section par rapport à un axe passant par le centre de gravité de celle-ci est nul. Alors on pose :

$$\frac{by_1^2}{2} + n.A_{sc}(y_1 - d') - n.A_{st}(d - y_1) = 0$$

Si la section ne comporte pas d'aciers comprimés, l'équation devient :

$$\frac{by_1^2}{2} - n.A_{st}(d - y_1) = 0$$

La résolution de ces différentes équations permet d'obtenir y_1 .

3.1.2. Moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I_x = \frac{b.y_1^3}{3} + n.A_{sc} \cdot (y_1 - d')^2 + n.A_{st}(d - y_1)^2$$

Si la section ne comporte pas d'armatures comprimées, le moment quadratique :

$$I_x = \frac{b.y_1^3}{3} + n.A_{st}(d - y_1)^2$$

3.2. Contraintes normales dans les matériaux

3.2.1. Contrainte de compression du béton

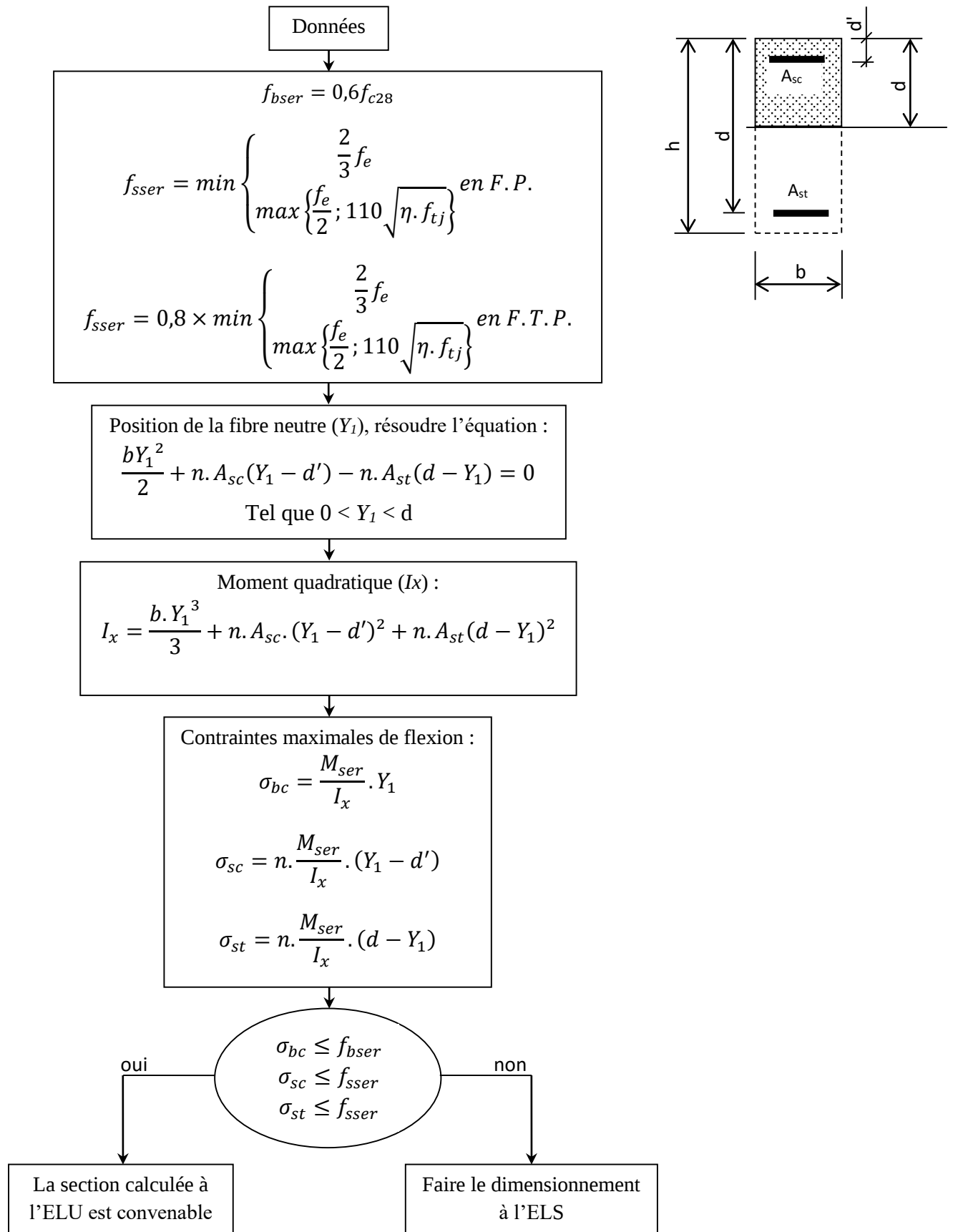
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \cdot y_1$$

3.2.2. Contrainte de compression des aciers

$$\sigma_{sc} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_x} \cdot (y_1 - d')$$

3.2.3. Contrainte de traction des aciers

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_x} \cdot (d - y_1)$$

ORGANIGRAMME DE VERIFICATION A L'ELS, cas des sections rectangulaires

4. EXERCICES D'APPLICATION

Exercice 1

Calculez la position du centre de gravité ainsi que le moment quadratique par rapport à l'axe neutre de la section 15cmx55cm d'une poutre ferraillée avec 3HA16 comme armatures longitudinales tendues.

Exercice 2

On étudie une poutre de la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales (poids propre pris en compte), les sections des armatures ainsi que les résistances caractéristiques des matériaux sont indiquées dans le tableau ci-après :

Dimensions			Sollicitations			Sections d'acier		
Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités
b	25	cm	N_{ser}	0	kN	A_{sc}	2,26	cm ²
h	50	cm	N_u	0	kN	A_{st}	6,03	cm ²
d'	5	cm	M_{ser}	48	kN.m	Résistances caractéristiques		
d	45	cm	M_u	67	kN.m			
L	5	m	(sollicitations maximales)			f_{c28}	30	MPa
						f_e	500	MPa

Effectuez la vérification aux états limites de service dans le cas où la fissuration est jugée très préjudiciable.

Exercice 3

Effectuez la vérification aux états limites de service dans le cas où la fissuration est jugée préjudiciable d'une poutre de section en T dont les dimensions, les sollicitations agissantes maximales, la section d'armatures ainsi que les résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau ci-après :

Dimensions			Sollicitations			Sections d'acier		
Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités
b_0	30	cm	N_{ser}	0	kN	A_{st}	14,32	cm ²
h	60	cm	N_u	0	kN	Résistances caractéristiques		
d	55	cm	M_{ser}	130	kN.m			
b	50	cm	M_u	182	kN.m	f_{c28}	25	MPa
h_0	15	cm	(sollicitations maximales)			f_e	500	MPa
L	5	m						