

OFPPT

ROYAUME DU MAROC

مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل
Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail
DIRECTION RECHERCHE ET INGENIERIE DE FORMATION

RESUME THEORIQUE
&
GUIDE DE TRAVAUX PRATIQUES

MODULE	APPLICATION DES REGLES DE BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL)

SECTEUR : BTP

**SPECIALITE : TECHNICIEN SPECIALISE
GROS OEUVRE**

NIVEAU : TECHNICIEN SPECIALISE

REMERCIEMENTS

La DRIF remercie les personnes qui ont contribué à l'élaboration du présent document.

Pour la supervision :

M. Khalid BAROUTI	Chef projet BTP
Mme Najat IGGOUT	Directeur du CDC BTP
M. Abdelaziz EL ADAOUI	Chef de Pôle Bâtiment

Pour la conception :

Mme ROCHDI Fatima	l'ISB Formatrice à /DRGC
-------------------	--------------------------

Pour la validation :

Mme GUNINA FATNA	Formatrice animatrice CDC BTP
------------------	--------------------------------------

Les utilisateurs de ce document sont invités à communiquer à la DRIF toutes les remarques et suggestions afin de les prendre en considération pour l'enrichissement et l'amélioration de ce programme.

DRIF

SOMMAIRE

Présentation du module

Résumé de théorie

A- Savoir calculer les différents types de charges permanentes et variables

A.1 Notions d'états limites

A.2 Combinaisons d'actions

B- Connaître le règlement et les méthodes de calcul du béton armé

B.1 Caractéristiques mécaniques des bétons et aciers

B.2 Déformations et contraintes de calcul

C- Savoir faire l'étude de béton armé des différentes structures

C.1 Calcul des poteaux

I – Évaluation des sollicitations

II – Calcul de l'armature longitudinale

III - Armatures transversales

IV - Prédimensionnement de la section de béton

C.2 Calcul des poutres à l'E.L.U et à l'E.L.S

C.2.1 Flexion simple à l'état limite ultime (Généralités)

I. Section rectangulaire sans aciers comprimés

II. Section rectangulaire avec aciers comprimés

III. Effort tranchant

a. Sollicitation de calcul

b. Contrainte tangentielle conventionnelle

c. Dimension des armatures transversales

d. Espacement maximum des cours d'armatures

e. Espacement des armatures transversales

f. Répartition des armatures transversales

C.2.2- Flexion simple à l'état limite de service (Généralités)

I. Contraintes de calcul (à l'E.L.S)

II. Section rectangulaire sans aciers comprimés

III. Section rectangulaire avec aciers comprimés

C.3- Calcul des dalles

I. Dalle portant dans un seul sens

II. Dalle portant dans les deux sens

III. Calcul des aciers supérieurs (armatures de chapeaux)

C.4 Calcul des semelles de fondation

I. Hypothèses de calcul

II. Dimensionnement d'une semelle sous un mur

III. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau

IV. Dispositions constructives

C.5 Calcul d'un mur de soutènement

I. Constitution des murs de soutènement

II. Calcul de la poussée des terres.

III. Calcul des murs de soutènement

D- Représentation des pièces en B.A et connaître les dispositions constructives

A. les dessins de coffrage

B. les dessins d'armatures

Guide des travaux pratiques

TP1 : Dimensionnement et ferrailage des poteaux

TP2 : Ferrailage des poutres à l'E.L.U

TP3 : Dimensionnement et ferrailage des semelles de fondation

EVALUATION

BIBLIOGRAPHIE

**MODULE 14: APPLICATION DES REGLES DE BETON ARME AUX ETATS LIMITES
(BAEL)**

Durée : 90 h

OBJECTIF OPERATIONNEL

COMPORTEMENT ATTENDU

Pour démontrer sa compétence, le stagiaire le calcul du **BAEL** selon les conditions, les critères et les précisions qui suivent.

CONDITIONS D'EVALUATION

- Individuellement
- A partir des plans d'architecture
- A partir des exercices ou problèmes notés

CRITERES GENERAUX DE PERFORMANCE

- Respect des normes
- Utilisation correcte des formules et des abaques

**PRECISIONS SUR LE
COMPORTEMENT ATTENDU**

- A- Savoir calculer les différents types de charges permanentes et variables

- B- Connaître le règlement et les méthodes de calcul du béton armé

- C- Savoir-faire l'étude de B.A des différentes structures

- D- Savoir représenter les pièces en B.A et connaître les dispositions constructives.

**CRITERES PARTICULIERS DE
PERFORMANCE**

- Calcul exact des :
 - charges permanentes
 - charges variables

- Connaissance efficace du contexte réglementaire
- Calcul correct aux états limites

- Réalisation correcte du calcul de B.A des structures suivantes :
 - poteaux
 - poutres
 - dalles
 - semelles
 - murs de soutènements

- Présentation d'un croquis soigné des différents éléments étudiés ci dessus.

<i>Résumé de Théorie et Guide de travaux pratique</i>	Application des règles de béton armé aux états limites (BAEL)

PRESENTATION DU MODULE

- *Ce module de compétence générale a pour but de montrer aux stagiaires les principes de calcul de B.A, il sera dispensé en une durée de 90 heures*
- *La durée du module sera divisée en 2 parties :*
 - Théorique : 40%*
 - Pratique : 60%*
- *A l'aide des règles de B.A et des exercices d'application faire bien assimiler aux stagiaires l'utilisation correcte des formules des abaques ainsi que la respect des normes pour le dimensionnement et le ferrailage des éléments porteurs d'un bâtiment*

Module : Application des règles de béton armé aux états limites
(BAEL)

RESUME THEORIQUE

Le contenu du résumé théorique doit couvrir l'ensemble des objectifs visés par la compétence relative au module en question en développant :

- *Des concepts théoriques de base (Définition, schémas illustratifs, démonstrations.....) ;*
- *Des exercices d'application ;*
- *Des évaluations (Contrôles continus).*

A- Savoir calculer les différents types de charges permanentes et variables

I. Notions d'états Limites:

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples)

On distingue :

- **Les états limites ultimes (E.L.U)** : Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.
 - **Limite de l'équilibre statique** :
(pas de renversement, pas de glissement).
 - **Limite de la résistance de chacun des matériaux** :
(pas de rupture de sections critiques de la structure)
 - **Limite de la stabilité de forme** :
(pas de flambement)

- **Les états limites de service (E.L.S)** : Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.
 - **Limite de compression du béton** :
(contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
 - **Limite de déformation** :
(limitation des flèches).
 - **Limite d'ouverture des fissures** :
(pour éviter la corrosion trop rapide des aciers).

II. Actions permanentes et variables:

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc)

Démarche proposée :

- Analyser les actions permanentes et variables pour les combinaisons de Charges à l'E.L.U ou à l'E.L.S.
- Utiliser les extraits de normes et fiches techniques des fabricants qui indiquent :
 - Les poids volumiques ou surfaciques
 - Les charges d'exploitation.
- Évaluer les charges sur les éléments porteurs compte tenu du cahier de charges.

a) les actions permanentes :

Elles sont notés **G** et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- **Le poids propre de la structure**
- **Les actions permanentes :** (poids des cloisons, revêtements du sol, poids des machines etc.....)
- **Les poussées des terres ou les pressions des liquides** pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

b) les actions variables :

Elles sont notées **Q** et ont une intensité qui varie de façon importante dan le temps.

Elles comprennent :

- **les charges d'exploitation** : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- **Les charges climatiques** : charges dues au vent et à la neige.
- **Les effets dus à la température** : efforts dus à la dilatation.
- **Actions accidentelles** : elles se produisent rarement et de façon instantanée.
Ex : les séismes, les chocs de véhicules ou bateaux, les explosions.

c) Combinaisons d'actions :

✓ Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35G+1,50Q$$

✓ Cas des fondations, planchers et poutres

E.L.U	E.L.S
1,35G+1,50Q	G+Q

ACTIONS : BASES DES CALCULS

Les actions sont les forces (ou couples) directement appliquées à la construction, ainsi que celles qui résultent des déformations dues au retrait, à la dilatation, au tassement d'appui.

PREMIÈRE PARTIE

1. NATURE DES ACTIONS (BAEL A3)

Actions permanentes (symbole général G)

G_1 : Poids propre de la structure

Exemple : poteaux, poutres, planchers, etc.

G_2 : Poids des autres éléments de la construction

Exemple : couverture, cloisons, revêtements, équipements fixes, etc.

G_3 : Poussées des terres, pressions des liquides

Exemple : cas des murs de sous-sol, murs de soutènement.

G_4 : Actions dues aux déformations différées

Exemple : raccourcissement par retrait estimé à :
 $3 \cdot 10^{-4}$ dans le sud-est de la France,
 $\approx 2 \cdot 10^{-4}$ dans le reste de la France.

Actions variables (symbole général, Q)

Q_1 : Charges d'exploitation

Exemple :

– charges réparties } notées Q_B
– charges concentrées } sur les planchers

(Normes NF P 06-001 et NF P 06-004).

Q_2 : Charges climatiques

- action du vent, notée W ,
- action de la neige, notée S_n .

Elles font l'objet d'un règlement particulier :
règles Neige et Vent en cours de révision.

Q_3 : Action de la température climatique, notée T
consécutive à des variations de $^{\circ}\text{C}$ avec un
coefficient de dilatation du béton armé égal à
 10^{-5} .

Q_4 : Actions appliquées en cours de constructions

Exemple : dépôts de palettes de matériaux,
stockage ou déplacement de matériel.

Nota :

Les actions accidentelles, notées F_A , ne sont à considérer que si les Documents Particuliers du Marché (D.P.M.) le prévoient.

Exemples : explosions, séismes, incendies, chocs de véhicules, etc.

Exemple d'application

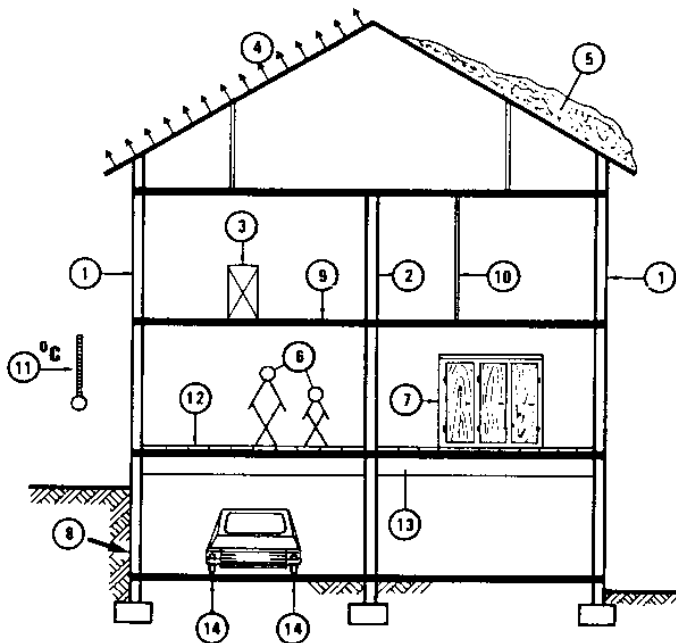


Fig. 1 Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux.

- Différencier les actions permanentes et les actions variables par :

Désignation N° et type d'action lettres

Exemple : (Mur de façade) 1 → G_1 (Poids propre).

Actions Permanentes : G	Actions variables : Q
1 → G_1	
2 → G_1	
	3 → Q_1
	4 → Q_2
	5 → Q_2
	6 → Q_1
	7 → Q_1
8 → G_3	
9 → G_4	
10 → G_2	
	11 → Q_3
12 → G_2	
13 → G_1	
	14 → Q_1

► Légende sur coupe schématique

- 1 Mur de façade
- 2 Mur de refend
- 3 Charge concentrée
- 4 Action du vent
- 5 Neige sur le versant
- 6 Personnes
- 7 Meuble
- 8 Poussée des terres
- 9 Plancher en Béton Armé
- 10 Cloisons
- 11 Température climatique
- 12 Revêtement de plancher
- 13 Poutre BA
- 14 Roues de voiture.

2. BASES DE CALCUL DES CHARGES PERMANENTES

(Extraits NF P 06-004)

2.1. POIDS VOLUMIQUE DE QUELQUES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

- Acier 78 500 N/m³
- Bois

{	conifères	6 000	}	N/m ³
	feuillus	8 000		
	tropicaux durs	10 000		
- Calcaire compact, marbre, granit 28 000 N/m³
- Béton armé 25 000 N/m³
- Maçonnerie de moellons 23 000 N/m³
- Polystyrène 200 à 250 N/m³

2.2. POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DES MAÇONNERIES

Nature du produit	Épaisseur réelle (en cm)	Poids surfacique (en N/m ²)
	enduit non compris	
Briques pleines	5,5	1 050
	10,5	2 000
	21,5	4 050
Briques creuses	15	1 300
	20	1 750
Blocs pleins en béton de gravillons lourds	15	3 150
	20	4 200
Blocs creux en béton de gravillons lourds	15	2 000
	20	2 700
Blocs pleins en béton cellulaire	15	1 200
	20	1 600
	25	2 050
Pierre de taille <ul style="list-style-type: none"> • Parois pleines • Revêtement auto-portant • Revêtement attaché 	20	5 300
	30	8 100
	8	2 200
	3	800

Nota :

Autres éléments et poids par mètre carré et par cm d'épaisseur

- Carreaux de plâtre : 100 N.
- Enduit en plâtre : 100 N.
- Enduit au mortier de liant hydraulique : 180 N.
- Complexes isolants (parement + isolant), voir les fiches fabricants.

2.3. POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DES PLANCHERS

(Valeurs indicatives pour les planchers à poutrelles : se référer aux fiches techniques des fabricants.)

Dalles pleines		250 N/m ² et par cm d'épaisseur		
Planchers avec poutrelles préfabriquées et entrevous : (épaisseur en cm)		suivant type d'entrevous poids en N/m ²		
		béton	terre cuite	polystyrène
• avec table de compression d'épaisseur 4 à 5 cm	12 + 4	2 500	2 300	1 700
	16 + 4	2 850	2 600	2 000
	20 + 4	3 300	3 000	2 100
	25 + 5	4 000	3 600	2 800
• sans table de compression	16	2 300	2 000	—
	20	2 800	2 400	—
	24	3 100	2 700	—

2.4. REVÊTEMENTS DE PLANCHER (Poids surfacique)

– Chape en mortier de ciment (par cm) :	200 N/m ²
– Dalle flottante en béton avec isolant (par cm) :	220 N/m ²
– Carrelages scellés y compris mortier de pose :	
grès cérame épaisseur 9 mm :	600 N/m ²
dallage céramique ou pierre dure épaisseur 15 mm :	1 000 N/m ²
– Parquets de 23 mm y compris lambourdes :	250 N/m ²
– Sols minces textiles ou plastiques :	80 N/m ²

2.5. TOITURES (Poids surfacique en N/m²)

– Support de couverture :		– Éléments auto-portants :	
liteaux sapin	30	plaques fibres-ciment	170
voligeage sapin	100	– Sous-toitures :	
chevrons sapin (60 × 80)	70	plaque de plâtre	90
– Couvertures métalliques avec voligeage :		panneau de contreplaqué traité, par centimètre d'épaisseur	50
zinc ou acier inox	250	– Terrasses :	
aluminium	170	étanchéité multicouche	120
– Couvertures en ardoises (lattis et voligeage compris)	300	asphalte coulé sablé	500
– Couverture en tuiles (liteaux compris)	500 à 750	gravillon pour protection d'étanchéité par centimètre d'épaisseur	200

2.6. CLOISONS DE DISTRIBUTION (NF P 06-001)

Cloisons légères, non porteuses, de masse < 2 500 N/m

- Cas des bâtiments à refends transversaux porteurs rapprochés (cloisons non parallèles aux refends) charge permanente : 500 N/m²
- Autres cas : 1 000 N/m²

Remarque : elles sont prises en compte comme une charge permanente uniformément répartie.

3. BASES DE CALCUL DES CHARGES D'EXPLOITATION (Extraits de la norme NF P 06-001)

Nature et destination du local	Charge d'exploitation en N/m ²
Bâtiments à usage d'habitation	
Logement y compris combles aménageables	1 500
Balcons	3 500
Escaliers (marches isolées exclues)	2 500
Greniers proprement dits	2 500
Bâtiments de Bureaux	
Bureaux proprement dits	2 500
Circulations et escaliers	2 500
Halls de réception	2 500
Halls à guichet	4 000
Bâtiments scolaires et universitaires	
Salles de classe, dortoirs, sanitaires collectifs	2 500
Ateliers, laboratoires (matériel lourd exclu)	2 500
Circulation, escaliers	4 000
Bibliothèques, Salles de réunion	4 000
Cuisines collectives	5 000
Bâtiments hospitaliers et dispensaires	
Chambres	1 500
Circulation interne	2 500
Locaux médicotechniques (salles de travail et salles d'opérations)	3 500

Cas des terrasses (voir D.T.U. n° 43)

Terrasses non accessibles	1 000 N/m ² .
Terrasses accessibles privées	1 500 N/m ² .
Terrasses accessibles au public	5 000 N/m ² .

Remarque : Prévoir une charge d'entretien $\geq 1 000$ N/m² (NF P 06-001) affectant un rectangle de 10 m² pour installation, équipement et personnel d'exploitation.

Cas des marches préfabriquées indépendantes en porte à faux

Chacune doit résister à :

- une charge concentrée $Q = 5 500$ N si la portée est inférieure ou égale à 1,10 m;
- une charge $Q = 10 000$ N/m, répartis, si la portée est supérieure à 1,10 m et l'escalier non accessible au public
- une charge $Q = 15 000$ N/m, répartie, si la partie est supérieure à 1,10 m et l'escalier accessible au public.

Cas envisagés pour les planchers

Charge concentrée sur un carré de 10 cm \times 10 cm, de même valeur que la charge d'exploitation répartie sur 1 m².

Autres charges concentrées à vérifier :

- tous locaux, 2 000 N sur diamètre 25 mm (pied de meuble),
- garages, 8 000 N sur carré 10 cm \times 10 cm (cric).

4. DÉGRESSION DES CHARGES D'EXPLOITATION EN FONCTION DU NOMBRE D'ÉTAGES (NF P 06-001)

Condition : Bâtiments d'habitation à étages ($n > 5$ en général).

Principe de calcul : L'occupation des locaux est indépendante d'un niveau à l'autre.

Utilisation : Calcul des éléments porteurs de la structure : fondations, murs, poteaux, etc.

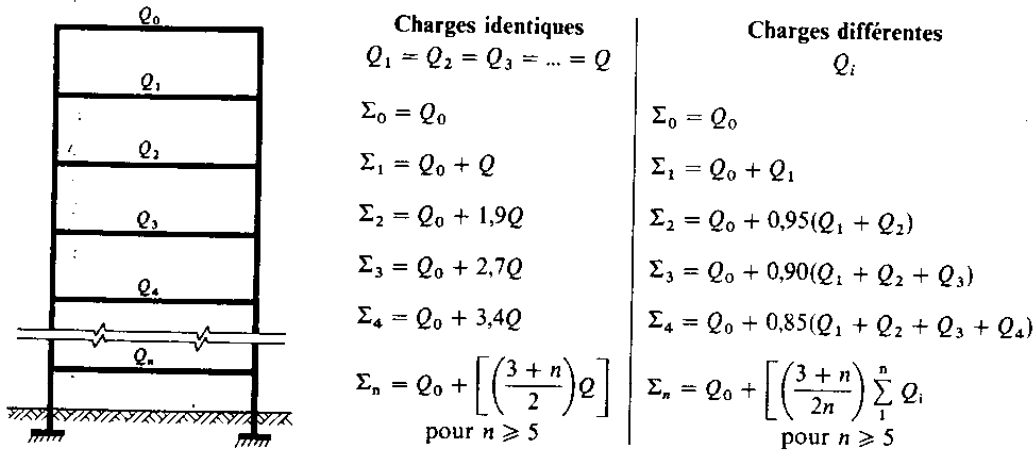


Fig. 2 Schéma de principe.
Structure d'un bâtiment.

- Q_0 : valeur de référence de la charge d'exploitation pour le toit ou la terrasse
- Q_i : valeur de la charge d'exploitation pour le plancher de l'étage i la numérotation étant effectuée du haut vers le bas.

Exemples d'application

1^{er} exemple

Charges identiques en étages

$$Q_0 = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

Nombre d'étages : 7

$$\Sigma_0 = 1000$$

$$\Sigma_1 = 1000 + 1500$$

.....

$$\Sigma_5 = 1000 + 4 \times 1500$$

$$\Sigma_7 = 1000 + 5 \times 1500$$

2^e exemple

Charges différentes en étages

$$Q_0 = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$Q_1 = 1500 \text{ N/m}^2$$

$$Q_2 = 1700 \text{ N/m}^2$$

$$Q_3 = 2000 \text{ N/m}^2$$

$$Q_4 = 2300 \text{ N/m}^2$$

$$Q_5 = 2500 \text{ N/m}^2$$

$$Q_6 = 3000 \text{ N/m}^2$$

$$Q_7 = 3500 \text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_0 = 1000$$

$$\Sigma_2 = 1000 + 0,95(1500 + 1700)$$

$$\Sigma_5 = 1000 + 0,80(1500 + \dots + 2500)$$

$$\Sigma_7 = 1000 + 0,714(1500 + \dots + 3500)$$

B- Connaître le règlement et les méthodes de calculs du béton armé

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES BETONS ET ACIERS

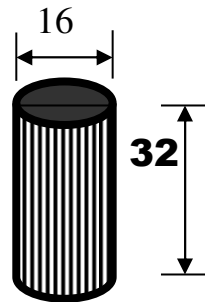
I. Les bétons :

a) Résistance caractéristique à la compression à j jours :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. ($f_c 28$)

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($\varnothing = 16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32$ cm)

Ex : $f_{c28} = 30$ MPa



**Eprouvette cylindrique en
béton**

b) Résistance caractéristique à la traction à j jours :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Ex : $f_{c28} = 30$ MPa

(f_{tj} et f_{cj} exprimées en MPa)

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (30) = 2.4$ Mpa

Résistances caractéristiques habituelles des bétons.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	conditions courantes de fabrication		Auto-contrôle surveillé	
		dosage en kg/m ³ pour classes		Dosage en kg/m ³ pour classes	
		45 et 45 R	55 et 55 R	45 et 45 R	55 et 55 R
16	1.56	300			
20	1.8	350	325	325	300
25	2.1	*	375	400	350
30	2.4		*	*	*

* Cas à justifier par une étude appropriée.

II. Les aciers :

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression. Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence)
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone.
- Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E)
Ex : Fe E235
Fe : acier (et non fer)
E : limite élastique (fe)
235 : 235 MPa

On distingue :

- **Ronds lisses de nuances :**

- Fe E215 limite élastique $f_e = 215$ MPa
 - Fe E235 limite élastique $f_e = 235$ MPa

- **Les barres à haute adhérence, de nuances :**

- Fe E400 limite élastique $f_e = 400$ MPa
 - Fe E500 limite élastique $f_e = 500$ MPa

- **Treillis soudés :** formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m dans les diamètres dits nominaux suivants :

5 – 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40 – 50 (en mm)

Aciers en barres :

Types d'aciers ($E_s = 200\,000$ MPa)

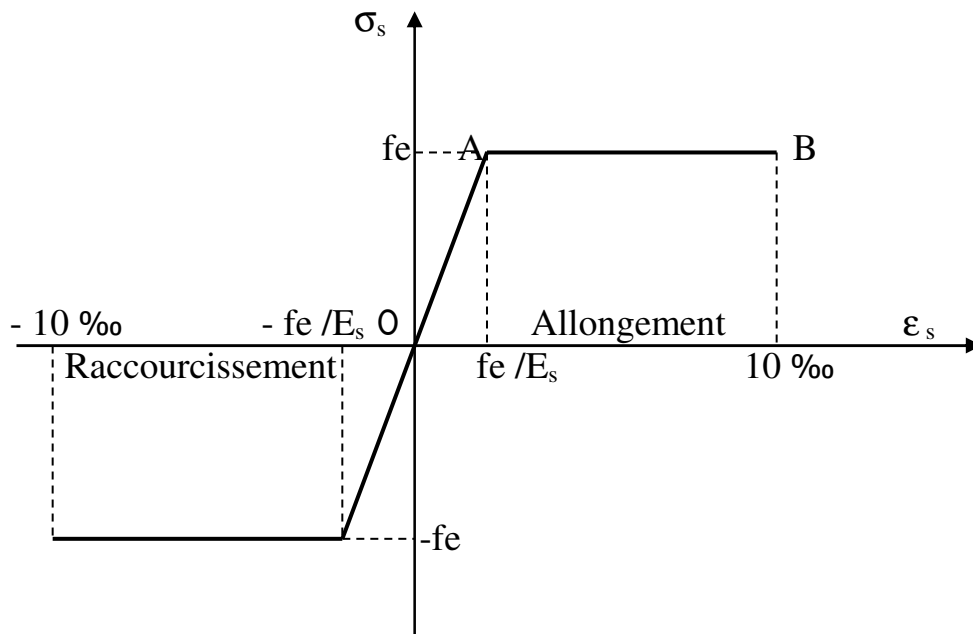
caractéristiques	Doux et lisses, symbole \emptyset (NF A 35- 015)		A haute adhérence, symbole HA (NF A 35 – 016)	
	fe E215	fe E235	fe E400	fe E 500
Dénomination	fe E215	fe E235	fe E400	fe E 500
Limite élastique en MPa	$f_e = 215$	$f_e = 235$	$f_e = 400$	$f_e = 500$
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R \geq 330$	$\sigma_R \leq 410$	$\sigma_R \geq 480$	$\sigma_R \leq 550$
Allongement à la rupture	22%		14%	12%
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1		1.5	
Coefficient de fissuration, symbole η	1		1.6	
Diamètres courants en mm	6 – 8 – 10 – 12		6– 8– 10– 12– 14– 16– 20– 25– 32– 40	

Treillis soudés :

Types de treillis (NF A 35-022)		
caractéristiques	Lisses, symbole T.S.L	A haute adhérence, symbole T.S.H.A
Limite élastique en MPa	$f_e = 500$ (tous diamètres)	$f_e = 500$ (tous diamètres)
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R = 550$	$\sigma_R = 550$
Allongement à la rupture	8%	8%
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1	1.5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1.3 pour $\varnothing < 6$ mm 1.6 pour $\varnothing \geq 6$ mm
Diamètres courants en mm	3.5 mm à 9 mm avec un pas de 0.5 mm	- 3.5 à 12 mm avec un pas de 0.5 mm - 14 à 16 mm sur commande

-Caractères mécaniques :

- Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites, est la limite d'élasticité (f_e) .
- Le module d'élasticité longitudinale
 $E_s = 200\ 000$ MPa.
- Diagramme déformations – contraintes.



❖ Cas de traction :

- ✓ Droite OA (domaine élastique)
 $\epsilon_s = f_e / E_s$
- ✓ AB d'ordonnée $\sigma_s = f_e$ (domaine plastique)
- ✓ B correspond à un allongement
 $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$



Cas de la compression :

Diag symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

DEFORMATIONS ET CONTRAINTES DE CALCUL

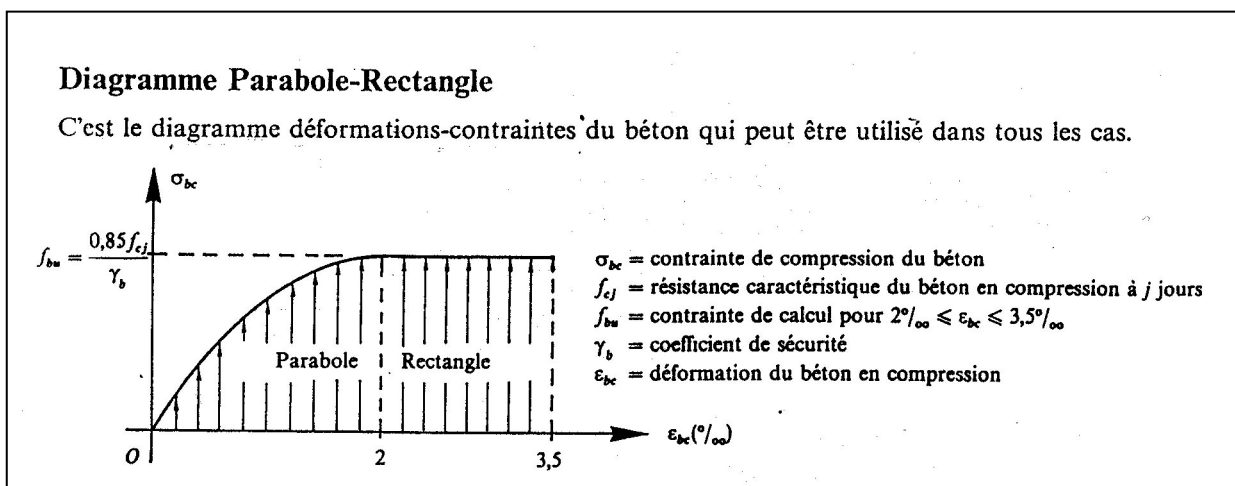
I. Etat limite de résistance :

1) Hypothèse de calcul :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton-acier par adhérence mutuelle.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement du béton est limité 3,5‰ en flexion simple et à 2‰ en compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

2) Diagrammes déformations - contraintes du béton :

Pour le béton, le règlement considère pour l'état limite ultime le diagramme de calcul appelé diagramme « parabole-rectangle » et, dans certain cas, par mesure de simplification, un diag rectangulaire.



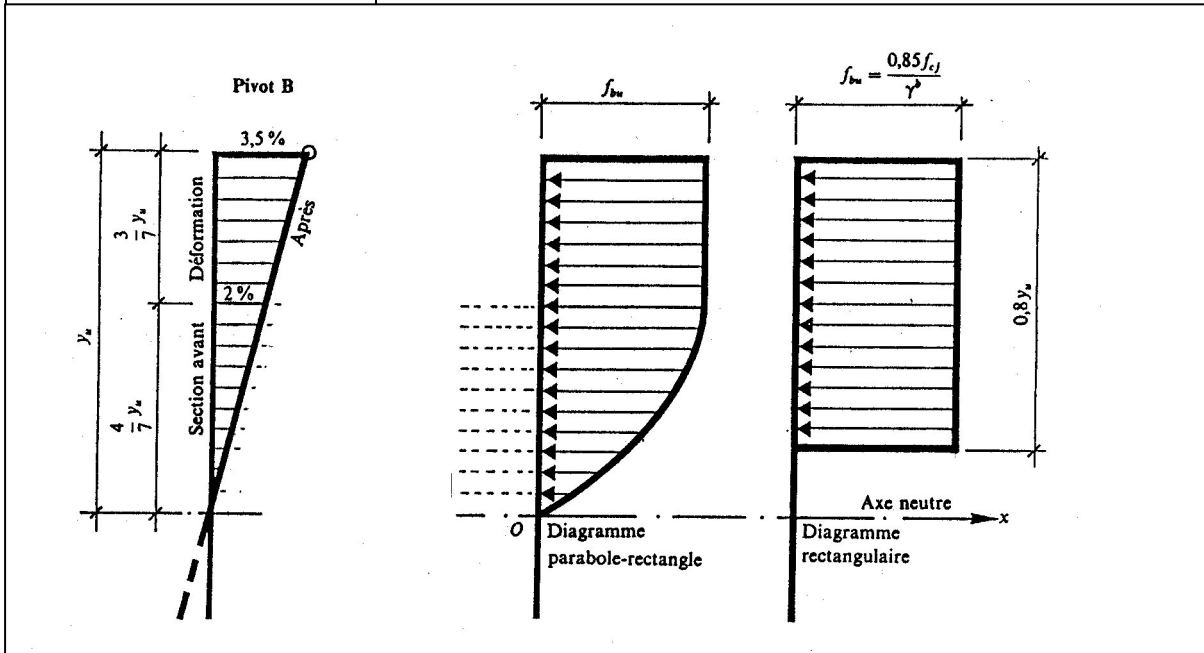


Diagramme rectangulaire.	
Distance à partir de l'axe neutre	Contrainte de calcul
$0 \leq y \leq 0.20 y_u$	Contrainte nulle
$0.20 y_u \leq y \leq y_u$	$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ valeur constante pour $\epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$

Contraintes de calcul du béton :

- Pour les sections dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section rectangulaire ou en **T**)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- f_{bc} : contrainte de calcul .
- f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours
- γ_b : coefficient de sécurité
- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ en général} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ dans le cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$
- θ : Coefficient d'application d'actions.

θ	Durée d'application
1	>24h
0.9	$1 \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$
0.85	si durée < 1h

- Pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section circulaire)

$$f_{bc} = \frac{0.8 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

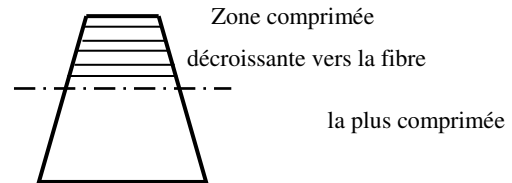


Tableau des contraintes de calcul :

- Les contraintes de calcul du béton sont données ci-dessous en fonction des résistances caractéristiques du béton à 28 jours d'âge (ex : section rectangulaire ou en **T**).

Résistances caractéristiques du béton		Contraintes De calcul
En compression f_{c28} (MPa)	En traction f_{t28} (MPa)	En compression f_{bc} (MPa) avec $\theta = 1$
16	1.56	9.07
18	1.68	10.20
20	1.80	11.33
22	1.92	12.47
25	2.10	14.17
27	2.22	15.30
30	2.40	17.00
35	2.70	19.83
40	3.00	22.67
45	3.3	25.50
50	3.6	28.33
55	3.9	31.17
60	4.2	34.00

3) Diagramme déformations - contraintes de l'acier :

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme conventionnel par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $1/\gamma_s$. tous ces diagrammes ont la même pente à l'origine .

$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

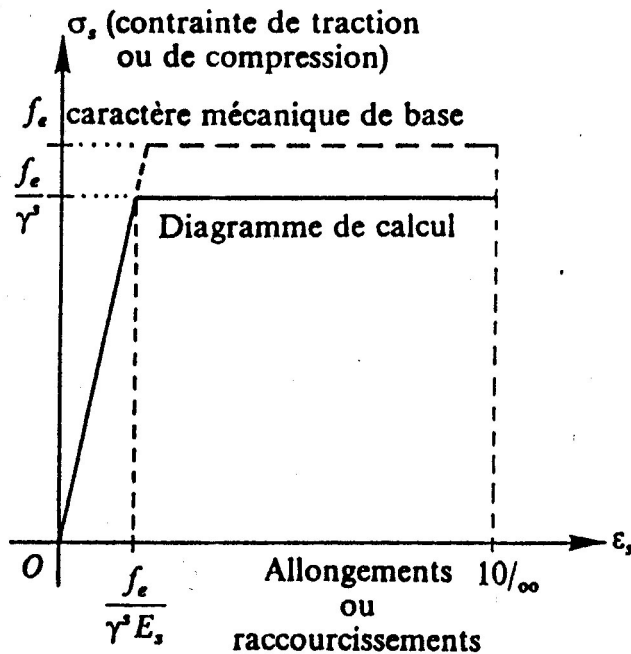
Contrainte de calcul :

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

γ_s : coefficient de sécurité

Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_s	1.15	1.00



II. Etat limite de service :

1) Hypothèse de calcul :

Sous l'effet des sollicitations :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, appelé : « coefficient d'équivalence » a pour valeur :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

2) Etat limite de compression du béton à l' E.L.S :

La contrainte de compression du béton σ_{bc} est limitée à :

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

Résistance caracté – ristique f_{c28} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	10.8	12	13.2	15	16.2	18	21	24	27	30	33	36

3) Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené en outre à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion et la déformation de la pièce.

On distinguera ainsi trois catégories d'ouvrages :

- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est peu nuisible** ou (peu préjudiciable) ce qui peut correspondre aux locaux clos et couverts non soumis à des condensations.
- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.
- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle qu'embruns et

brouillards salins, gaz ou sols corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60 cm).
 (*) 3 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
 (**) 5 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*

C- Savoir faire l'étude de béton armé des différentes structures

CALCUL DES POTEAUX

En compression simple

Les règles B.A.E.L n'imposent aucune condition à l'état limite de service pour les pièces soumises en compression centrée .Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de l'état limite ultime.

I – Evaluation des sollicitations :

Le calcul de la sollicitation normale s'obtient par l'application de la combinaison d'actions de base suivante :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

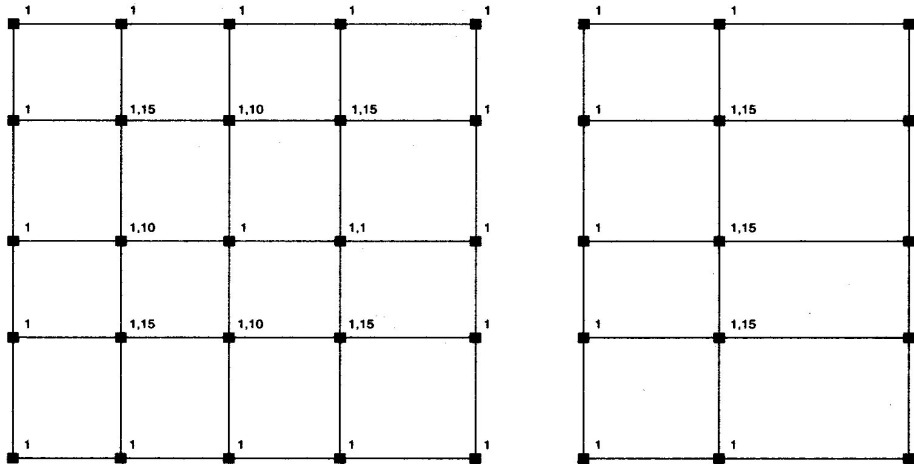
Avec: G: charge permanente.

Q: charge variable.

Dans les bâtiments comportant des travées solidaires, il convient de majorer les charges comme suit :

Si le bâtiment comporte des portiques suivant les deux directions, les majorations sont

- de 15 % si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive,
- de 10 % si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive.



II – Calcul de l'armature longitudinale :

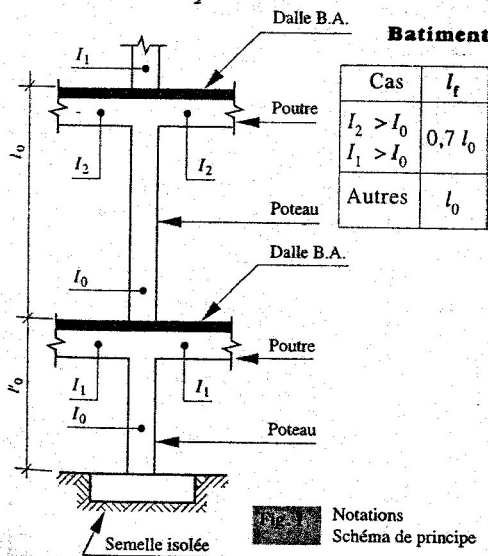
Section du poteau imposée

1. Vérifier la condition du non flambement :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

avec l_f : longueur de flambement
 i : rayon de giration minimum

Longueur de flambement



Cas	l_f
$I_2 > I_0$ $I_1 > I_0$	$0,7 l_0$
Autres	l_0

- Hauteur de plancher à plancher : l_0
- Longueur de flambement : l_f
- Moment quadratique : I_{min}
- Section de béton : B
- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$
- Élançement : $\lambda = l_f / i$

Cas général

Longueur de flambement l_f suivant liaisons						Légende
						(a)
						(b)
						(c)
$2 l_0$	l_0	l_0	$0,707 l_0$	$0,707 l_0$	$l_0/2$	l_f

(a) encastrement, (b) articulation, (c) encastrement et déplacement possible par translation.

Longueur de flambement en fonction des liaisons d'extrémités

Section type	B	I_{min}	i	λ
	ab	$\frac{ba^3}{12}$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$
	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{D}{4}$	$4 \frac{l_f}{D}$

2. Calculer la section d'acier minimale

$$A_{min} \geq \max (4u ; 0.2B/100)$$

Avec u : périmètre du poteau en m
 B : section du poteau en cm^2
 $4cm^2 / m$ de périmètre

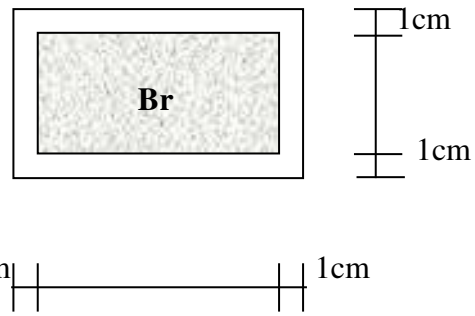
3. Calculer la section d'acier en fonction de l'effort normal Nu

La section du béton et la section d'acier doivent pouvoir équilibrer l'effort normal ultime Nu.

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_{th} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

N_u : Effort normal ultime en MN
 B_r : section réduite de béton en m^2
 α : Coefficient de flambage
 A_{th} : section d'acier en m^2
 f_{c28} et f_e : en MPa



Valeurs du coefficient de flambage

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 (\lambda/35)^2}$$

$$\text{Si } 50 < \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 (50/\lambda)^2$$

De plus :

- Si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours $\Rightarrow \alpha = \alpha$
- Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours $\Rightarrow \alpha = \alpha / 1.10$
- Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge $j < 28$ jours $\Rightarrow \alpha = \alpha / 1.20$ et on remplace f_{c28} par f_{cj}

4. Calculer la section d'acier maximale

$$A_{max} \leq 5.B/100$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} B : \text{section de béton en cm}^2 \\ A : \text{section d'acier en cm}^2 \end{array} \right.$

5. Vérifier que :

La section d'acier finale : $A_{sc} = \max (A_{th} ; A_{min})$

Et que : $0.2B/100 \leq A_{sc} \leq A_{max}$

III - Armatures transversales :

Le rôle principal des armatures transversales est d'empêcher le flambage des aciers longitudinaux.

- ✓ Leur diamètre est tel que :
 $\phi_t \geq \phi_{l \max} / 3$
- ✓ Valeurs de leur espacement
 $t \leq \min(40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\phi_{l \min})$
- ✓ Nombre de cours d'acier transversaux à disposer sur la longueur de recouvrement doit être au minimum 3

IV - Prédimensionnement de la section de béton

1. Se fixer un élancement $\lambda \leq 35$
2. Déterminer le coefficient de flambage ($\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$)
3. Calculer la section réduite de béton avec $A_{th} = 0$ à partir de la relation qui permet de calculer l'effort normal.

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_{th} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On tire :

$$B_r \geq 0.9 \gamma_b Nu / \alpha f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r \text{ en m}^2 \\ Nu \text{ en MN} \\ f_{c28} \text{ en MPa} \end{array} \right.$$

Avec $\alpha = 0.708$ et $\gamma_b = 1.5$ on a : **$B_r = 1.907 Nu / \alpha f_{c28}$**

4. Calculer les dimensions du poteau.

- Si la section est carrée : $2\sqrt{3} l_f / \lambda \leq a \leq 0.02 + \sqrt{B_r}$

- Si la section est rectangulaire :

$$a \geq 2\sqrt{3} l_f / \lambda$$

$$b \leq \underline{B_r} + 0.02 \quad \text{si } b < a \Rightarrow b = a \text{ (poteau carré)}$$

(a – 0.02)

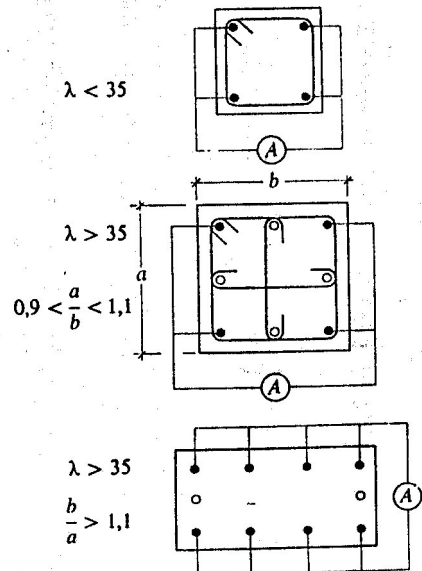
Br en m²

l_f en m

a et b en m

Prise en compte des armatures longitudinales

- Si $\lambda \leq 35$ toutes les barres longitudinales disposées dans la section sont prises en compte.
- Si $\lambda > 35$ Seules sont prises en compte les armatures qui augmentent la rigidité du poteau dans le plan de flambement.



POTEAUX
Compression centrée

Données :
Combinaison de base : $N_u = 1.35G + 1.5Q$
Longueur de flambement : l_f
Section du poteau : a, b ou d
Matériaux : f_{c28}, f_e

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$\lambda = 4 \frac{l_f}{D} \text{ (section circulaire)}$$

Non → flexion composée

Oui

$\lambda \leq 50$

Oui

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Non

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

type de section

$$B_r = \pi (d - 0.02)^2 / 4$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A(4u) = 4u \text{ (en cm}^2\text{)}$$

$$A(0.2\%) = 0.2B/100$$

$$A_{min} = \sup(A(4u); A(0.2\%))$$

$$A_{sc} = \sup(A_{th}; A_{min})$$

$$0.2B/100 \leq A_{sc} \leq 5B/100$$

Armatures transversales

$$\phi_t > \phi_{I_{max}} / 3$$

Espacement des cadres

$$t < \inf(15\phi_{I_{min}}; 40\text{cm}; a+10\text{cm})$$

CALCUL DES POTEAUX
en compression simple

EXERCICES

EXERCICE I

Soit à déterminer les armatures d'un poteau à section rectangulaire de 40x30 cm soumis à un effort normal centré $N_u=1800$ KN.

Ce poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples, sa longueur de flambement a pour valeur $l_f=3m$. Les armatures longitudinales sont en acier FeE400.

Le béton a pour résistance à la compression à 28j $f_{c28}=25$ Mpa.

La majorité des charges n'est appliquée qu'après 90 jours.

- déterminer la section des armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement.
- Faites le choix des aciers et le schéma de ferrailage de la section transversale.

SOLUTION

1. Armatures longitudinales

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{300}{30} = 34.64 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{34.6}{35}\right)^2} = 0.71$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{1.8}{0.71} - \frac{0.1064 \times 25}{1.35} \right] \frac{1.15}{400} = 1.623 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{th} = 16.23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T } 20 + 2 \text{ T } 16 \text{ (16.58 cm}^2\text{)}$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100)$$

$$4u = 4(0.4 + 0.3) \cdot 2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$0.2 B/100 = 0.2(40 \times 30)/100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.6 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_{sc} = 16.23 \text{ cm}^2$$

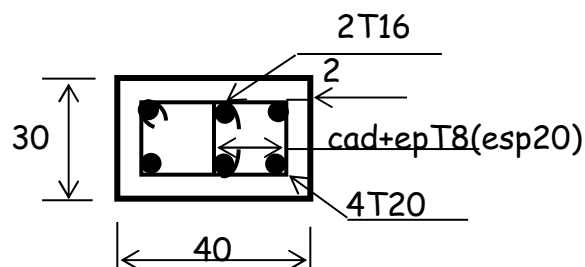
2. Armatures transversales

$$\varnothing_t > \varnothing_{l_{max}} / 3 = 20/3 = 6.66 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$t < \min \{ 0.4 ; a+0.1 ; 15 \varnothing_{l_{min}} \}$$

$$t < \min \{ 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \} \text{ on prend } t = 20 \text{ cm}$$

$$c > \varnothing_{l_{max}} = 20 \text{ mm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$$



EXERCICE II

Un poteau isolé de bâtiment industriel supporte un effort normal ultime de compression $N_u=1.8$ MN. Sa longueur libre est $l_0= 4.00$ m. Ce poteau est encastré en pied dans sa fondation et supposé articulé en tête.

Caractéristiques des matériaux :

Béton $f_{c28}=25$ Mpa

Acier FeE400

En supposant que l'élanement du poteau est voisin de $\lambda = 35$ et que la section du poteau est circulaire.

1. Déterminer les dimensions de la section.
2. Calculer le ferrailage complet du poteau et représenter la section transversale du poteau.

SOLUTION**1. Armatures longitudinales**

$$l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}} = 2.83\text{m}$$

$$\lambda = 4 l_f / D_1 \Rightarrow D_1 = 4 \times 2.83 / 35 = 0.32\text{m}$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(35/35)^2] = 0.708$$

$$Br \geq 0.9 \gamma_b N_u / \alpha \cdot f_{c28} \Rightarrow Br \geq 0.9 \times 1.5 \times 1.8 / 0.708 \times 25$$

$$Br \geq 0.137\text{m}^2 \Rightarrow D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot Br}{\pi}} + 0.02$$

$$D_2 = 0.437 = 0.44\text{m} \Rightarrow D = \min(D_1, D_2) = \min(0.32, 0.44)$$

Donc , on prend **D=35 cm**.

$$\text{Calculons } Br = \pi(D-0.02)^2/4 = 0.085\text{m}^2$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{1.8}{0.708} - \frac{0.085 \times 25}{1.35} \right] \cdot \frac{1.15}{400} = 2.784 \cdot 10^{-3}\text{m}^2$$

$$A_{th} = 27.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100)$$

$$4u = 4\pi \times 0.35 = 4.39 \text{ cm}^2 ; \quad 0.2 B/100 = 0.2(\pi \times 35^2/4)/100 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où} \quad A_{sc} = 27.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 9\text{H.A } 20 \quad (28.27\text{cm}^2)$$

2. Armatures transversales

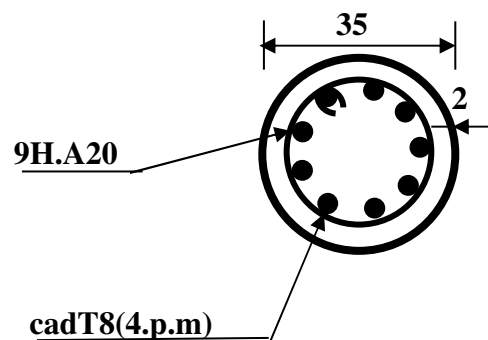
$\varnothing_t \geq \varnothing_{lmax} / 3 = 20/3 = 6.66 \text{ mm}$ on prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

$t < \min \{ 0.4 ; a+0.1 ; 15 \varnothing_{lmin} \}$

$t < \min \{ 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \}$

on prend $t = 25 \text{ cm}$

$c \geq \varnothing_{lmax} = 20 \text{ mm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$

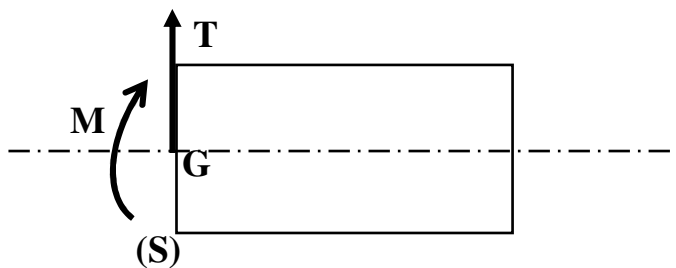


FLEXION SIMPLE [E.L.U]

I – GENERALITES

Une poutre à plan moyen est sollicitée en **FLEXION PLANE SIMPLE** lorsque l'ensemble des forces ou couples appliqués à gauche d'une section droite est réductible, au centre de gravité G de (S) à :

- Un couple de moment M (moment fléchissant)
- Une force T située dans le plan de S (effort tranchant)



Les moments fléchissants sont donnés en valeur algébrique; dans les calculs, nous ne considérons que la valeur absolue sachant que :

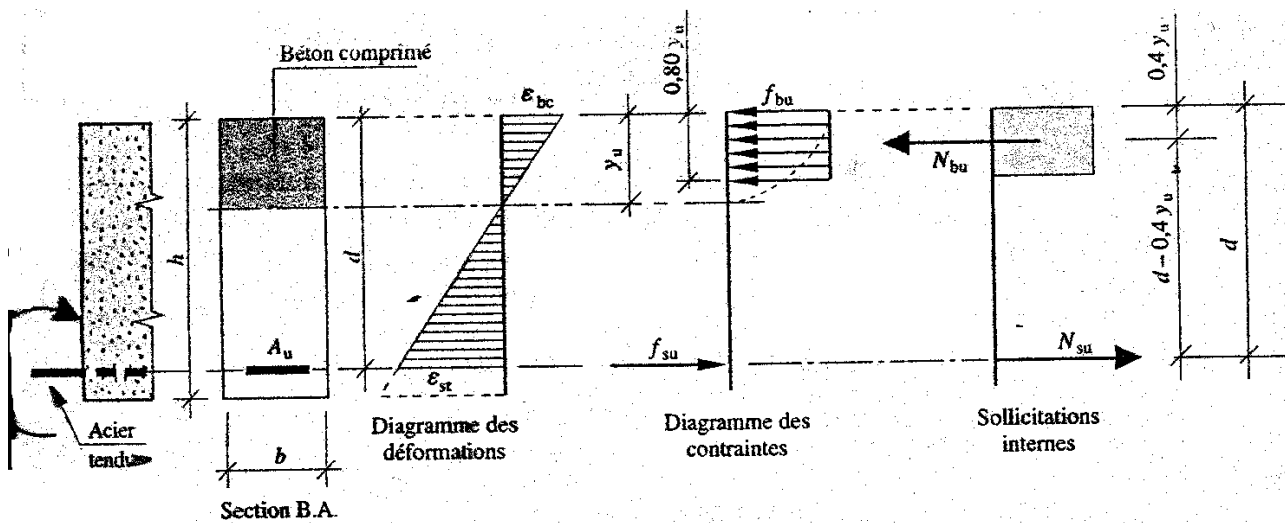
- $M > 0$ compression en haut, traction en bas.
- $M < 0$ compression en bas, traction en haut.

Les formules et méthodes de calcul des moments fléchissants et efforts tranchants sont enseignées dans le cours de résistance des matériaux.

II – SECTION RECTANGULAIRE SANS ACIERS COMPRIMES

Considérons la section rectangulaire représentée sur la figure, cette section est soumise à un moment ultime de flexion simple M_u ($M_u > 0$).

Sous l'effet du moment M_u correspond un diagramme des déformations et un diagramme des contraintes.



1. Moment ultime réduit μ_u

Nous appellerons moment ultime réduit μ_u la quantité suivante :

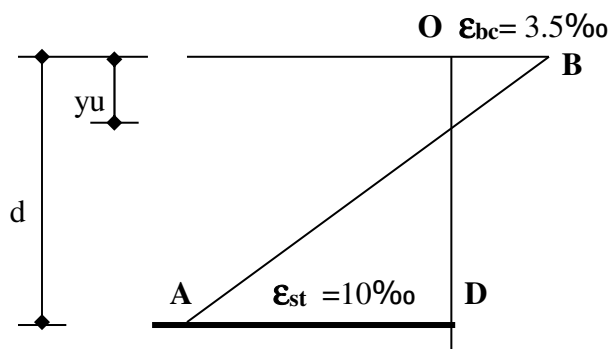
$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Le diagramme idéal pour une poutre en flexion est celui pour lequel les limites mécaniques des matériaux sont atteintes.

- Raccourcissement unitaire maximum de béton de 3.5‰
- Allongement unitaire maximum de l'acier de 10‰

OD l'image de la section avant déformation

AB l'image de la section après déformation



Dans cette situation idéale : les déformations des matériaux étant connues, les paramètres α et μ_u sont connus :

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{st}} = \frac{3.5}{13.5} = \frac{y_u}{d} = \alpha_u = 0.259$$

$$\alpha_u = 0.259$$

$$\mu_u \text{ est aussi égal à : } \mu_u = 0.8 \alpha_u (1 - 0.4 \alpha_u)$$

En remplaçant α_u par sa valeur :

$$\mu_u = 0.8 \alpha_u (1 - 0.4 \alpha_u) = 0.186$$

$$\mu_u = 0.186$$

μ_u s'exprime également par une équation du second degré en α , qui une fois résolue nous donne :

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

2. Vérification de la valeur du moment ultime réduit μ_u

Selon la valeur du moment ultime réduit μ_u , la section sera armée soit uniquement par des armatures tendues, soit par des armatures tendues et comprimées.

On a donc 3 cas qui se présentent :

a) 1^{er} cas

$$\mu_u \leq 0.186 \quad (\text{section armée par des armatures tendues})$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

- Calculer α : $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$
- Calculer Z : $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$
- Calculer A_s :

$$A_s = \frac{M_u \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}$$

$$\begin{aligned} A_s &\text{ en m}^2 \\ M_u &\text{ en MN.m} \\ Z &\text{ en m} \\ f_e &\text{ en Mpa} \end{aligned}$$

- Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

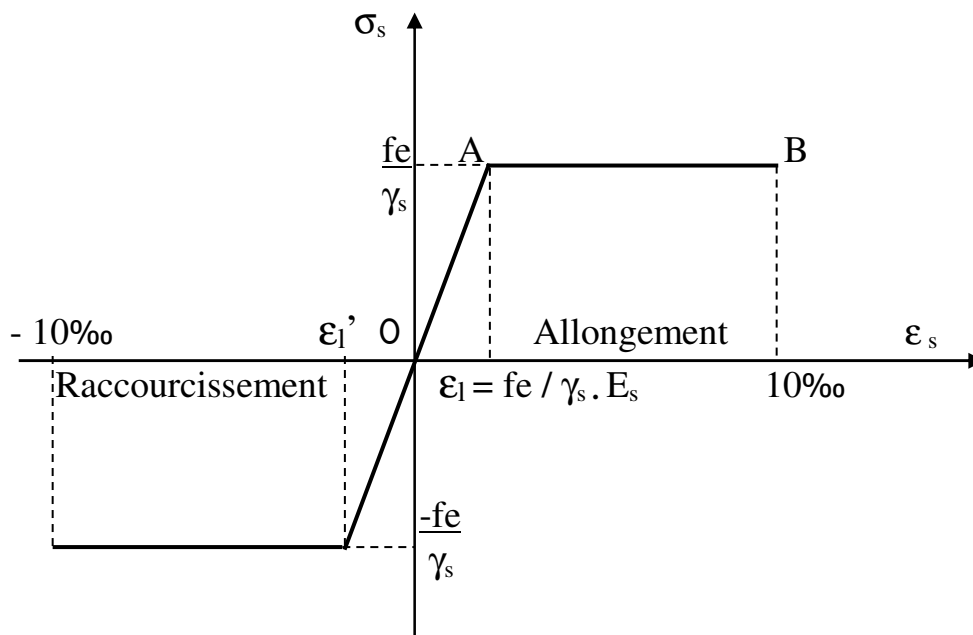
b) 2^{ème} cas

$$0.186 < \mu_u \leq \mu_l \quad (\text{section armée par des armatures tendues})$$

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\epsilon_l \leq \epsilon_{st} < 10\text{‰}$$

Au point de vue économique ϵ_{st} ne doit pas être inférieur à une certaine valeur limite que nous désignerons par ϵ_l



A cette valeur ϵ_l correspond des valeurs limites α_l et μ_l

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{sl}}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

Exemple 1 : calculons les valeurs de ϵ_l , α_l , μ_l pour l'acier FeE400 type1, 3, 4

$$1000 \varepsilon_l = f_e / 200 \gamma_s = 400 / 200 \times 1.15 = 1.739$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392$$

Exemple 2 : Acier écroui FeE400 de type 2

$$\varepsilon_{st} = \sigma_s / E_s + 0.823 (1.15 \sigma_s / f_e - 0.7)^5$$

$$\varepsilon_l = 3.8 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{st}} = 0.48$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.31$$

$$\mu_l = 0.31$$

Il faut remarquer, que les grandeurs ε_l , μ_l , α_l seront définies entièrement par le type et la nuance d'acier choisi.

Donc si $\mu_u \leq \mu_l$ **la section sera armée uniquement par des armatures tendues** et la section d'aciers sera déterminée comme précédemment.

- Calculer α : $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$
- Calculer Z : $Z = d(1 - 0.4\alpha)$
- Calculer A_s :

$$A_s = \frac{M_u \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}$$

- Vérifier la condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} b.d$$

c) 3^{ème} cas

$\mu_u > \mu_l$ (la section sera armée par des armatures comprimées.)

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\epsilon_{st} = \epsilon_l$$

II – SECTION RECTANGULAIRE AVEC ACIERS COMPRIMES

Lorsqu'une section rectangulaire, dont les dimensions sont imposées est soumise à un moment M_u , supérieur à celui que peut équilibrer la section ne comportant que des armatures tendues, la partie comprimée de cette section sera renforcée en y disposant des armatures qui seront évidemment comprimées.

$\mu_u > \mu_l$ (Armatures doubles)

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\epsilon_{st} = \epsilon_l$$

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

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

$$\epsilon_{sc} = (3.5 \cdot 10^{-3} + \epsilon_l) \left(\frac{d - d'}{d} \right) - \epsilon_l$$

1. Moment résistant du béton

Le moment résistant du béton, est le moment ultime qui peut équilibrer la section sans lui adjoindre des armatures comprimées.

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

2. Moment résiduel

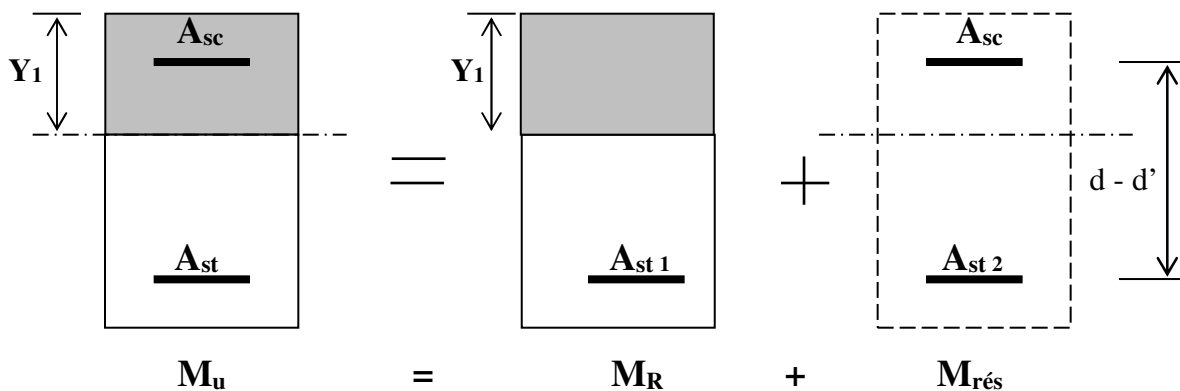
Le moment résiduel, est la différence entre le moment ultime sollicitant la section et le moment résistant du béton.

$$M_{rés} = M_u - M_R$$

Ce moment de flexion équilibré par les armatures comprimées doit être inférieur à 40% du moment total :

$$M_{rés} \leq 0.4 M_u$$

Si $M_{rés} > 0.4M_u$ (redimensionner la poutre)



Pour équilibrer MR

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

$$\sigma_{st} = f_e / 1.15$$

La section d'acier :

$$A_{St1} = \frac{M_R}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

Section d'acier tendu

Pour équilibrer $M_{rés}$

- Bras de levier du couple interne ($d - d'$)
- La contrainte de travail des armatures tendues $\sigma_{st} = f_e / 1.15$
- La contrainte de travail des armatures comprimées σ_{sc} est celle correspondant au raccourcissement unitaire ϵ_{sc}

$$A_{St} = \frac{M_{rés}}{(d - d') \cdot \sigma_{st}}$$

Section d'acier tendu

$$A_{SC} = \frac{M_{rés}}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

Section d'acier comprimé

La section totale d'acier tendu sera :

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

EFFORT TRANCHANT

JUSTIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

I. Sollicitation de calcul

La sollicitation d'effort tranchant V_u est toujours déterminée à l'état limite ultime (E.L.U).
La combinaison de base dans les cas courants pour calculer V_u est :

$$1.35G + 1.5Q$$

II. Contrainte tangentielle conventionnelle

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = V_u / b.d$$

V_u : effort tranchant en MN

τ_u : contrainte tangentielle en Mpa

b, d : en m

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- Armatures droites ($\alpha = \pi/2$)
 - fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$
 - fissuration préjudiciable } $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$
ou très préjudiciable }
- Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.27f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ Mpa} \right)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il convient de revoir les dimensions de la poutre et notamment sa largeur.

III. Dimension des armatures transversales

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_{l \min} ; b/10)$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \min}$: diamètre minimal des armatures longitudinales

h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

IV. Espacement maximum des cours d'armatures

$$S_{tmax} \leq \min \left(0.9d ; 0.40m ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b} \right)$$

A_t : section d'un cours d'armatures transversale en m²

f_e : en MPa

b, d : en m

V. Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b (\tau_u - 0.3f_{t28k})}$$

$$A_t = n A_i \begin{cases} A_i : \text{section d'une branche verticale en cm}^2 \\ n : \text{nombre de branches verticales} \\ A_t : \text{section totale d'un cours d'armatures transversales en m}^2 \end{cases}$$

f_e ; f_{c28} ; τ_u en MPa avec f_{t28} plafonnée à **3.3 MPa**.

b ; S_t en m.

$$\text{Avec } \begin{cases} k = 0 & \text{si } \begin{cases} - \text{ Reprise de bétonnage} \\ - \text{ fissuration très préjudiciable} \end{cases} \\ k = 1 & \text{si } \begin{cases} - \text{ cas de flexion simple} \\ - \text{ sans reprise de bétonnage} \\ - \text{ ou reprise avec indentation } \geq 5 \text{ mm} \end{cases} \end{cases}$$

VI. Répartition des armatures transversales

Deux cas peuvent se présenter :

1) $S_t > S_{tmax}$

- placer le 1^{er} cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à $S_{tmax}/2$.
- disposer les autres cours d'armature à une distance **constante** égale à S_{tmax} .

2) $S_t < S_{tmax}$

- placer le 1^{er} cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à $S_t/2$.
- effectuer la répartition des cours en appliquant la progression de **CAQUOT** définie par les valeurs :
7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 30 – 35 – 40 .
- Répéter chacune des valeurs de la progression autant de fois qu'il y a de mètres dans la demi portée.

N.B : Retenir toujours les valeurs minimales de S_t .

La répartition des cours d'armatures transversales s'effectue en partant des appuis vers le milieu de la poutre. L'espace restant entre les deux derniers cours doit être inférieur ou au plus égal à S_{tmax} .

Cet espace n'est généralement pas coté sur les plans.

FLEXION SIMPLE (E.L.S)

Les éléments de structure en béton armé, soumis à un moment de flexion simple sont généralement calculés à l'état limite de service dans les cas suivants :

- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

Les vérifications à effectuer concernant les états limites de service vis à vis de la durabilité de la structure conduit à s'assurer du non dépassement des contraintes limites de calcul à l'E.L.S :

- Compression du béton
- Traction des aciers suivant le cas de fissuration envisagé (état limite d'ouverture des fissures).

1. Contraintes de calcul (à l'E.L.S)

- **Contrainte de compression du béton limitée à :**

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

- **Contrainte de traction des aciers limitée suivant les cas de fissuration :**

- fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ftj})$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot ftj})$$

où η : coefficient de fissuration de l'acier utilisé

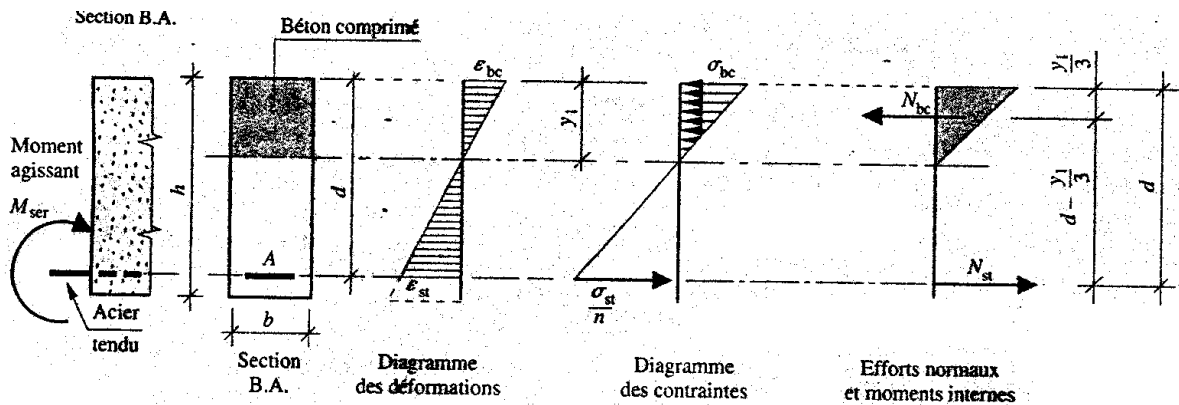
$\eta = 1$ pour aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour aciers haute adhérence ≥ 6 mm.

2. Détermination des armatures

a) Section rectangulaire sans armatures comprimées

On considère une section rectangulaire courante d'une poutre soumise à un moment de flexion simple .

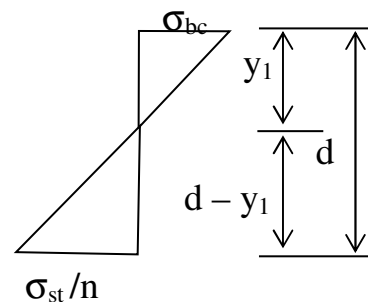


a.1) Moment résistant du béton : M_{rsb}

C'est le moment de service maximum que peut équilibrer une section sans lui adjoindre des armatures comprimées. Les matériaux ont alors atteint leurs contraintes admissibles.

$$\alpha = y_1 / d$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\frac{\sigma_{st}}{n}} = \frac{y_1}{d - y_1}$$



d'où

$$\alpha = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

Remarque : Lorsque l'E.L.S est atteint. Les contraintes sont alors égales à leurs valeurs admissibles.

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \overline{\sigma_{st}}$$

Dans ce cas nous pouvons calculer :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

- La position de la fibre neutre $y = \bar{\alpha} \cdot d$
- Le bras de levier $Z = d - y_1 / 3 = d (1 - \bar{\alpha} / 3)$

D' où $M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$

La comparaison de ce moment résistant avec le moment de service doit nous permettre de choisir entre un système **d'armature simple**, ou **d'armatures doubles**.

a.2) $M_{ser} \leq M_{rsb}$: armature simple

Dans ce cas nous pouvons nous fixer : $\alpha = \bar{\alpha}$
Nous obtenons des résultats approchés satisfaisants.

$$Z = d (1 - \bar{\alpha} / 3)$$

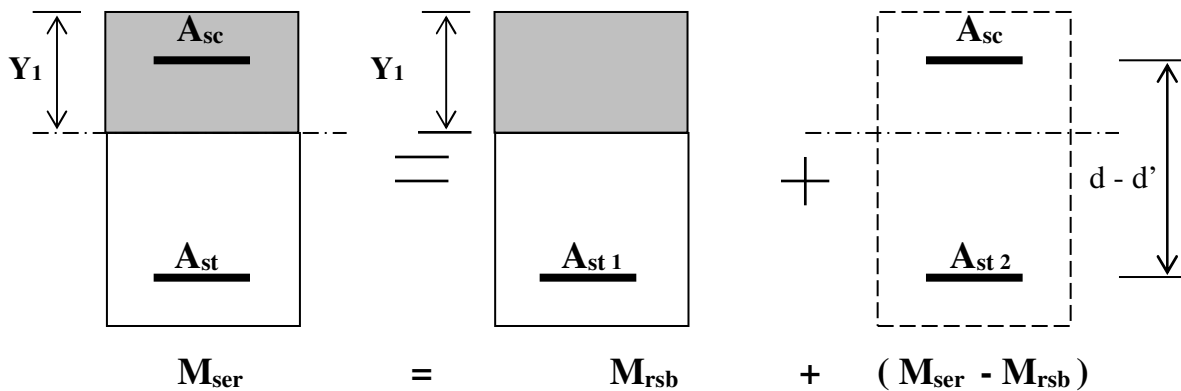
D' où $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$

N.B: S'assurer du respect de la condition de non fragilité :
 $A_{ser} \geq A_{min}$

b) Section rectangulaire avec armatures comprimées

b.1) $M_{ser} > M_{rsb}$: armature double

Dans ce cas nous déterminons une section d'acier tendu A_{st1} capable d'équilibrer le moment résistant du béton, puis une section d'acier tendu A_{st2} et une section d'acier comprimé A_{sc} capables d'équilibrer le complément de moment pour atteindre M_{ser} .



b.2) Section d'acier tendu

$$A_{st 1} = \frac{M_{rsb}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Nous connaissons :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad y_1 = \bar{\alpha} \cdot d$$

et

$$Z = d (1 - \bar{\alpha} / 3)$$

$A_{st 2}$ doit équilibrer un moment $(M_{ser} - M_{rsb})$ dans cette section le bras de levier est $(d - d')$

$$A_{st 2} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d') \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\text{d'où } A_{st} = \frac{1}{\bar{\sigma}_{st}} \left[\frac{M_{rsb}}{Z} + \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')} \right]$$

b.3) Section d'acier comprimé

A_{sc} doit équilibrer un moment ($M_{ser} - M_{rsb}$) le bras de levier est ($d - d'$)

$$\text{D'où } A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

σ_{sc} est la contrainte de travail de la section d'acier comprimé.
Elle dépend de la position des armatures dans la section.

$$\sigma_{sc} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc} (y_1 - d')}{y_1}$$

d' : enrobage supérieur

Avec $y_1 = \bar{\alpha} \cdot d$

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_u , b , d , d' , f_{c28} , f_e

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

$\mu_u < 0.186$

Non

Oui

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\epsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$\mu_u < \mu_l$ oui

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

Non

Armatures comprimées

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

$$\epsilon_{sc} = (3.5 \cdot 10^{-3} + \epsilon_l) \left[\frac{d - d'}{d} \right] - \epsilon_l$$

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

$$\sigma_{sc} = F(\epsilon_{sc})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}}$$

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

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

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

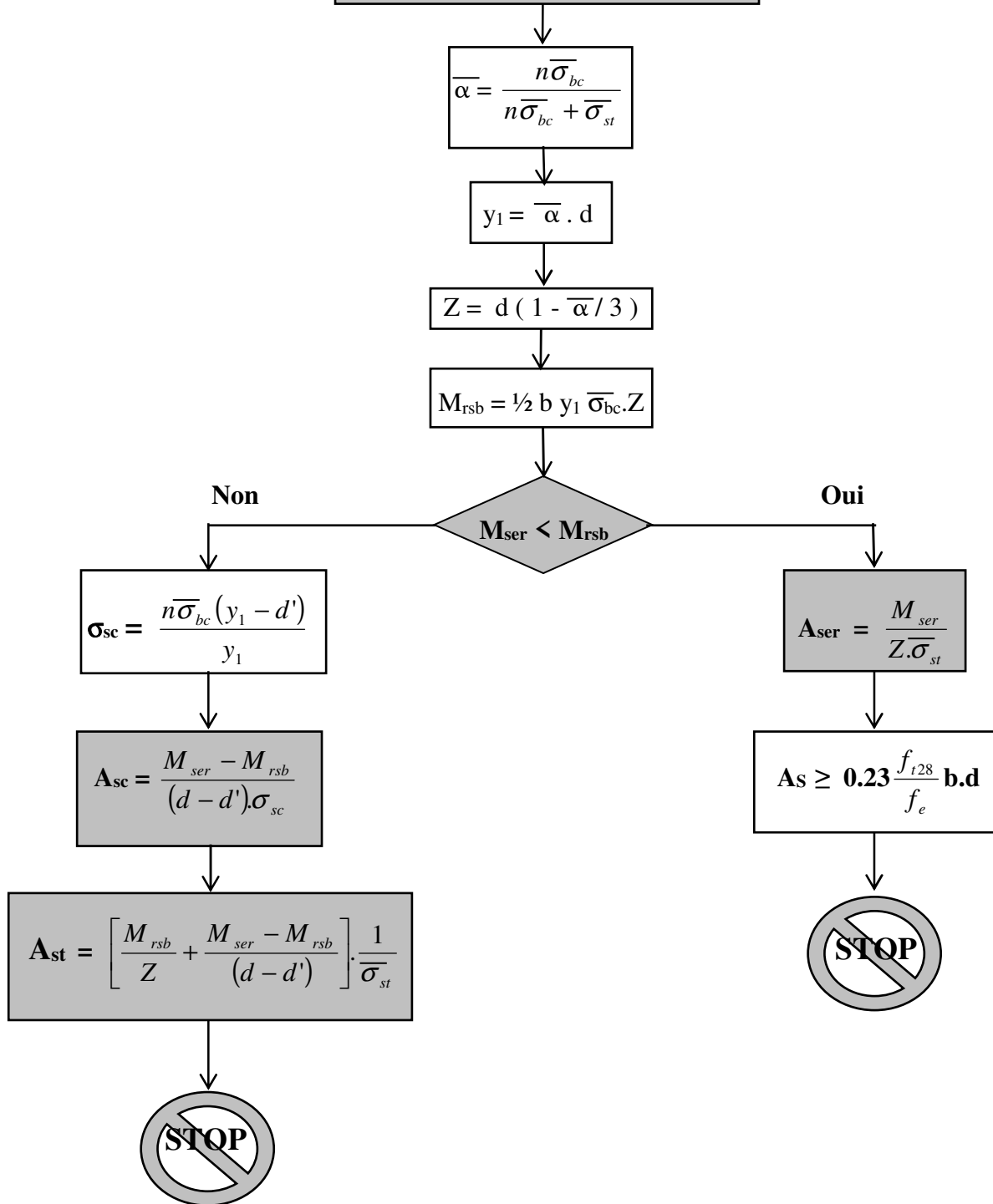
$$A_{st} = \left[\frac{M_R}{Z} + \frac{M_u - M_R}{(d - d')} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$



FLEXION SIMPLE (E.L.S)

SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_{ser} , b , d , d' , f_{c28} , f_e



EXERCICES

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

Exercice I :

Soit à déterminer les sections d'armatures à placer dans la section rectangulaire ci-contre réalisée en béton armé de résistance à la compression à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa, armée par des aciers HA feE500 et soumise successivement aux

0.193 ; 0.284 et 0.530 MNm.

Paramètres de calcul

$b=0.3m$; $h=0.6m$; $d=0.55m$; $d'=0.05m$
 $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$

$\mu_l = ?$

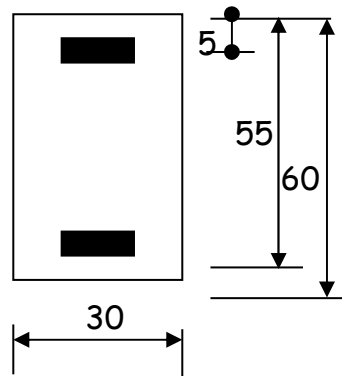
$$\epsilon_l = 500/200 \times 1.15 = 2.174$$

$$\alpha_l = 3.5 / (3.5 + 2.174) = 0.6168$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.6168 (1 - 0.4 \times 0.6168) = 0.371$$

$$\underline{\mu_l = 0.371}$$

$$\sigma_{sc} = f_e / 1.15 = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$$



SOLUTION

	N°1	N°2	N°3
$M_u(\text{MNm})$	0.193	0.284	0.530
$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$	0.150	0.220	0.411
Cas	$\mu < 0.186$ pivot A	$0.186 < \mu < \mu_l$ pivot B sans Asc	$\mu > \mu_l$ pivot B avec Asc
α	0.2	0.314	$\alpha_l = 0.617$
Z	0.506m	0.48	0.414
Ast	8.8 cm ²	13.58cm ²	28.94 cm ²
Asc			2.39 cm ²

FLEXION SIMPLE (E.L.S)**Exercice II**

Considérons une poutre de section 30x60 l'enrobage est de 5 cm. Elle est soumise à un moment $M_{ser} = 0.2 \text{ m.MN}$. Le béton a une résistance caractéristique $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$. L'acier a une limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$. La fissuration est préjudiciable. Calculer les armatures à l' E.L.S.

*** Contraintes admissibles**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf (2/3 f_e ; 110 \star \overline{\eta.ftj})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf (2/3(400); 110 \star \overline{1.6(1.8)})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf (266.67 ; 186.67)$$

d'où $\bar{\sigma}_{st} = 186.67 \text{ Mpa} \cong 187 \text{ Mpa}$

*** Moment résistant du béton**

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 12}{(15 \times 12) + 187} = 0.49$$

$$Z = d (1 - \bar{\alpha} / 3) = 0.55 (1 - 0.49/3) = 0.46 \text{ m}$$

$$\text{et } y_1 = \bar{\alpha} \cdot d = 0.49 \times 0.55 = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = \frac{1}{2} (0.3 \times 0.27 \times 12 \times 0.46) = 0.223 \text{ m.MN}$$

$$M_{ser} = 0.2 \text{ m.MN}$$

$$M_{ser} < M_{rsb} \Rightarrow \text{Armatures simples}$$

*** Section d'acier**

$$\bar{\alpha} = 0.49 \quad Z = 0.46 \text{ m}$$

$$\text{D'où } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.2}{0.46 \times 187} = 2.325 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = 23.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} > A_{min} \text{ donc c'est bon}$$

Exercice III

La section précédente est cette fois soumise à un moment de service

$$M_{\text{ser}} = 0.3 \text{ m.MN.}$$

Déterminer les armatures. On donne $d' = 5 \text{ cm}$.

*** Moment résistant du béton**

$$M_{\text{rsb}} = 0.223 \text{ m.MN} \quad \text{donc} \quad M_{\text{ser}} > M_{\text{rsb}} \Rightarrow \text{Armatures doubles}$$

*** Section d'acier comprimé**

$$\sigma_{\text{sc}} = \frac{\overline{\sigma}_{\text{bc}} (y_1 - d')}{y_1} = \frac{15 \times 12(0.27 - 0.05)}{0.27} = 146.67$$

$$\sigma_{\text{sc}} = 147 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad A_{\text{sc}} = \frac{M_{\text{ser}} - M_{\text{rsb}}}{(d - d') \cdot \sigma_{\text{sc}}} = \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.05) \cdot 147} = 1.05 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{\text{sc}} = 10.5 \text{ cm}^2$$

*** Section d'acier tendu**

$$A_{\text{st}} = \left(\frac{M_{\text{rsb}}}{Z} + \frac{M_{\text{ser}} - M_{\text{rsb}}}{(d - d')} \right) \frac{1}{\overline{\sigma}_{\text{st}}} = \left(\frac{0.223}{0.46} + \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.05)} \right) \frac{1}{187} = 34.15 \text{ cm}^2$$

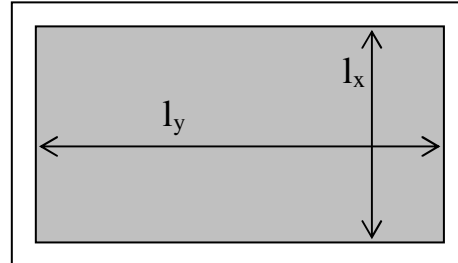
$$A_{\text{st}} = 34.15 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES DALLES

1. Calculer : $\rho = l_x / l_y$

- Si $\rho < 0.40 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens : le sens de l_x

- Si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte dans deux sens : le sens de l_x et de l_y



2. Déterminer l'épaisseur de la dalle

$$\frac{h}{l_x} \geq \begin{cases} 1/20 \text{ dalle sur appuis simples} \\ 1/30 \text{ dalle continue avec } \rho < 0.40 \\ 1/40 \text{ dalle continue avec } 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{cases}$$

A- dalle portant dans un seul sens : $\rho < 0.40$

3. Calculer les charges au m²

- Charges permanentes : G
- Charges d'exploitation : Q

4. Calculer les combinaisons d'actions

- à l'E.L.U $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.50Q$
- à l'E.L.S $\Rightarrow p_{ser} = G + Q$

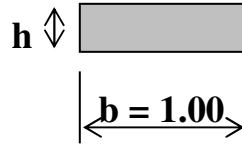
5. Calculer les sollicitations

- à l'E.L.U $\Rightarrow M_u = \frac{p_u l^2}{8}$; $V_u = \frac{p_u l}{2}$
- à l'E.L.S $\Rightarrow M_{ser} = \frac{p_{ser} l^2}{8}$

6. Calculer l'armature de la dalle

- a. évaluer d (hauteur utile) : $d = h - 3 \text{ à } 6 \text{ cm}$ (suivant l'enrobage)
- b. Calculer μ :

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



M_u en MN.m /m

B et d en m

f_{bu} en MPa

c. Calculer α :

$$\text{Si } \mu < 0.392 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

d. Calculer Z :

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

e. Calculer A_s

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}}$$

A_s : en m^2/m

M_u en MN.m /m

Z en m

F_{su} en MPa

f. Vérifier la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

g. Calculer la section des aciers de répartition

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} \quad \text{pour une dalle portant dans un seul sens}$$

h. Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal

$$\left. \begin{array}{l} A_s \geq \\ A_{sr} \geq \end{array} \right\} A_{s \min} = \frac{0.8}{1000} bd \quad \text{pour acier } f_e E400$$

i. Ecartement des barres

♣ Cas de fissuration peu nuisible

- Sens porteur

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

- Sens de répartition ou le moins porteur

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

♣ Cas de fissuration préjudiciable

$$S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens}$$

♣ Cas de fissuration très préjudiciable

$$S_t \leq \min (1.5h ; 20 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens}$$

B- dalle portant dans les deux sens : $0.4 \leq \rho \leq 1$

1°- 2°- 3°- 4° sont les mêmes que pour une dalle portant dans un seul sens

5. Calculer les sollicitations :

$$\text{- à l'E.L.U (v = 0) } \Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = \mu_x p_u l_x^2 \\ M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \end{cases}$$

$$\text{- à l'E.L.S (v = 0.20) } \Rightarrow \begin{cases} M_{ser x} = \mu_x p_{ser} l_x^2 \\ M_{ser y} = \mu_y \cdot M_{ser x} \end{cases}$$

N.B : μ_x et μ_y sont donnés dans un tableau en fonction de ρ et de v

6. Calculer l'armature de la dalle**a. Evaluer d :**

$$d = h - 3 \text{ à } 6 \text{ cm}$$

b. Calculer μ

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}}$$

c. Calculer α

$$\alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) \quad ; \quad \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y})$$

d. Calculer Z :

$$Z_x = d(1 - 0.4 \alpha_x) \quad ; \quad Z_y = d(1 - 0.4 \alpha_y)$$

e. Calculer A_s :

$$A_{sx} = \frac{M_{ux}}{Z f_{su}}$$

;

$$A_{sy} = \frac{M_{uy}}{Z f_{su}}$$

Armatures parallèles à x**armatures parallèles à y**

f. Vérifier la condition de non fragilité :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sx} \geq \\ A_{sy} \geq \end{array} \right\} 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

C- Calcul des aciers supérieurs (armatures de chapeaux)

1. Calculer le moment sur appui

$$M_u A_x = 0.15 M_{ux}$$

$$M_u A_y = 0.15 M_{uy}$$

2. Evaluer d :

$$d = h - 3 \text{ à } 6 \text{ cm}$$

3. Calculer μ

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

Calculer α

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

Calculer Z :

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

4. Calculer A_s :

$$A_s = \frac{M}{Z f_{su}}$$

Ou bien faire

$$\begin{array}{l} A_s f_x = 0.15 A_{sx} \\ A_s f_y = 0.15 A_{sy} \end{array}$$

CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à son taux de travail maximum.

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend essentiellement de la contrainte admissible sur le sol.

Tableau indicatif des contraintes admises par le sol

NATURE DU SOL	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (MPa)
Roches peu fissurées saines	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0.20 à 0.40
Argiles	0.10 à 0.30

1. Hypothèses de calcul

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

2. Dimensionnement d'une semelle sous un mur

- Seule la largeur est à déterminer, la longueur étant celle du mur à supporter.
- Les charges à l'état limite ultime de résistance et de service à la base du mur sont calculées par mètre linéaire de mur.
- La contrainte du sol est supposée uniformément répartie et doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{A} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{d'où} \quad A \geq Q_{\text{ser}} / \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} Q_{ser} : \text{charge de service en MN / ml} \\ A : \text{largeur de la semelle en m} \\ \bar{\sigma}_{sol} : \text{contrainte admissible du sol en Mpa} \end{array} \right.$

- La hauteur utile « **d** » doit vérifier la condition suivante :

$$d > \frac{A - a}{4}$$

- La hauteur **h** de la semelle est égale à :
h = d + 5 cm
- La section d'acier à disposer transversalement et à répartir par mètre de semelle est :

Aux ELU : $As / ml \geq \frac{Q_u(A-a)}{8 d f_e / \gamma_s}$

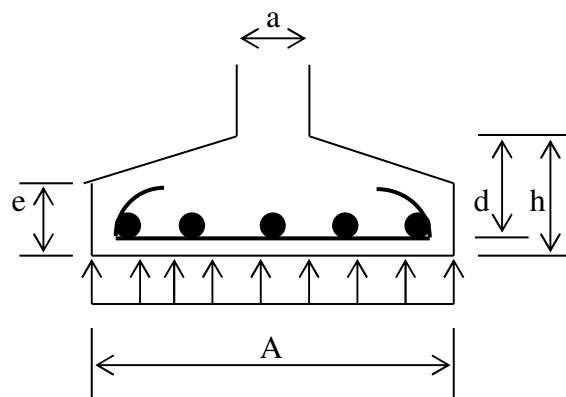
Aux ELS : $As / ml \geq \frac{Q_{ser}(A-a)}{8 d \bar{\sigma}_{st}}$

Q_u ou Q_{ser} en MN

A, a, d en m

$F_e, \bar{\sigma}_{st}$ (contrainte de traction de l'acier) en Mpa

A_s : section d'acier en cm^2/ml



Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60 cm).
(*) 3 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
(**) 5 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*

Les armatures longitudinales disposées en partie supérieures et réparties sur la largeur de la semelle doivent représenter une section par mètre de largeur au moins égale à $A_s/4$ avec un minimum de :

- ✓ $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans le cas d'acier lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- ✓ $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans le cas d'acier à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500.

Si la largeur de la semelle est inférieure au mètre, les valeurs de 3 cm^2 et 2 cm^2 seront maintenues.

3. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau

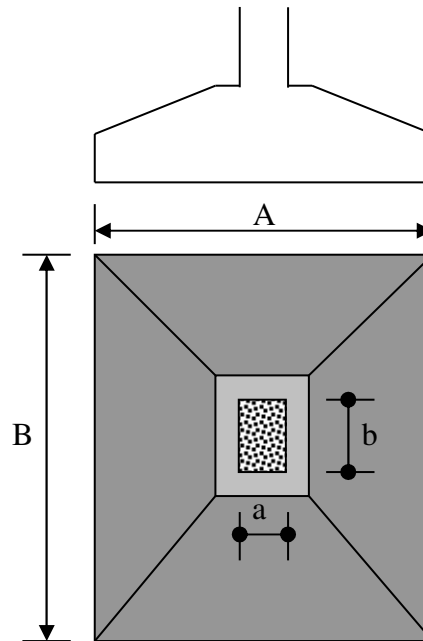
La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{d'où} \quad A \cdot B \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} : \text{charge de service en MN} \\ A, B : \text{largeur et longueur de la semelle en m} \\ \bar{\sigma}_{sol} : \text{contrainte admissible du sol en MPa} \end{array} \right.$

$$A \cdot B \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$$

A et B peuvent être choisis de manière que la semelle ait des dimensions homothétiques au poteau $\left(\frac{A}{B} = \frac{a}{b}\right)$



- La hauteur utile **d** doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$d > \frac{A - a}{4} \quad \text{et} \quad d > \frac{B - b}{4}$$

- La hauteur **h** de la semelle est égale à :
h = d + 5 cm
- Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :
 - **Nappe supérieure // A**

Aux ELU : $A_{s//A} \geq \frac{N_u(A-a)}{8 d f_e / \gamma_s}$

- **Nappe inférieure // B**

Aux ELU : $A_{s//B} \geq \frac{N_u(B-b)}{8 d f_e / \gamma_s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \text{ en MN} \\ A, B, a, b, d \text{ en m} \\ F_e \text{ en MPa} \\ A_{s//A}, A_{s//B} \text{ en cm}^2 \end{array} \right.$$

4. Dispositions constructives

Ancrage et arrêt des aciers principaux :

On compare la longueur de scellement droit l_s à A et B.

On peut prendre :
 - $l_s = 40 \Phi$ pour F_cE400 (H.A)
 - $l_s = 50 \Phi$ pour F_cE215 et F_cE235 (R.L)

Arrêt des barres

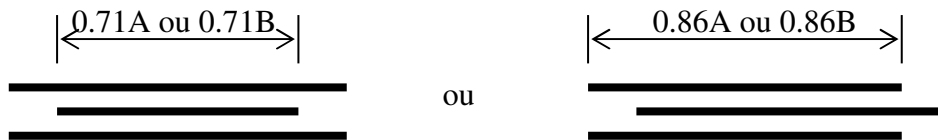
Si $l_s > A/4$ les extrémités des barres doivent être munies d'ancrages par crochets normaux ou équivalents (120° ou 135°).



Si $A/8 < l_s < A/4$ les armatures s'étendent jusqu'aux extrémités de la semelle et ne comportent pas de crochets.



Si $l_s < A/8$ les armatures ne comportent pas de crochets et il est possible de disposer les barres de deux façons :

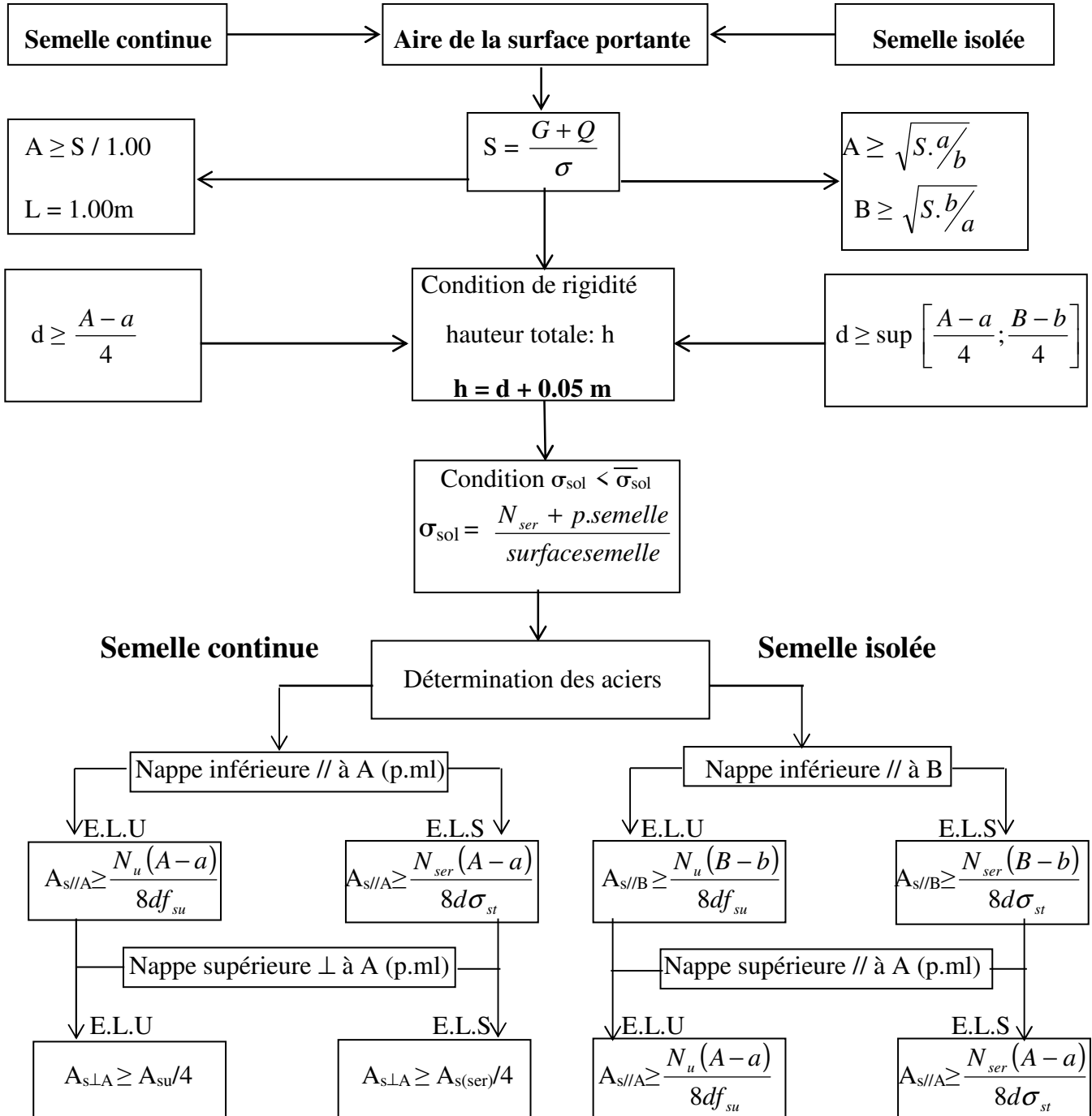


On opère de la même manière pour les armatures parallèles à B.

SEMELLES DE FONDATION

Données :

Combinaison de base : $N_{ser}; N_u$
 Section de la semelle : $A; B$
 Section du poteau : $a; b$
 Matériaux : $f_c; \bar{\sigma}_{sol}; \bar{\sigma}_{st}$



SEMELLES DE FONDATION
EXERCICES

Exercice I

On considère une semelle de fondation continue sous un mur d'épaisseur $b=20\text{cm}$.
En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
($A=1.00\text{m}$ longueur, B :largeur, h :hauteur totale, d :hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle.
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle, respecter les dispositions constructives.

On donne :

- Charges permanentes $G=0.30$ Méga newton
- Charges d'exploitation..... $Q=0.05$ Méga newton
- Caractéristiques des matériaux :
 - o Béton..... $f_{c28}=25$ Mpa
 - o Acier F_{eE400}
- Caractéristique du sol :
Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{\text{sol}}= 0.75$ MPa

Solution

1. Calcul des dimensions de la semelle

$$S = \frac{0.3 + 0.05}{0.75} = 0.47 \text{ m}^2 \Rightarrow B = S / 1 \text{ m} = 0.47 / 1 = 0.47 \text{ m}$$

On prend : **B=0.50m**

$$d = B - b / 4 \Rightarrow d = 0.5 - 0.2 / 4 = 0.075 \text{ m} \quad \text{on prend } \mathbf{d=20\text{cm}} \text{ et } \mathbf{h= 25 \text{ cm}}$$

$$\sigma = (G + Q + p.p \text{ semelle}) / \text{aire surface portante}$$

$$\sigma = [0.3 + 0.05 + (0.025 \times 0.5 \times 0.25)] / 0.5 = 0.706 \text{ MPa}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

2. Calcul des sections d'acier

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.3 + 1.5 \times 0.05 = 0.48 \text{ MN}$$

$$\mathbf{N_u = 0.48 \text{ MN}}$$

• **Nappe inférieure:**

$$A_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{8df_{su}} = \frac{0.48(0.5 - 0.2)}{8 \times 0.2 \times 348} = 2.58 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

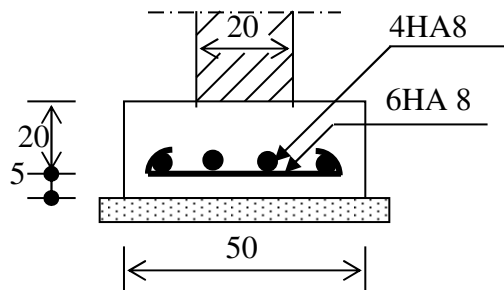
• **Nappe supérieure:**

$$A_{sy} = A_{sx} / 4 = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

Choix des aciers :

Asx : 6HA 8 (3.08 cm²)

Asy : section minimale d'aciers est 2cm² soit 4HA 8



Exercice II

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire $b=25\text{cm}$, $a=20\text{cm}$ supportant une charge centrée de compression dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
(A :largeur ,B:longueur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle , respecter les dispositions constructives.

On donne :

-Charges permanentesG=0.167 Méga newton

-Charges d'exploitation..... Q=0.383 Méga newton

-Caractéristiques des matériaux :

○ Béton.....f c28 =22 MPa

○ Acier FeE400

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise sur le sol (argiles) $\bar{\sigma}_{sol}$ = 0.3 MPa

Solution**1. Calcul des dimensions de la semelle**

$$S = \frac{0.167 + 0.383}{0.3} = 1.833 \text{ m}^2 \Rightarrow A \geq \sqrt{S \cdot \frac{a}{b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{1.833 \cdot \frac{20}{25}}$$

$$\Rightarrow A \geq 1.21 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{A = 1.25m}$$

$$B \geq \sqrt{S \cdot \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{1.833 \cdot \frac{25}{20}}$$

$$\Rightarrow B \geq 1.51 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{B = 1.55m}$$

$$d \geq \max(155 - 25/4 ; 125 - 20/4) \Rightarrow d \geq \max(32.5 ; 26.25)$$

$$\text{on prend } \mathbf{d = 35 \text{ cm} \text{ et } h = 40 \text{ cm}}$$

$\sigma = (G + Q + p.p \text{ semelle}) / \text{aire surface portante}$

$$\sigma = [0.167 + 0.383 + (0.025 \times 0.40 \times 1.25 \times 1.55)] / 1.25 \times 1.55 = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

2. Calcul des sections d'acier

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.167 + 1.5 \times 0.383 = 0.80 \text{ MN}$$

$$\mathbf{N_u = 0.80 \text{ MN}}$$

- **Nappe inférieure:**

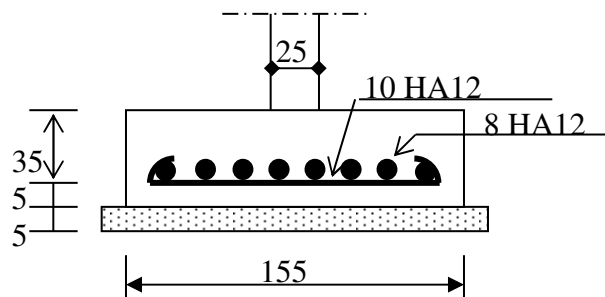
$$A_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{8df_{su}} = \frac{0.80(1.55 - 0.25)}{8 \times 0.35 \times 348} = 1.067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = \mathbf{10.67 \text{ cm}^2}$$

Soit 10HA12 (11.31 cm²)

- **Nappe supérieure:**

$$A_{sy} = \frac{N_u (A - a)}{8df_{su}} = \frac{0.80(1.25 - 0.20)}{8 \times 0.35 \times 348} = 8.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{8.62 \text{ cm}^2}$$

Soit 8HA12 (9.05 cm²)



CALCUL DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Lorsqu'il existe une différence de niveaux entre deux points a et b d'un terrain, la ligne de raccordement ab (fig. 1) n'est généralement pas verticale ; cette ligne ab fait, avec l'horizontale, un angle appelé angle φ du talus naturel des terres.

Si l'on désire que la ligne ab soit verticale, ou voisine de la verticale, il est nécessaire de prévoir un ouvrage destiné à maintenir les terres (fig. 2).

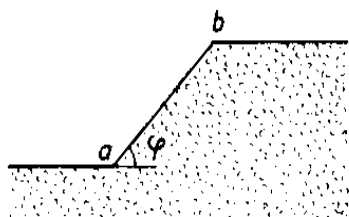


Fig. 1.

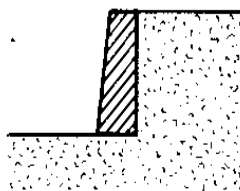


Fig. 2.

Cet ouvrage porte le nom de mur de soutènement, il peut être en maçonnerie en béton (armé ou non) ; nous n'envisagerons ci-dessous que le cas des murs de soutènement en béton armé.

I. CONSTITUTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

1. Eléments constitutifs.

Un mur de soutènement en béton armé se compose habituellement des éléments suivants (fig. 3) :

- Un rideau R qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement n . Ce rideau prend appui sur les contre-forts C et il est généralement muni de barbacanes Ba , à raison d'une barbacane tous les 2 ou 3 m², afin d'éviter l'accumulation des eaux à l'arrière du mur, accumulation qui aurait pour effet de donner des poussées supplémentaires ;
- Une semelle S qui sert de fondation à l'ouvrage et qui peut déborder en avant du rideau, jusqu'au point A , de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol. Du côté des terres, la semelle est généralement terminée par une nervure B , appelée bêche, qui, par l'ancrage qu'elle réalise dans le sol, s'oppose au glissement de l'ouvrage, glissement provoqué par la composante horizontale Q de la poussée des terres ;
- des contreforts C , régulièrement espacés, qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions relatives de ces éléments.

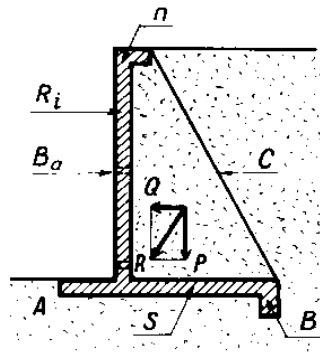


Fig 3

2. Forces agissantes.

Les forces à considérer sont :

- le poids propre du mur, le poids du terrain se trouvant sur la semelle, le poids de la surcharge éventuelle sur le remblai ; soit P la résultante de ces forces ;
- la poussée des terres Q.

Sous l'effet de la force Q, le mur tend à pivoter autour de son arête A et à glisser sur sa fondation. Pour que l'équilibre soit assuré, il est nécessaire que le moment, par rapport à A, des forces tendant à provoquer le renversement soit inférieur au moment, par rapport au même point, des forces stabilisatrices. Mais cette condition n'est pas suffisante ; il faut en effet que la contrainte maximale sur le sol de fondation soit inférieure à la contrainte admissible que peut supporter ce sol. Il y a intérêt à ce que la répartition des contraintes sur le sol soit aussi uniforme que possible, donc que la résultante R de P et de Q, passe aussi près que possible du milieu de la semelle ; on devra d'ailleurs éviter que le point de passage de cette résultante ne sorte du tiers central, de manière à avoir des efforts de compression sur toute la surface de fondation.

Enfin il faudra vérifier, en particulier lorsqu'il n'y a pas de bêche, que le mur ne tend pas à glisser, c'est-à-dire que le rapport :

$$\frac{\text{Forces horizontales}}{\text{Forces verticales}}$$

est inférieur au coefficient de frottement béton sur terre f.

On peut donner comme ordre de grandeur de f :

- sur de l'argile humide : $f = 0,3$;
- sur de l'argile sec : $f = 0,5$;
- sur du sable : $f = 0,4$;
- sur du gravier : $f = 0,6$;

3. Divers types de murs de soutènement.

Les dispositions générales que nous avons examinées ci-dessus peuvent varier suivant la hauteur du mur. On adopte habituellement les dispositions suivantes :

a) **Murs de hauteur inférieure à 3 ou 4 m.** on peut réaliser soit un mur composé uniquement d'un rideau et d'une semelle intérieure, c'est -à -dire sans semelle extérieure ni contreforts (fig. 4), soit un mur comprenant un rideau, une semelle extérieure et une semelle intérieure (fig. 5).

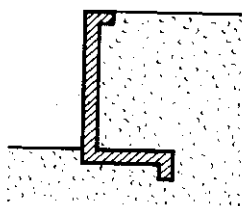


Fig. 4.

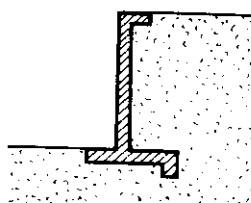


Fig. 5.

Ce dernier mode de construction présente, par rapport au précédent, les avantages suivants :

- les terrassements à exécuter (déblais et remblais) sont moins importants puisque la largeur de la semelle intérieure est plus faible ;
- les efforts sur le terrain sont moins grands et ils sont mieux répartis.

b) **Murs de hauteur supérieure à 3 ou 4 m.** on utilise les dispositions représentées sur la figure 3, c'est-à-dire le mur avec contreforts. Si la distance entre les contreforts est de l'ordre de 2 à 3 m, le rideau sera constitué par une dalle d'épaisseur croissante depuis le sommet jusqu'à la base ; l'épaisseur minimale de la dalle ne sera pas inférieure à 8 ou 10 cm et les dimensions de la nervure de raidissement, en dehors du voile, seront de l'ordre de 15 x 15 cm.

On peut avoir intérêt, surtout si les contreforts sont espacés, à prévoir des poutres intermédiaires horizontales (fig. 6 et 7) et à faire porter le rideau sur ces poutres. Si les poutres sont régulièrement espacées (fig. 6), le rideau aura une épaisseur et des armatures différentes dans chacun des éléments compris entre deux poutres successives ; si l'on désire que l'épaisseur du rideau et les armatures restent les mêmes du sommet à la base, on réduira l'écartement des poutres à mesure que l'on se rapprochera de la partie inférieure du mur (fig. 7).

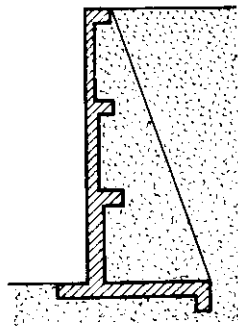


Fig. 6.

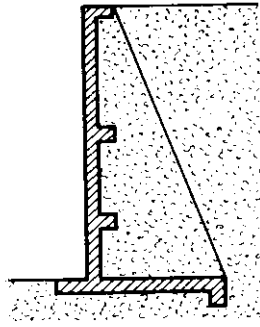


Fig. 7.

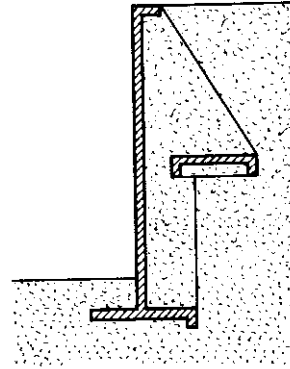


Fig. 8.

c) **Murs à semelles intermédiaires.** Pour des murs de grande hauteur, on prévoit parfois une semelle intermédiaire (fig. 8). Cette disposition permet de réduire au minimum les terrassements, mais par contre complique la construction.

II. CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES.

L'étude de la poussée des terres est traitée dans les ouvrages de mécanique des sols. On démontre que la composante horizontale Q de cette poussée est donnée, pour une tranche verticale de 1 m de largeur, par :

$$Q = A\Delta \frac{h^2}{2}$$

Formule dans laquelle :

A = coefficient numérique fonction de l'angle φ du talus naturel des terres, de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai au-dessus du plan horizontal passant par le sommet du mur ;

Δ = poids spécifique des terres ;

h = hauteur du mur (fig. 9).

Pour les besoins de la pratique, des tables donnant les valeurs de A ont été établies ; parmi les plus utilisées, nous citerons celles de Résal et celles de Caquot-kérisel.

Dans le cas d'un mur à parement vertical soutenant un remblai limité à la partie supérieure par un plan horizontal et ne supportant pas de surcharges (fig. 9), on pourra utiliser pour A les valeurs du tableau ci-dessous, valeurs obtenues par application de la formule :

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

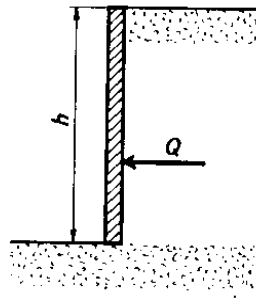


Fig. 9.

φ (degrés)	A	φ (degrés)	A	φ (degrés)	A
10	0,704	25	0,406	40	0,217
15	0,588	30	0,333	45	0,171
20	0,490	35	0,270	50	0,132

En ce qui concerne le poids spécifique des terres et l'angle φ du talus naturel, on admet généralement, lorsqu'on ne possède pas de données expérimentales précises, les valeurs suivantes qui ne sont données qu'à titre indicatif.

Nature des terrains	Poids spécifique (kg)	φ Angle talus naturel (degrés)
Terre végétale ordinaire	1 450	45
Terre argileuse	1 800	45
Terre forte	1 900	55
Sable fin	1 420	30
Terre sableuse	1 700	35
Argile et boue	1 850	20
Cailloux et graviers	1 550	45

Ces valeurs peuvent d'ailleurs varier en fonction de l'état d'humidité du sol.

Considérons, figure 10, le triangle de hauteur h et de base A Δh ; la surface de ce triangle vaut $\frac{h}{2} A \Delta h$; elle est donc égale à Q et l'abscisse

$p = A \Delta z$ d'un point D quelconque de BC représente la pression régnant au point d'ordonnée z .

La poussée Q passera par le centre de gravité du triangle considéré et se trouvera donc à $\frac{h}{3}$ de la base.

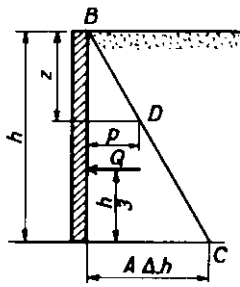


Fig. 10.

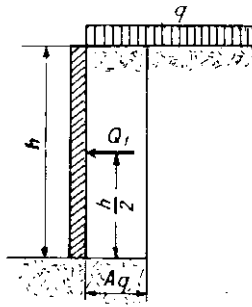


Fig. 11.

Si le remblai supporte une surcharge uniforme q par mètre carré (fig. 11), il existera, en plus de la poussée des terres examinée précédemment, une poussée Q_1 due à la surcharge et donnée par :

$$Q_1 = A q h$$

Le diagramme des pressions correspondant à q est alors un rectangle de hauteur h et de base Aq et la résultante Q_1 passe au milieu de la hauteur du mur. La pression en tout point de la hauteur du mur a pour valeur :

$$P = Aq$$

III. CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

Nous ferons le calcul pour une tranche comprise entre deux plans verticaux perpendiculaires au mur et distants de 1 m.

1. Calcul de stabilité du mur.

On commence par déterminer les forces agissantes, c'est-à-dire la poussée des terres et celles due à la surcharge sur le remblai, les charges verticales (poids du mur, du remblai et des surcharges) et les réactions du sol.

Calcul des poussées : la poussée des terres et celle due à la surcharge se calculent à l'aide des formules (1) et (2).

Soit Q la résultante de ces poussées et r la distance de cette résultante à la partie inférieure de la semelle (fig. 12 c).

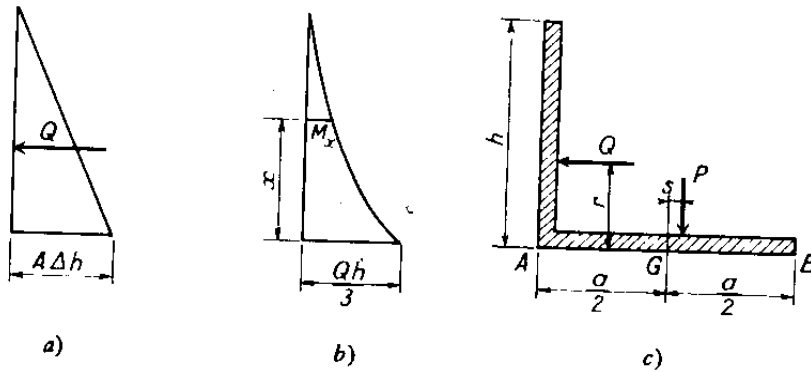


Fig. 12

Calcul des charges verticales : on détermine pour 1 m de longueur du mur :

- le poids du rideau ;
- le poids de la semelle ;
- le poids du remblai supporté par la semelle ;
- le poids des surcharges sur le remblai.

Soit P la résultante des charges verticales et s la distance de P au milieu G de la semelle. Calcul des réactions du sol : le moment par rapport au centre de gravité G de la semelle est égal, en valeur absolue, à $M = Qr - Ps$ (si P était à gauche de G, on aurait $M = Qr + Ps$).

Les contraintes en A et B sont données par la formule générale :

$$\sigma' = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I}$$

Prenons pour unités le Newton et le millimètre, nous aurons :

$$\Omega = 1\,000\,a ; \frac{v}{I} = \frac{\frac{a}{2}}{1000 \frac{a^3}{12}} ; \text{d'où } \sigma' = \frac{N}{1000a} \pm \frac{6M}{1000a^2}$$

Dans cette formule σ' est exprimée en MPa, N en Newtons, M en Newtons millimètres et a en millimètres.

On vérifiera alors successivement :

- que le mur ne peut pas se renverser autour de l'arête A.

Prenons les moments par rapport à A :

Moment de renversement : $M_r = Qr$:

Moment stabilisateur : $M_s = P\left(\frac{a}{2} + s\right)$ ou $P\left(\frac{a}{2} - s\right)$ si P est à gauche de G

On devra avoir :

$$\frac{M_s}{M_r} > 2$$

- que la contrainte maximale sur le sol de fondation est admissible,

c'est-à-dire que l'on a $\sigma'_A = \frac{N}{1000a} + \frac{6M}{1000a^2} <$ contrainte permise par la résistance du sol ;

- que le mur ne peut pas glisser sur sa fondation, c'est-à-dire que l'on a $\frac{Q}{P} < f$ (f étant le coefficient de frottement béton sur terre).

2. Calcul du rideau.

Le rideau sera considéré comme une console encastree sur la semelle et soumise à une charge triangulaire (fig. 12 a).

Le moment en un point quelconque sera donné par :

$$M_x = \frac{Q(h-x)^3}{3h^2}$$

Le diagramme des moments est représenté sur la figure 12 b ; le moment maximal a pour valeur :

$$M_m = \frac{Qh}{3}$$

Connaissant le moment dans une section quelconque, les armatures seront déterminées par les méthodes indiquées dans la flexion simple.

3. calcul de la semelle.

La semelle est soumise, pour une tranche de 1 m :

- à son poids propre, aux poids du rideau, du remblai, des surcharges éventuelles sur le remblai ; soit P la résultante de ces forces (fig. 13) ;

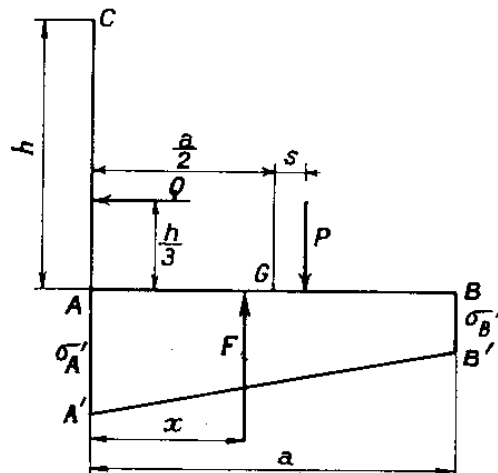


Fig. 13.

- aux réactions du sol, soit F leur résultante appliquée à x de A.
si nous exprimons les contraintes en MPa, les forces en Newtons, les moments en Newtons millimètres et les distances en millimètres, nous avons :

$$F = \frac{\sigma'_A + \sigma'_B}{2} \times 1000a$$

F passe par le centre de gravité du trapèze ABA'B', donc à une distance x du point A donnée par :

$$x = \frac{\sigma'_A + 2\sigma'_B}{\sigma'_A + \sigma'_B} \times \frac{a}{3}$$

Le moment en A a pour valeur :

$$\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{\sigma'_A + \sigma'_B}{2} \times 1000a \times \frac{\sigma'_A + 2\sigma'_B}{\sigma'_A + \sigma'_B} \times \frac{a}{3} - P \left(\frac{a}{2} + s \right) \\ &= 1000 \frac{a^2}{6} (\sigma'_A + 2\sigma'_B) - P \left(\frac{a}{2} + s \right) \end{aligned}$$

Avec les unités considérées, nous avons:

$$\sigma'_A = \frac{P}{1000a} + \frac{6M}{1000a^2} ; \sigma'_B = \frac{P}{1000a} - \frac{6M}{1000a^2}$$

d'où: $M_{AB} = -M - Ps.$

Remplaçons M par sa valeur $M = Q \frac{h}{3} - Ps$, nous obtenons : $M_{AB} = -Q \frac{h}{3}$

Nous avons vu, au paragraphe précédent, que $M_{AC} = Q \frac{h}{3}$. Donc

$$M_{AB} + M_{AC} = 0.$$

Ce résultat était d'ailleurs évident a priori puisque le noeud A doit être en équilibre. Pratiquement, on calculera le moment dans la section 1-1 (fig. 14) et on prendra le même moment dans la section 2-2.

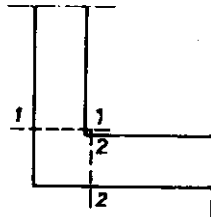


Fig. 14.

4. Application numérique

Soit à étudier, avec les données indiquées ci-dessous, le mur de soutènement représenté sur la figure 16.

Poids spécifique des terres : $\Delta = 16\ 000\ \text{N/m}^3$;

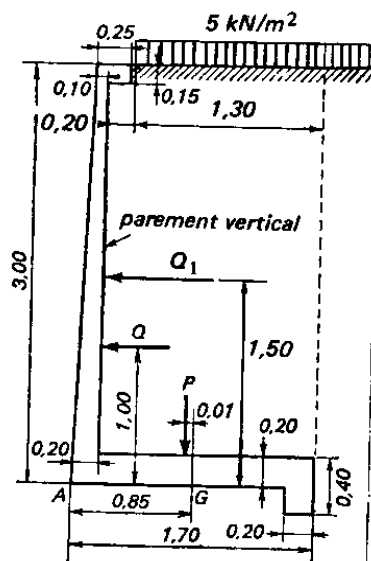
Angle du talus naturel $\varphi = 35^\circ$;

Résistance admissible du sol de fondation : 0,20 MPa ;

Coefficient de frottement : $f = 0,35$;

Surcharge éventuelle sur le remblai : $5\ \text{kN/m}^2$;

Les matériaux constituant le mur ont les caractéristiques suivantes :



Béton : $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$

$\bar{\sigma}_b = 14,2\ \text{MPa}$

$f_{t28} = 2,10\ \text{MPa}$

Armatures : Aciers Fe E 400, $\gamma_s = 1,15$.

La fissuration est préjudiciable.

Fig. 16.

a) Etats-limites ultimes.

Pour une tranche de 1 m nous avons :

Poussée des terres : $Q = 0,270 \times 16\ 000 \times 3^2/2 = 19\ 440\ \text{N}$, force appliquée à $3/3 = 1\text{m}$ au dessus de A.

Poussée due à la surcharge : $Q_1 = 0,270 \times 5\ 000 \times 3 = 4\ 050\ \text{N}$ force appliquée à $3/2 = 1,50\ \text{m}$ au-dessus de A.

Charges verticales : nous négligerons le poids de la nervure de raidissement et celui de la bêche.

Poids de rideau : $\frac{0.10+0.20}{2} \times 2,80 \times 25\ 000 = 10\ 500\ \text{N}$

Poids de la semelle : $1,70 \times 0,20 \times 25\ 000 = 8\ 500\ \text{N}$

Poids des terres sur la semelle : $2,80 \times 1,50 \times 16\ 000 = \underline{67\ 200\ \text{N}}$
 $P = 86\ 200\ \text{N}$

Surcharge sur le remblai : $1,30 \times 5\ 000 = P_1 = 6\ 500\ \text{N}$
 $P + P_1 = \underline{92\ 700\ \text{N}}$

Moments des différentes forces par rapport à A :

$$M_{Q_A}^Q = 19\ 440 \times 1 = 19\ 440\ \text{Nm}$$

$$M_{Q_A}^{Q_1} = 4\ 050 \times 1,50 = 6\ 075\ \text{Nm}$$

$$M_{P_A}^P = 10500 \times 0,12 + \frac{8500 \times 1,70}{2} + 67200 \left(\frac{1,50}{2} + 0,20 \right) = 72325\ \text{N.m}$$

(0,12 représente la distance du centre de gravité du trapèze, constitué par le rideau, au point A).

$$M_{P_A}^{P_1} = 6500 \left(\frac{1,30}{2} + 0,40 \right) = 6825\ \text{N.m}$$

Il est à noter que la poussée des terres est une action permanente et doit donc être affectée du coefficient 1,35, tandis que la surcharge sur le remblai est une action variable à laquelle doit être appliquée le coefficient 1,50. Toutefois ces coefficients ne sont pas à prendre en considération lorsqu'ils agissent dans un sens favorable pour l'effet étudié (voir ci-après le calcul de $\frac{M_s}{M_r}$ et le calcul de $\frac{Q}{P}$

Lorsqu'il n'existe pas de surcharge sur le remblai, nous avons :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{72325}{1,35 \times 19440} = 2,75$$

$$\frac{Q}{P} = \frac{1,35 \times 19440}{86200} = 0,30$$

La résultante P passe à $\frac{72325}{86200} = 0,84\ \text{m}$ du point A, soit à 0,01m du milieu G de la semelle. D'où :

$$M_G = 1,35 \times 19\,440 \times 1 + 1,35 \times 86\,200 \times 0,01 = 27\,408 \text{ Nm.}$$

(Si le point de passage de la résultante P s'était trouvé à droite de G, cette résultante aurait présenté un effet favorable pour le calcul de M, et par conséquent de σ'_A . Dans ce cas il n'y aurait pas eu lieu de considérer le coefficient 1,35).

Comme $N = 1,35 \times 86\,200 = 116\,370 \text{ N}$, $M_G = 27\,408 \text{ Nm}$ et $a = 1,70 \text{ m}$;

$$\sigma'_A = 0,125 \text{ MPa} \quad \sigma'_B = 0,011 \text{ MPa.}$$

Lorsque la surcharge existe sur le remblai, nous avons :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{72325 + 6825}{1,35 \times 19440 + 1,50 \times 6075} = 2,23$$

$$\frac{\text{Forces horizontales}}{\text{Forces verticales}} = \frac{1,35 \times 19440 + 1,50 \times 4050}{92700} = 0,35$$

La résultante des forces verticales passe à $\frac{72325 + 6825}{92700} = 0,85 \text{ m}$ du point A, c'est-à-dire

par le centre de gravité de la semelle. D'où :

$$M_G = 1,35 \times 19\,440 + 1,50 \times 6\,075 = 35\,356 \text{ Nm}$$

Puisque pour la résultante des forces verticales le bras de levier est nul.

Comme $N = 1,35 \times 86\,200 + 1,50 \times 6\,500 = 126\,120 \text{ N}$, $M_G = 35\,356 \text{ Nm}$ et $a = 1,70 \text{ m}$;

$$\sigma'_A = 0,148 \text{ MPa} \quad \sigma'_B = 0,001 \text{ MPa.}$$

Pour la détermination des armatures du rideau, nous étudierons la section d'encastrement du rideau sur la semelle, c'est-à-dire la section située à 2,80 m au-dessous du sommet du mur. Nous avons :

$$Q = 0,270 \times 16\,000 \times \frac{2,80^2}{2} = 16\,934 \text{ N}$$

$$Q_1 = 0,270 \times 5\,000 \times 2,80 = 3\,780 \text{ N}$$

$$M = 1,35 \times 16\,934 \times \frac{2,80}{3} + 1,50 \times 3\,780 \times \frac{2,80}{2} = 29\,275 \text{ Nm}$$

$$\mu = \frac{29275}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,067 < \mu_l$$

$$\alpha_u = 0,087$$

$$Z = 0,169 \text{ m}$$

$$A = \frac{29275 \cdot 10^{-6}}{0,169 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant maximal :

$$V_u = 1,35 \times 16\,934 + 1,50 \times 3\,780 = 28\,531$$

$$\tau_u = \frac{28531}{1000 \times 175} = 0,16 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'est donc pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.

Pour les armatures de la semelle, étant donné que dans la section située au droit du rideau le moment d'encastrement a également pour valeur $M = 29\,275 \text{ Nm}$ (voir paragraphe 3, ci-dessus), et que l'épaisseur de la semelle est la même que celle du rideau, les armatures longitudinales seront les mêmes que celles déterminées ci-dessus.

b) Etas-limites de service.

Il nous suffit de vérifier l'une des deux sections d'encastrement puisque ces deux sections sont identiques.

$$M = 16\,934 \times \frac{2,80}{3} + 3\,780 \times \frac{2,80}{2} = 21\,097 \text{ Nm}$$

la fissuration étant préjudiciable, la valeur maximale de σ_s est de 240 MPa

$$\mu = \frac{21097}{100 \times 17,5^2 \times 240} = 0,00287 \qquad \beta = 0,912 \qquad k = 0,024$$

$$A = \frac{21097}{0,912 \times 17,5 \times 240} = 5,50 \text{ cm}^2$$

Cette valeur étant supérieure à celle trouvée au paragraphe a), c'est elle que nous retiendrons.

$$\sigma_b = 0,024 \times 240 = 5,76 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

c) Ferraillage du mur.

Compte tenu des résultats précédents nous aurons:

- pour le rideau, 1 \emptyset 10 tous les 14 cm = 5,61 cm² ; une armature sur deux sera arrêtée à mi-hauteur du mur. Les armatures de répartition seront constituées par 3 \emptyset 8 par mètre sur la moitié inférieure du rideau et 3 \emptyset 6 sur la moitié supérieure.

- pour la semelle, 1 \emptyset 10 tous les 14 cm = 5,61 cm² ; les armatures de répartition seront constituées par 3 \emptyset 8 par mètre.

- la bêche qui, dans le cas envisagé, n'a pas à être étudiée sera armée de 2 \emptyset 10 à la partie supérieure et de 2 \emptyset 10 à la partie inférieure. Les cadres en \emptyset 6, seront espacés de 25 cm.

- la nervure de raidissement, qui ne se calcule pas, sera armée de 4 \emptyset 6 et de cadres en \emptyset 6, espacés de 25 cm.

Ancrage des barres : la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochets, pour les aciers Fe E 400 est de 16 \emptyset , soit dans le cas envisagé, avec $\emptyset = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$, une longueur d'ancrage de 16 cm.

Nous disposons de :

20 cm -3 cm (enrobage) = 17 cm.

Par conséquent, il suffira de prévoir, aux extrémités des barres, un crochet normal.
Le plant de ferrailage du mur, répondant aux conditions ci-dessus, est représenté sur la figure 17.

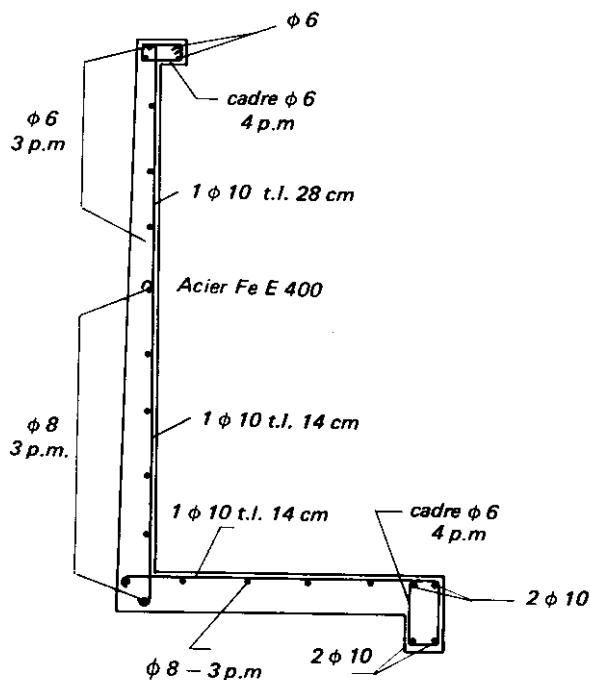


Fig. 17.

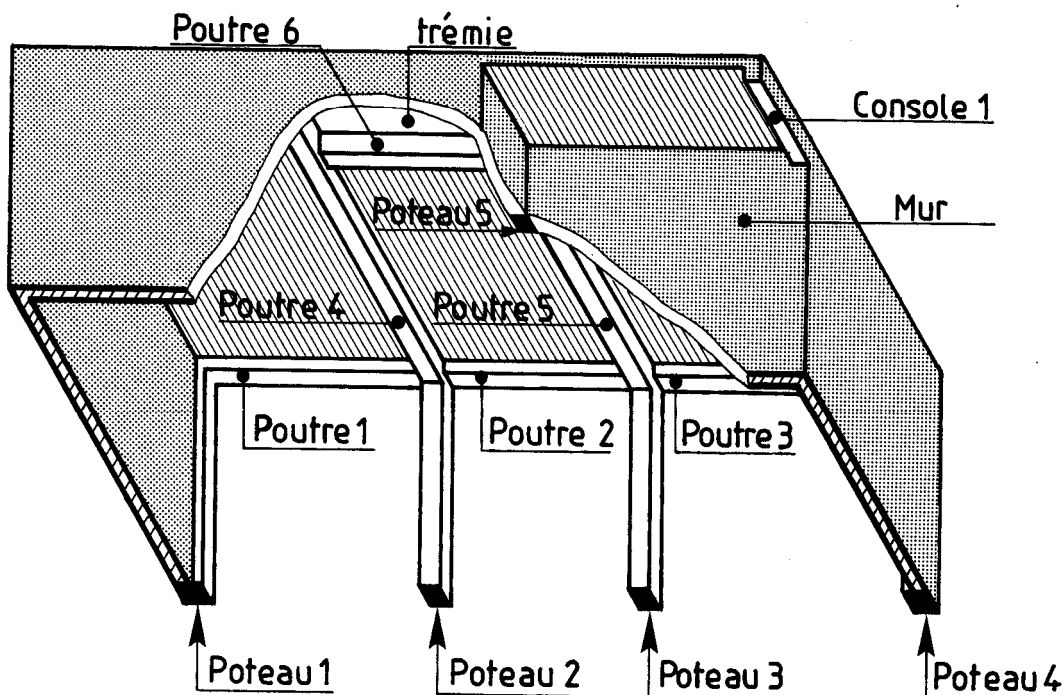
D-Savoir représenter les pièces en B.A et connaître les dispositions constructives

LES DESSINS DE BETON ARME

Les dessins de béton armé comportent :

- LES DESSINS DE COFFRAGE.
- LES DESSINS D'ARMATURES.
- LES PLANS DE POSE relatifs aux planchers à corps creux et poutrelles.

perspective de l'ouvrage étudié ci-contre



A- LES DESSINS DE COFFRAGE :

1. Généralités :

Les dessins de coffrage précisent les formes et les dimensions des différents ouvrages à réaliser en béton armé (dalles, poutres, poteaux...).

Ceux-ci sont représentés bruts, c'est-à-dire sans enduit ni revêtement de sol.

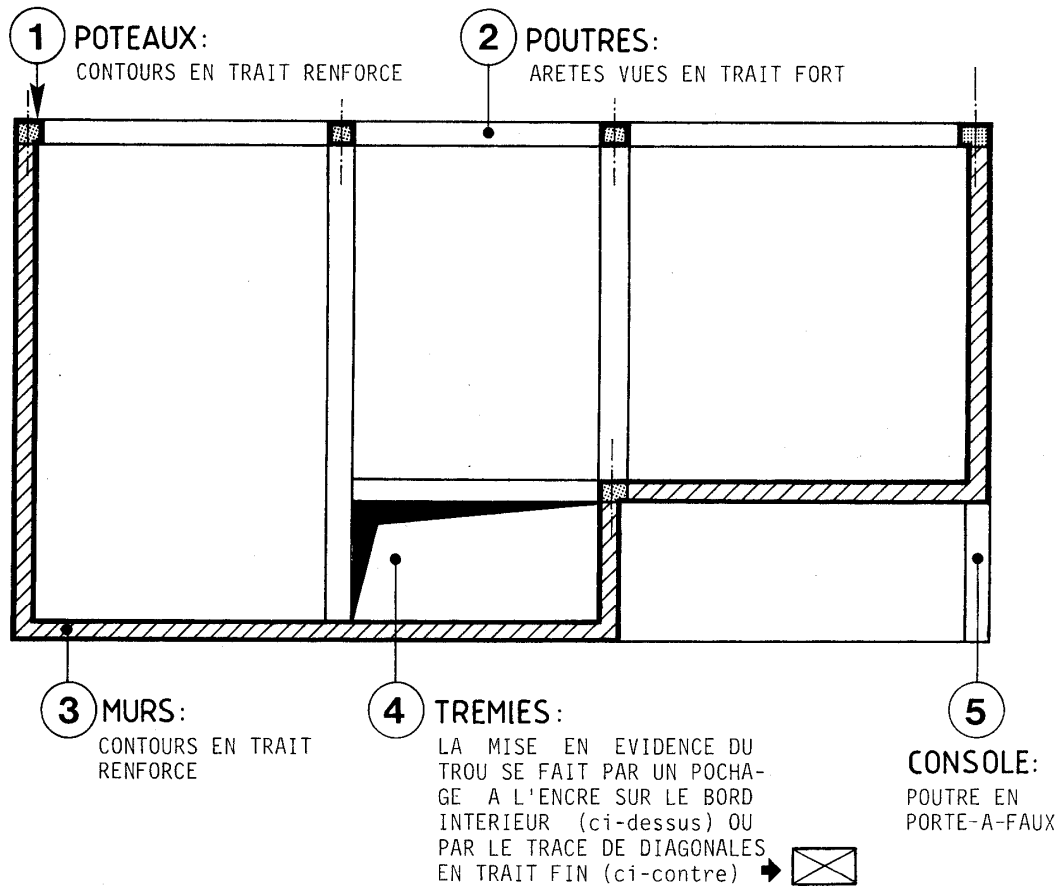
Le dessin de coffrage peut être considéré comme étant une vue de dessus du coffrage (avant le coulage du béton), bien que certains éléments soient représentés en trait renforcé.

Les dessins de coffrage comprennent :

- Les plans et coupes verticales (échelle 1 :50 et 1 :100),
- Les coupes partielles et les détails (échelles 1 :20 et 1 :10).

2. Éléments représentés : voir plan page suivante.

2-1- SUR LES PLANS DECOFFRAGE :

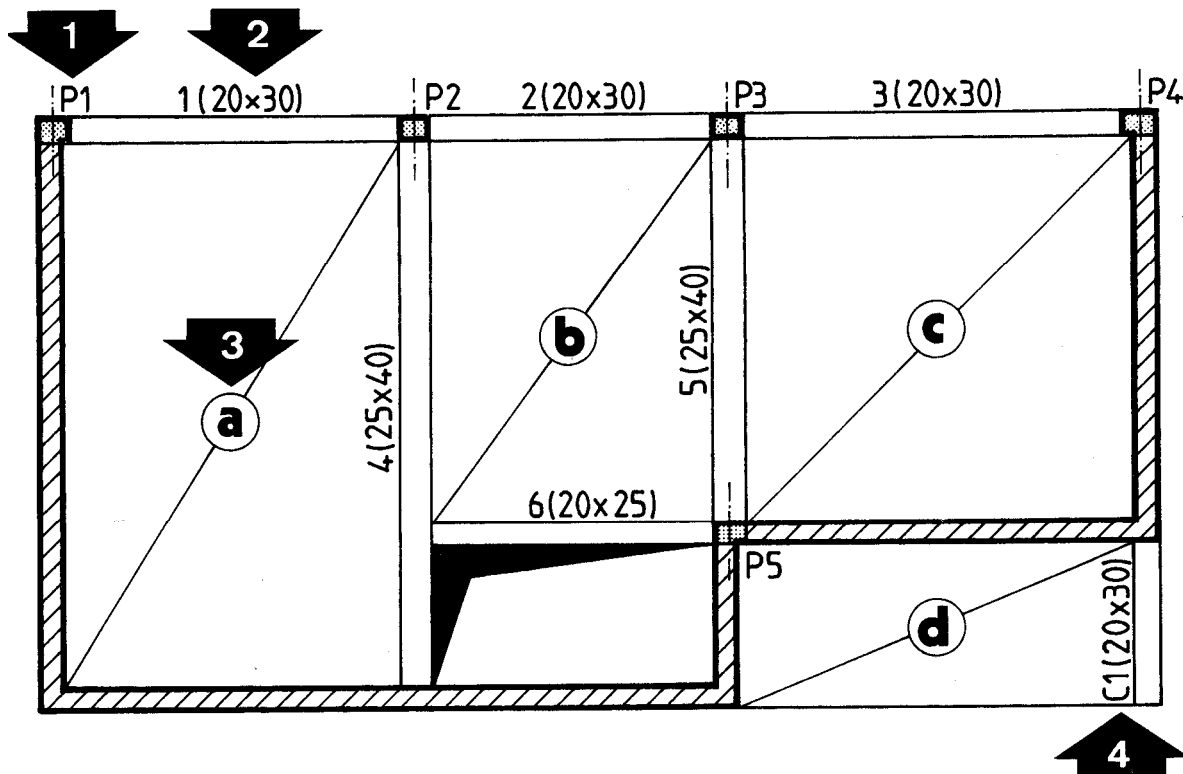


2-2- SUR LES COUPES VERTICALES (voir coupe AA ci-contre) :

les conventions de représentation sont identiques à celles employées pour les coupes d'architecture :

- Le contour des parties coupées se représente en trait renforcé avec les hachures en trait fin et le pochage des éléments en béton.
- Les arêtes vues se dessinent en trait fort.

3. Repérage des éléments :



1 – POTEAUX : ils sont repérés par la lettre majuscule P, suivie d'un numéro, exemple : P1, P2,...

2 – POUTRES : elles sont repérées par un numéro suivi de la section indiquée entre parenthèses.

Préciser dans l'ordre suivant : la largeur et la hauteur totale de la poutre en centimètres, exemple : 1(20 x30),...

3 – DALLES : elles sont repérées par une lettre minuscule inscrite dans un cercle. Celui-ci se représente au milieu d'une diagonale en trait fin qui précise l'emprise de la dalle.

4 – CONSOLES : elles sont repérées par la lettre majuscule C, suivie d'un numéro.

Préciser ensuite la section entre parenthèses.

4. Cotation :

NOTA : toutes les cotes indiquées sont des cotes brutes (sans enduits ni revêtement de sol).

4-1- SUR LES PLANS :

COTATION EXTERIEURE	COTATION INTERIEURE
<p>COMME SUR LES PLANS D'ARCHITECTURE, ON NOTERA LA PRESENCE DE QUATRE LIGNES DE COTE AU MAXIMUM PAR FACADE :</p> <p>1 – LARGUEUR DES POTEAUX ET PORTEES LIBRES DES POUTRES (OU LONGUEURS DES MURS)</p> <p>1 – COTES ENTRE AXES DES POTEAUX ?</p> <p>2 – COTES DES DECRCHEMENTS DE LA FACADE (S'ILS EXISTENT).</p> <p>3 – COTE TOTALE.</p>	<p><input type="checkbox"/> LARGUER DES ELEMENTS PORTEURS (POUTRES, MURS) ET DISTANCES ENTRE EUX.</p> <p><input type="checkbox"/> DIMENSION DES TREMIES ET EVENTUELLEMENT LEURS COTES DE POSITIONNEMENT PAR RAPPORT À UN MUR OU UNE POUTRE.</p> <p><input type="checkbox"/> L'ÉPAISSEUR DE LA DALLE EST INSCRITE À L'INTERIEUR DE DEUX CERCLES EN TRAIT FIN. Exemple : 18</p> <p><input type="checkbox"/> COTE DE NIVEAU DE LA PARTIE SUPERIEURE DU PLANCHER. Exemple : + 2.75</p>

4-2- SUR LES COUPES :

on indique habituellement :

- La hauteur sous plafond et les épaisseurs des différents planchers.
- La hauteur de chaque poutre visible sur la coupe ainsi que la hauteur de passage entre la poutre et le sol.
- Les cotes de hauteur et de positionnement de toutes les baies visibles sur la coupe.
- Les cotes de niveau des différents planchers représentés.

5. Test n°11 :

OBSERVER LE PLAN DE COFFRAGE REPRESENTE p .68.

DESSINER, SUR FORMAT A4 HORIZONTAL, A L'ECHELLE 1 :50 LA COUPE VERTICALE BB.

- RESPECTER LES EPAISSEURS DES TRAITS.
- EFFECTUER UNE COTATION COMPLETE.

POSSIBILITE DE COMMENCER LA RECHERCHE AU BROUILLON PAR UN CROQUIS COTE EXECUTE A MAIN LEVEE.

B- LES DESSINS D'ARMATURES :

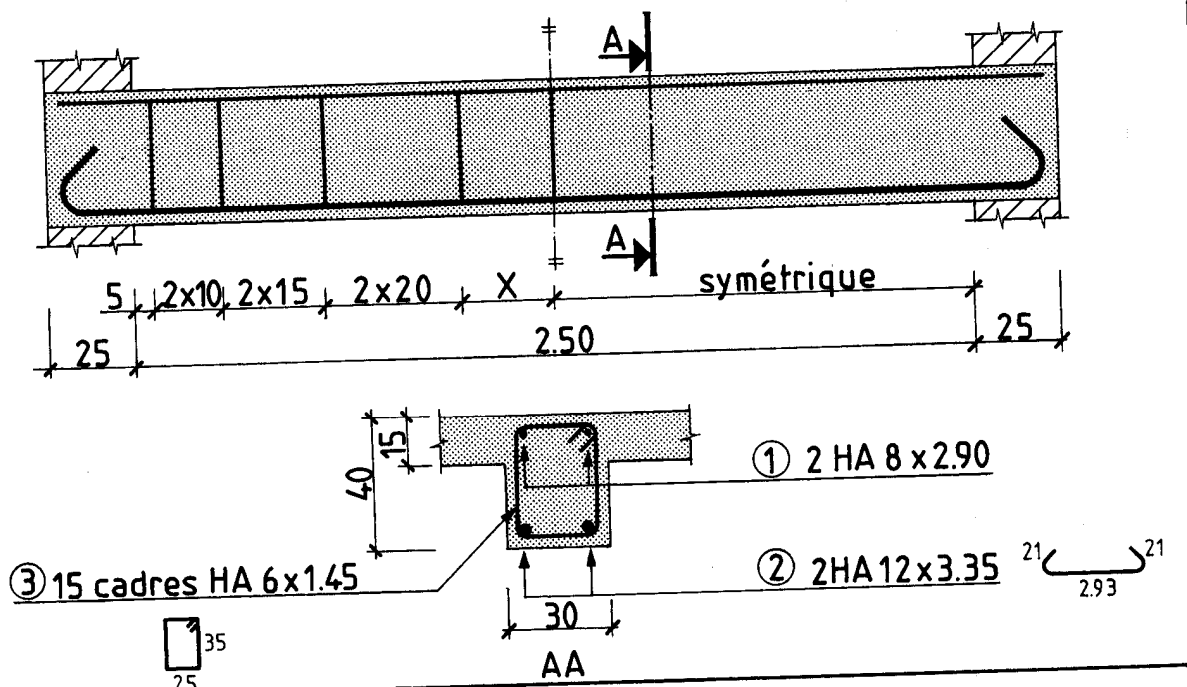
1. Généralités :

Les dessins d'armatures donnent une description complète des aciers qui entrent dans la composition des ouvrages en béton armé.

Les dessins d'armatures (ou de ferrailage) comprennent :

- Des plans d'ensemble et des élévations d'ouvrages,
- Des coupes verticales partielles (échelles : 1 :20 et 1 :10),
- Des nomenclatures ou cahiers de ferrailage qui regroupent sous forme de tableaux toutes les caractéristiques des armatures.

ARMATURES D'UNE POUTRE



2. Éléments représentés :

Pour préciser les différents éléments représentés, on prendra comme exemple le dessin des armatures d'une poutre (figure ci-dessus).

Cette poutre est définie par une élévation et une coupe.

On remarque que toutes les armatures sont représentées en traits continus fort et renforcé.

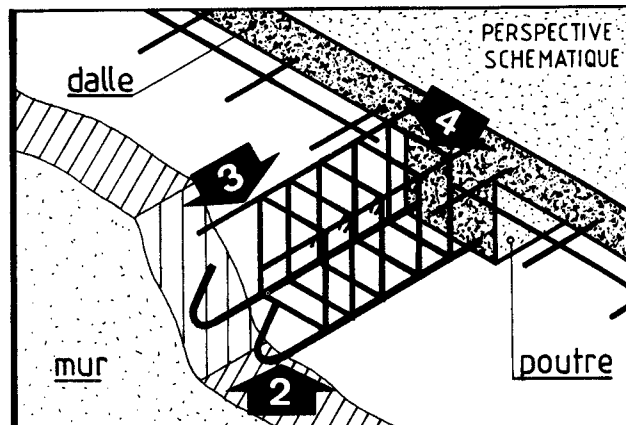
Celles-ci sont observées après leur mise en place dans le coffrage et avant le coulage du béton.

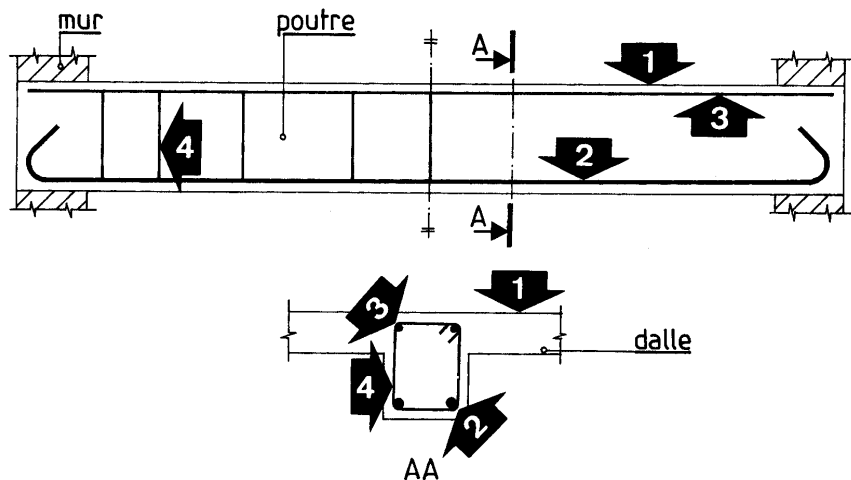
Toutefois, pour une meilleure lisibilité, on ne représente que les armatures immédiatement situées derrière le plan de coupe.

2-1- CONVENTIONS DE REPRESENTATION :

On adoptera les conventions suivantes pour représenter les deux composants : Béton et Armatures.

On pourra éventuellement pocher les parties coupées de béton.
Voir exemple page précédente.





1- CONTOURS DU BETON

En trait fin sur les élévations et coupes.

2- ACIERS INFÉRIEURS LONGITUDINAUX (principaux) :

Représentés en trait renforcé sur les élévations et par un cercle noirci sur les coupes.

Si l'échelle le permet, il est conseillé d'utiliser des épaisseurs de traits qui soient proportionnelles aux diamètres nominaux des barres.

3- ACIERS SUPÉRIEURS LONGITUDINAUX (de construction) :

Représentés en trait fort sur les élévations et par un cercle noirci sur les coupes.

Dans le cas d'aciers principaux situés en partie supérieure (chapeaux), on adoptera une représentation identique à celle concernant les aciers inférieurs.

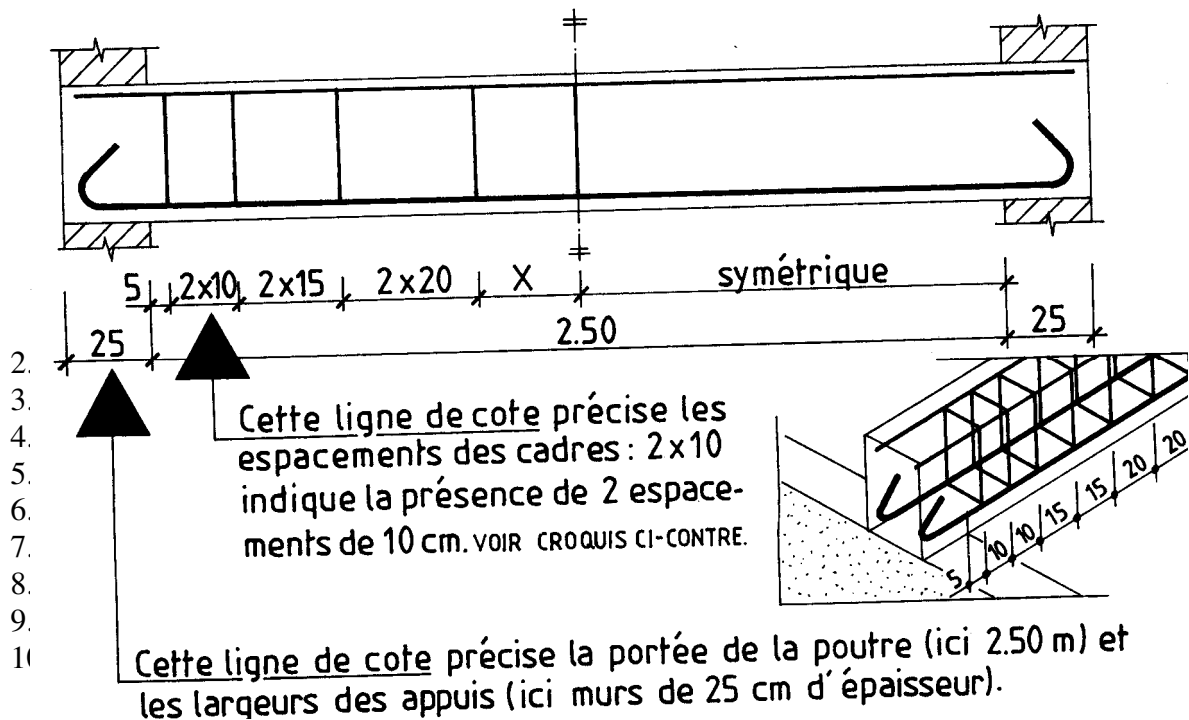
4- ARMATURES TRANSVERSALES (cadres, étriers et épingles) :

Représentées en trait fort sur les vues. En élévation, on représente seulement le premier élément pour chaque espacement différent.

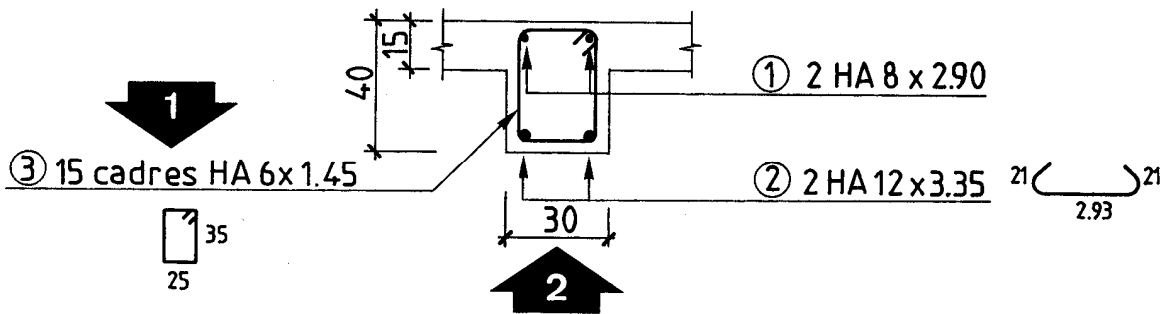
2-2- SYMBOLES GRAPHIQUES :

Désignation	ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRANSVERSALES	
	représentation sur les élévations	représentation sur les plans		
BARRE DROITE				
BARRE MUNIE D'ANCRAGES			cadres	
- AVEC RETOURS (a) - AVEC EQUERRES (b)				
EXTREMITES DE BARRES SITUÉES DANS UN MEME PLAN :				
- BARRES DROITES (c) - BARRES AVEC RETOURS (d)				

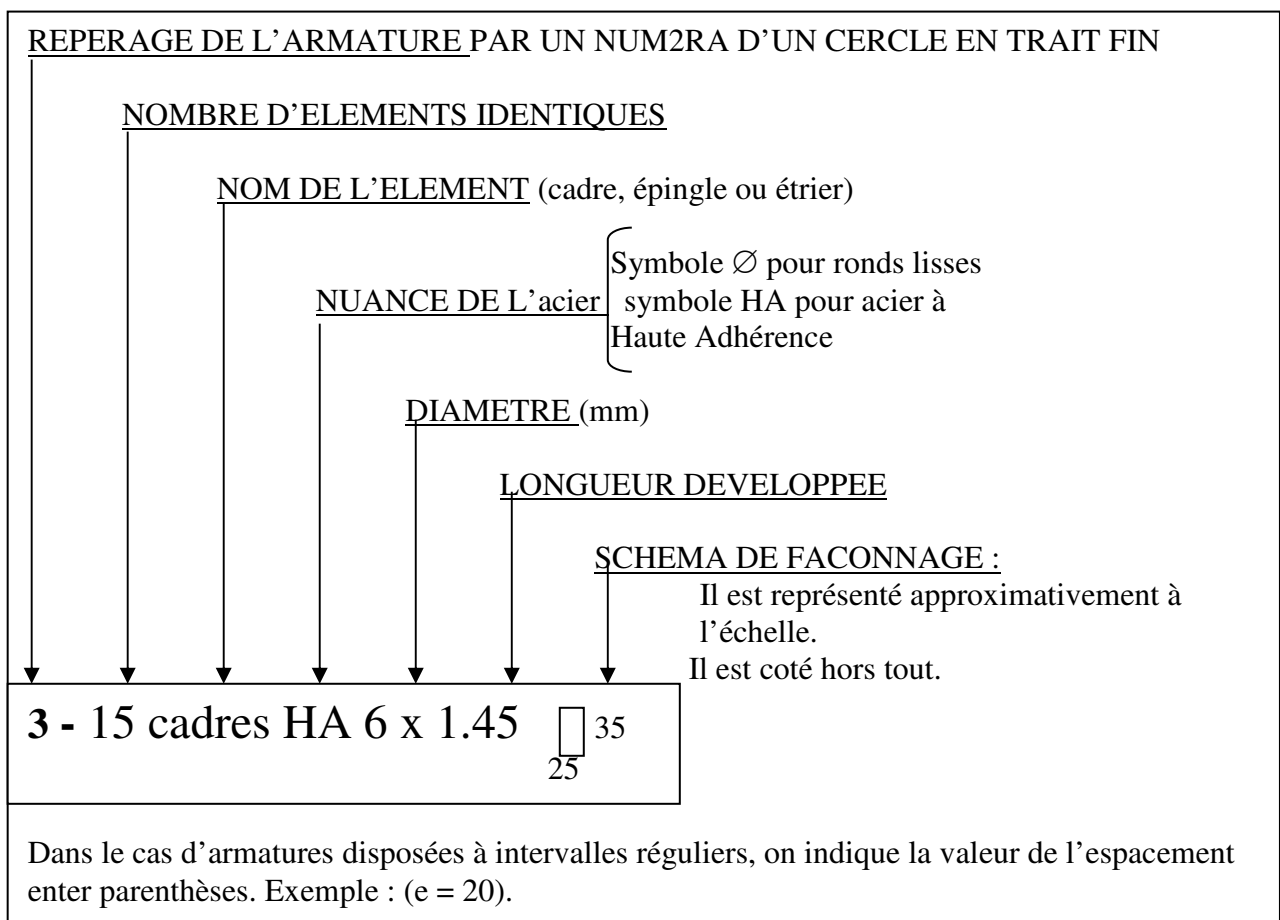
1. La cotation



3-2- SUR LA COUPE :

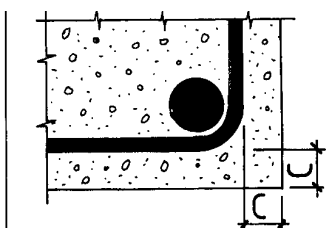


1- pour définir complètement chaque armature, on indiquera les renseignements suivants :



2- indiquer la section de la poutre (ici 30 x40).

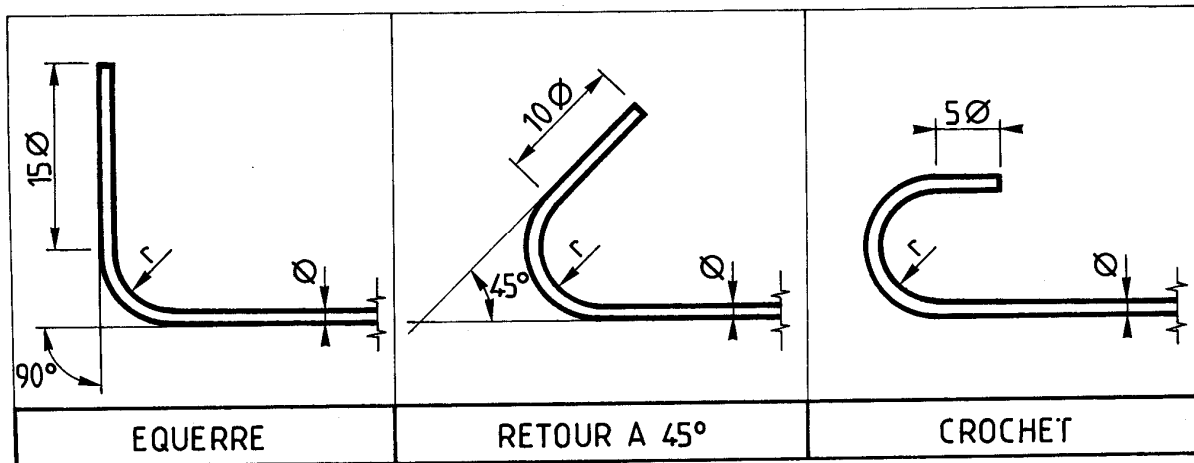
3-3- COTES D'ENROBAGE :



L'enrobage de toute armature longitudinale ou transversale est au moins égal à :

- C = 4 cm pour les ouvrages à la mer,
- C = 3 cm pour les parements non coffrés soumis à des actions agressives,
- C = 2 cm pour les parements exposés aux intempéries, aux condensations,
- C = 1 cm pour parois dans locaux couverts et clos.

4. Ancrages normalisés :



CALCUL DES LONGUEURS DEVELOPPEES :

ANCRAGES	ACIERS	rayon de courbure	SCHEMAS DE FAÇONNAGE		longueur développée
EQUERRE	Ronds lisses FeE 215 . FeE 235	$r=2.5\varnothing$			(a) $L+165\varnothing$ (b) $L+33\varnothing$
	Aciers HA FeE 400 . FeE 500	$r=5\varnothing$			(a) $L+18\varnothing$ (b) $L+36\varnothing$
RETOUR à 45°	Ronds lisses FeE 215 . FeE 235	$r=2.5\varnothing$			(a) $L+14\varnothing$ (b) $L+28\varnothing$
	Aciers HA FeE 400 . FeE 500	$r=5\varnothing$			(a) $L+17.5\varnothing$ (b) $L+35\varnothing$
CROCHET	Ronds lisses FeE 215 . FeE 235	$r=2.5\varnothing$			(a) $L+11.5\varnothing$ (b) $L+23\varnothing$
	Aciers HA FeE 400 . FeE 500	$r=5\varnothing$			(a) $L+17\varnothing$ (b) $L+34\varnothing$

EXEMPLE D'UTILISATION DU TABLEAU :

Calcul de la longueur développée de la barre ci-contre (HA 16)

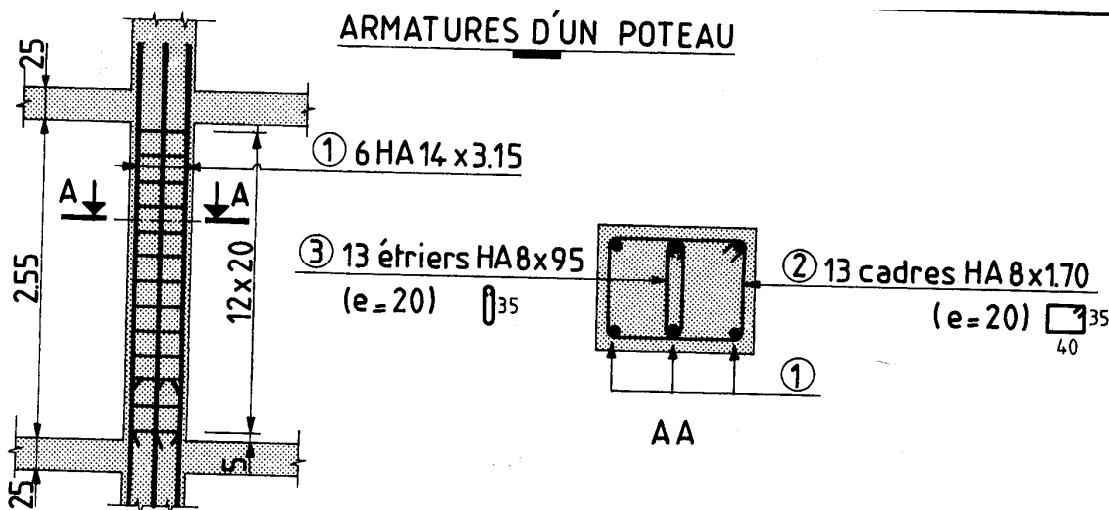
$$\text{Longueur} = 350 + (35 \times 1.6) = 350 + 56 = 406 \text{ cm.}$$

5. Représentation des ouvrages :

5-1- POUTRE :

Vues	Cotation
<ul style="list-style-type: none"> Chaque poutre est représentée par une élévation et une ou plusieurs coupes selon l'importance du ferrailage. Si une seule coupe est suffisante, son repérage peut ne pas être représenté. 	<ul style="list-style-type: none"> Une première ligne de cote sur l'élévation indique les espacements des armatures transversales. Dans le cas d'une répartition symétrique par rapport au milieu de la poutre, on ne cote généralement que les espacements situés à gauche de l'axe de symétrie. Une seconde ligne de cote précise la portée de la poutre ainsi que les épaisseurs des murs. Désignation des aciers sur la coupe.

5-2- POTEAUX :



Vues	Cotation
<ul style="list-style-type: none"> Pour les épaisseurs des traits. Chaque poteau est défini par une élévation et une coupe. On peut adopter des échelles différentes pour les dessins de l'élévation et de la coupe (procédé également employé pour les dessins des poutres). 	<ul style="list-style-type: none"> Une première ligne de cote sur l'élévation indique les espacements des armatures transversales. Une seconde ligne de cote précise la hauteur libre du poteau et les épaisseurs brutes des planchers. Désignation des aciers sur la coupe et l'élévation.

5-3- DALLE PLEINE :

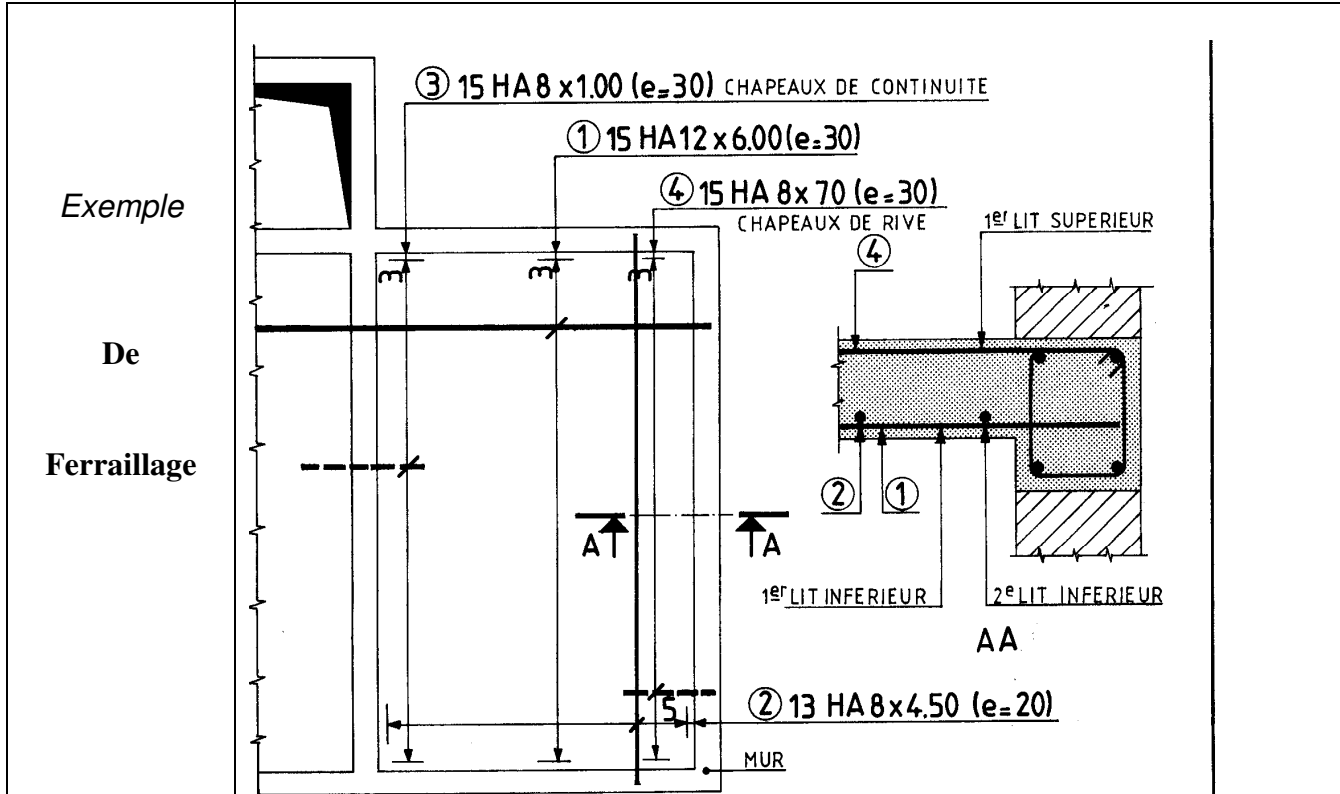
Les armatures des dalles pleines peuvent être :

- Des aciers ligaturés (barres droites ou façonnées),
- Des panneaux de treillis soudés.

Les deux tableaux précisent les conventions de représentation pour chacun de ces deux cas.

5-3-1

ACIER LIGATURES



Conventions De représentation

• **LITS D'ARMATURES :**
On distingue les lits supérieurs et lits inférieurs.
Le numéro du lit est fonction de la position des aciers par rapport au coffrage. Le premier lit inférieur sera le lit le plus proche du fond de coffrage tandis que le premier lit supérieur sera le plus près de la face supérieure de la dalle.
Les lits inférieurs se représentent en trait continu.
Les lits supérieurs se représentent en trait interrompu.
Le trait sera renforcé pour les aciers principaux et fort pour les aciers de répartition.

• **REPERAGE DES BARRES :**

Pour représenter les aciers ligaturés, on peut également exécuter deux dessins, l'un pour les lits supérieurs et l'autre pour les lits inférieurs.

Dans ce cas toutes les armatures seront dessinées en trait continu.

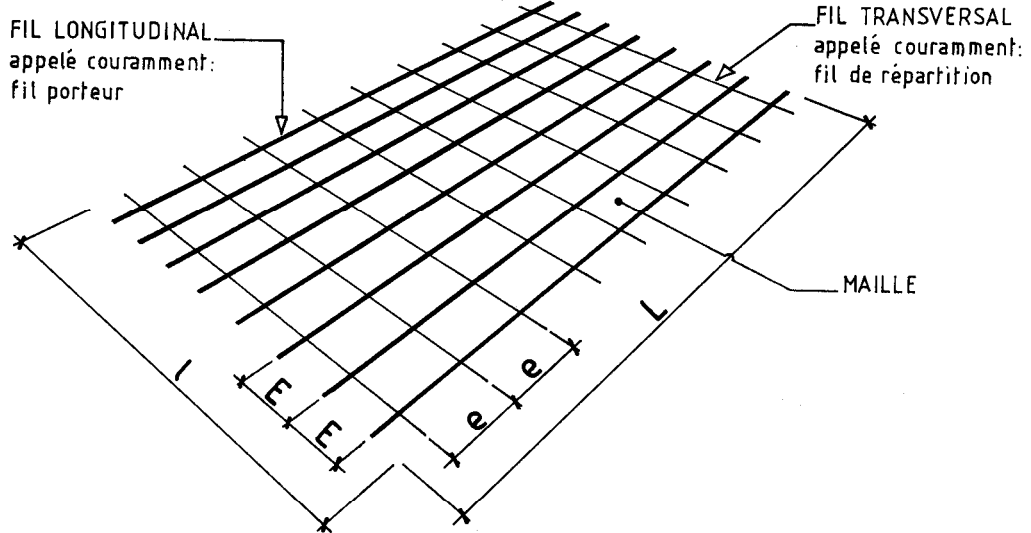
5-3-2

PANNEAUX DE TREILLIS SOUDES

Perspective d'un panneau

Éléments

Constitutifs

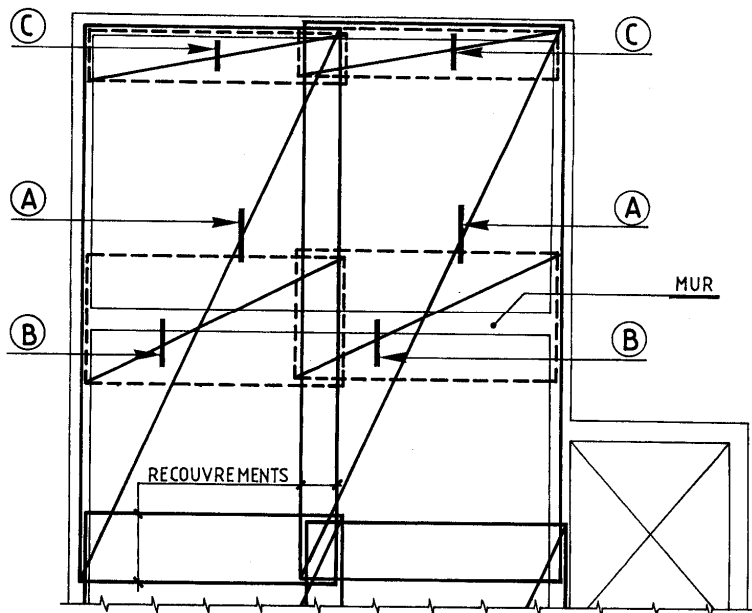


UN TREILLIS SOUDE EST CONSTITUE DE FILS D'ACIER ASSEMBLES ENTRE EUX PAR SOUDURES.

	FIL LONGITUDINAL	FIL TRANSVERSAL
DIAMETRE	D	d
ESPACEMENT	E	e
LONGUEUR	L	l

Exemple

De
Ferrailage

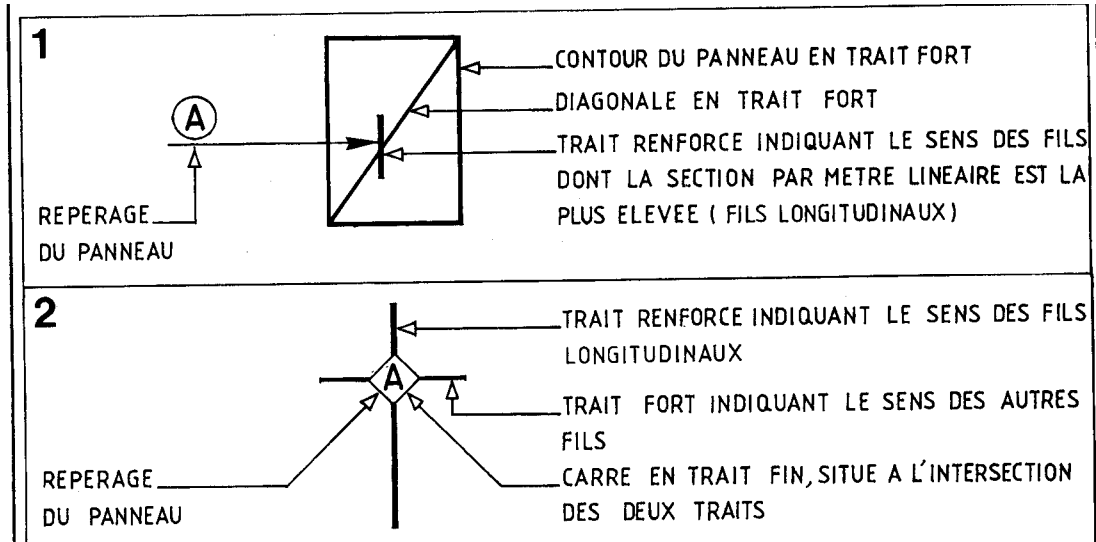


TREILLIS SOUDES (suite) :

Conventions
De
représentation

• **REPRESENTATIONS D'UN PANNEAU NFP 02- 015**

Deux représentations sont possibles :



Dans l'exemple de la page précédente, où la représentation n°1 a été utilisée, les panneaux inférieurs et les panneaux supérieurs figurent sur le même dessin. On les différencie en représentant le contour des panneaux supérieurs en traits interrompus forts.

Si la lecture du plan s'avère difficile, il est alors préférable d'exécuter deux dessins, l'un pour les panneaux supérieurs et l'autre pour les panneaux inférieurs.

• **DESIGNATION DES PANNEAUX**

- LA DESIGNATION COURANTE EST :

Treillis soudé lisse ————▶ TSL ou D/d E x e (L x l)
Ou à haute adhérence TSHA

Voir page précédente pour la signification de ces différents éléments.

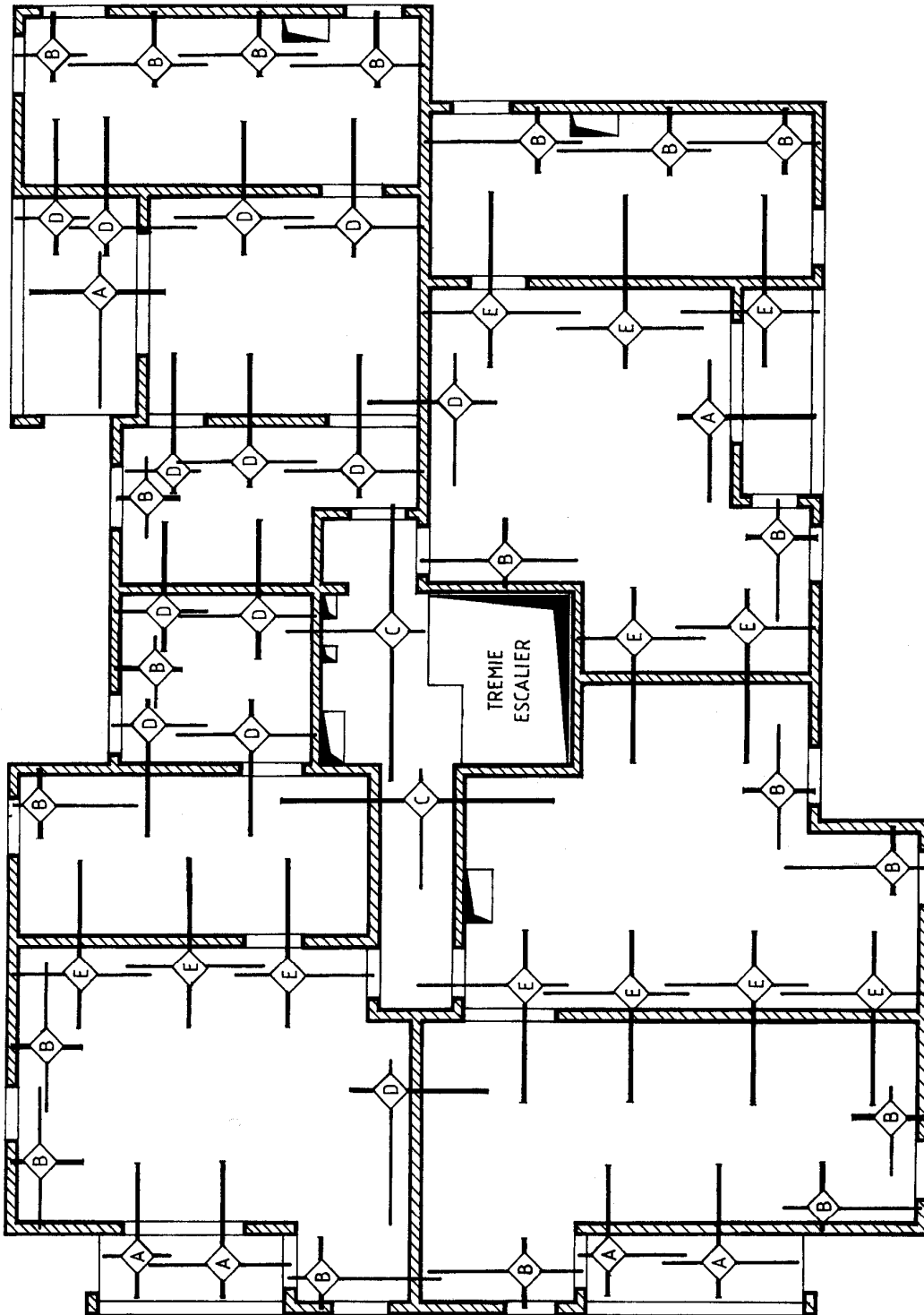
- EXEMPLE DE DESIGNATION :

Dimensions exprimées en millimètres TSHA 4.5/3 200x300 (2500x5000)

• **EXEMPLE DE DALLE ARMEE AVEC DU TREILLIS SOUDE**

Où la représentation n°2 a été utilisée.

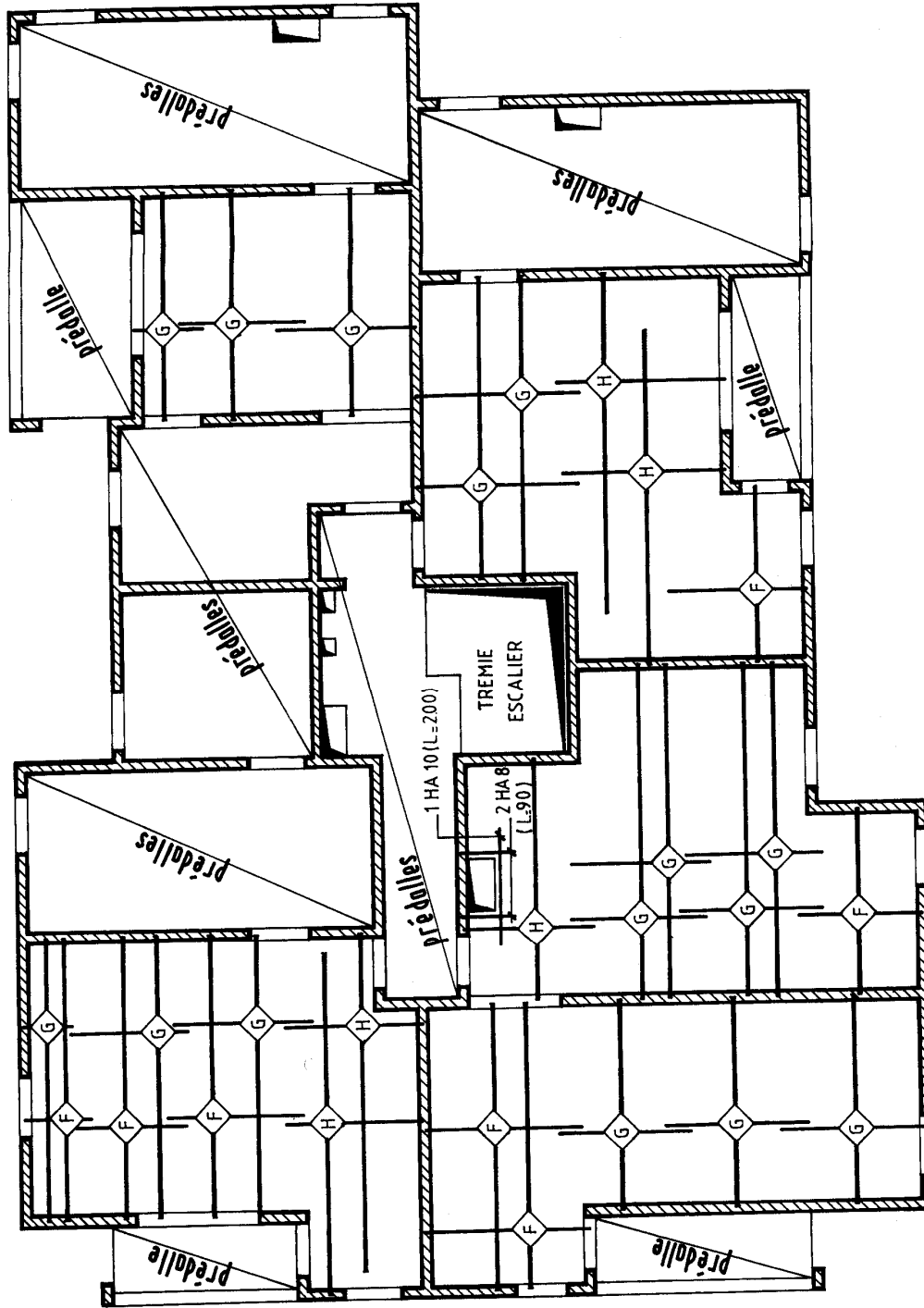
Dans cet exemple, où le nombre de panneaux de treillis soudés est important, il est conseillé d'établir une nomenclature. Celle-ci indiquera pour chaque panneau : le repérage, le type (désignation fabricant), le nombre d'éléments identiques et les dimensions.



PLANCHER HAUT DU 2^e ETAGE

Panneaux supérieurs

DOC. BUREAU D'ÉTUDES BETON ARME _

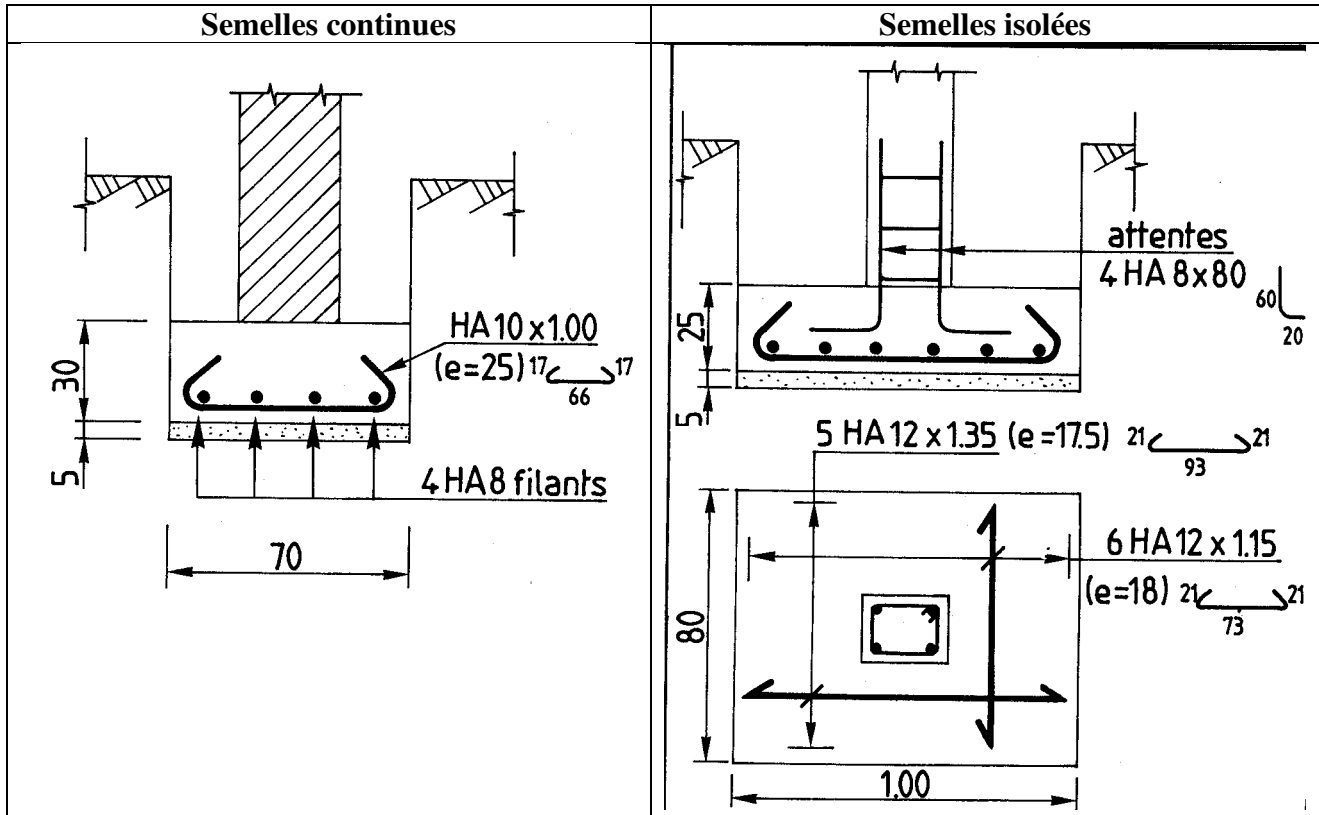


PLANCHER HAUT DU 2^e ETAGE

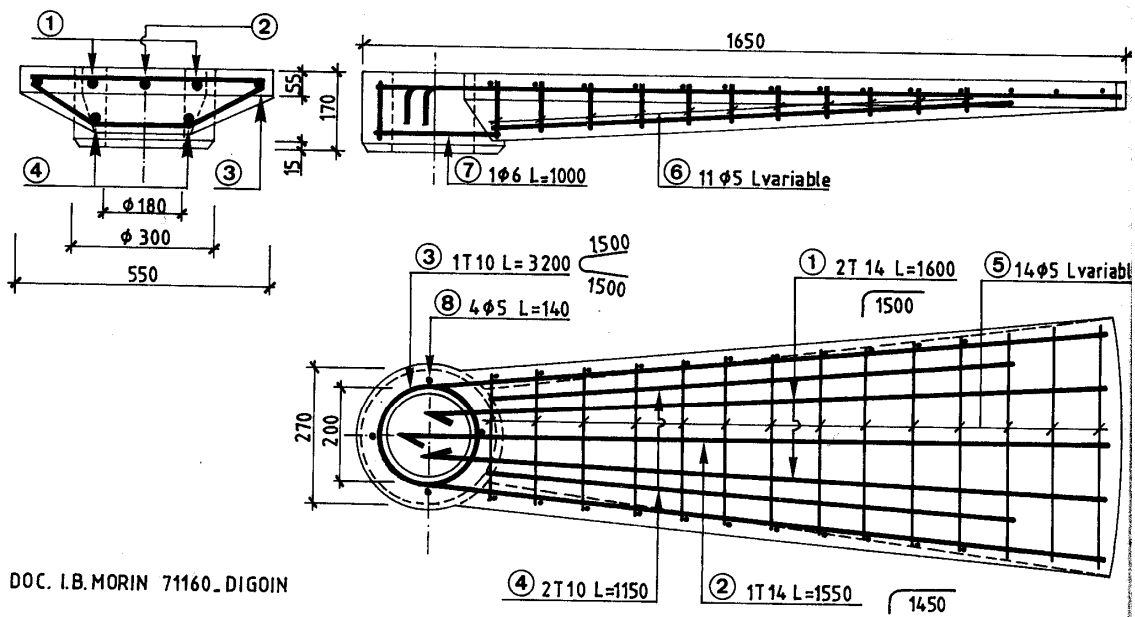
Panneaux inférieurs

DOC. BUREAU D'ETUDES BETON ARME -

5-4- SEMELLES DE FONDATION :



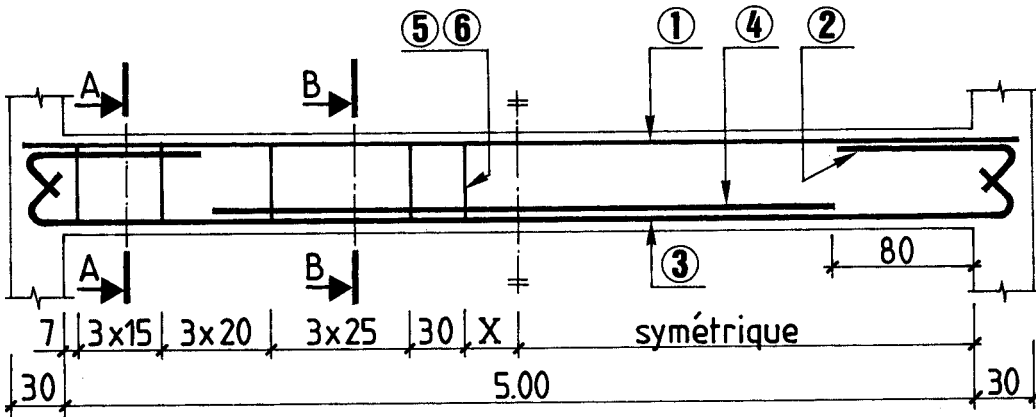
5-5- MARCHE D'ESCALIER PREFABRIQUE



DOC. I.B.MORIN 71160..DIGOIN

Test

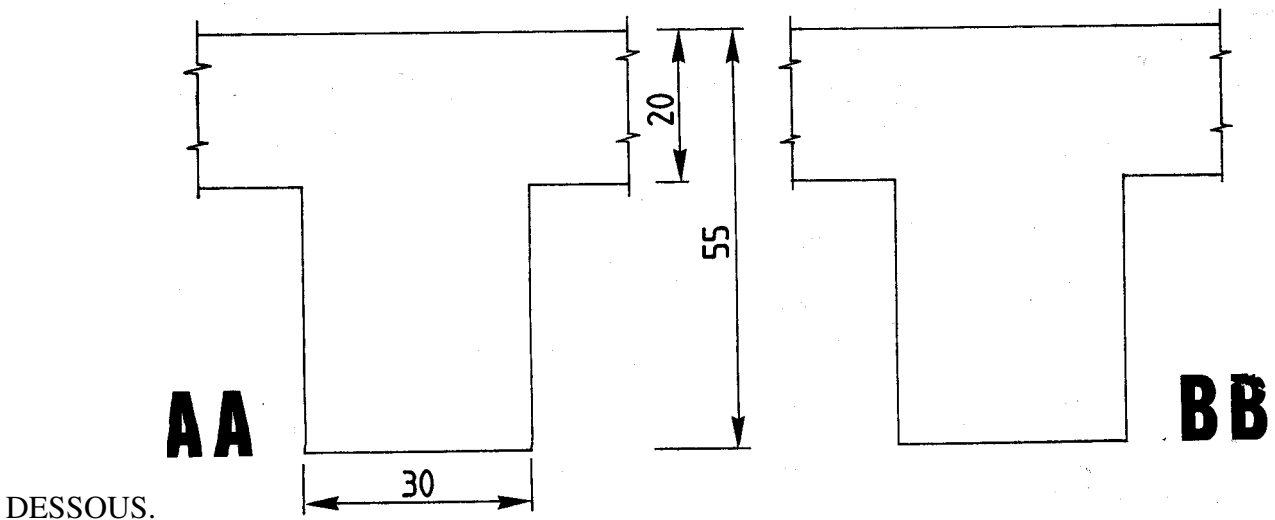
OBSERVER CI-DESSOUS LES ARMATURES D'UNE POUTRE. LA NOMENCLATURE PRECISE LES CARACTERISTIQUES DE CHAQUE BARRE.



NOMENCLATURE :

Repère	Nuance	Diamètre	Nombre	Longueur développée	Façonnage
①	HA	10	3	5.50	5.50
②	HA	12	2x3	1.25	1.04 \curvearrowright 21
③	HA	16	3	6.10	28 5.54 28
④	HA	14	3	3.40	3.40
⑤	HA	8	22	1.80	\square 25 50
⑥	HA	8	22	1.30	\circ 50

❖ REPRESENTER ET REPERER LES ARMATURES SUR LES DEUX COUPES VERTICALES PREDESSINEES CI-



***Module : 14 CONNAISSANCE DE LA MECANIQUE
APPLIQUEE (B.A.E.L)***

GUIDE DES TRAVAUX PRATIQUES

I. TP 1 : intitulé du TP **Dimensionnement et ferrailage des poteaux**

I.1. Objectif(s) visé(s) :

- **Déterminer la section extérieure des poteaux**
- **Déterminer la section des aciers longitudinaux et transversaux des poteaux**
- **Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.**

I.2. Durée du TP:

2 heures

I.3. Description du TP :

Un poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples pour lequel la distance entre planchers est 2.90 m .

Ce poteau de section rectangulaire supporte des Charges permanentes

G= 45 tf et des Charges d'exploitation Q= 25 tf

- Béton..... $f_{c28}=22$ Mpa
- AcierFeE400
- Enrobage des armatures $c=3$ cm
- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

Supposant que l'élancement du poteau est voisin de $\lambda = 35$

On demande de :

1. Déterminer les dimensions de la section du poteau.
2. Trouver le ferrailage complet du poteau.
3. Représenter la section transversale du poteau.

I.4. Déroulement du TP

En classe

II. TP 2 : intitulé du TP : **Ferrailage des poutres à l'état limite ultime et à l'état limite de service**

II.1. Objectif(s) visé(s) :

- **Déterminer la section des armatures principales des poutres à l'E.L.U**
- **Déterminer la section des armatures principales des poutres à l'E.L.S**
- **Déterminer et répartir les armatures transversales.**
- **Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.**

II.2. Durée du TP : 3 H

II.3. Description du TP :

Soit à déterminer les armatures longitudinales et transversales d'une poutre à section rectangulaire (voir figure), sollicitée par un moment ultime $M_u = 545 \text{ KN.m}$ et un effort tranchant $V_u = 330 \text{ KN}$

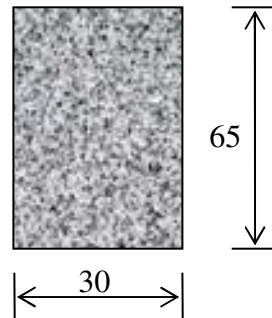
On donne :

- Béton..... $f_{c28}=22 \text{ Mpa}$
- Acier longitudinal.....FeE400 type1
- Acier transversal.....FeE235
- Fissuration peu nuisible
- Sans reprise de bétonnage
- La portée de la poutre est **6,60 m**
- Enrobages inférieur et supérieur = **5 cm**

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$



Faites la répartition des armatures transversales et représenter la poutre avec sa coupe transversale tout en respectant les dispositions constructives.

N.B : Annexes autorisés

II.4. Déroulement du TP : En classe

TP 3 : intitulé du TP : **Dimensionnement et ferrillage des semelles de
fondation**

III.1. Objectif(s) visé(s) :

- **Déterminer les dimensions extérieures des semelles de fondation**
- **Déterminer la section des armatures longitudinales et transversales des semelles à l'E.L.U et à l'E.L.S**
- **Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.**

III.2. Durée du TP: **3H**

III.3. Description du TP :

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire $b=25\text{cm}, a=20\text{cm}$ supportant une charge centrée de compression dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.

(A : largeur, B:longueur, h:hauteur totale, d:hauteur utile)

2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle.

On donne :

- Charges permanentes $G=0.55$ Méga newton
- Charges d'exploitation..... $Q=0.24$ Méga newton

Caractéristiques des matériaux :

- Béton..... $f_{c28}=22$ Mpa
- Acier FeE500

Caractéristique du sol :

Contrainte admise sur le sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}}= 0.7$ MPa

III.4. Déroulement du TP : *En classe*

Évaluation de fin de module :

Exercice I

Un poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples pour lequel la distance entre planchers est 2.85 m .

Ce poteau de section rectangulaire supporte des Charges permanentes **G= 42 tf** et des Charges d'exploitation **Q= 20 tf**

- Béton..... $f_{c28}=22$ Mpa
- AcierFeE400
- Enrobage des armatures $c=3$ cm
- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

Supposant que l'élanement du poteau est voisin de $\lambda = 29$

On demande de :

1. Déterminer les dimensions de la section du poteau.
2. Trouver le ferrailage complet du poteau.
3. Représenter la section transversale du poteau.

Exercice II

On considère une semelle de fondation continue sous un mur d'épaisseur $b=20$ cm..

En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle.

4. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
(A=1.00m longueur, B:largeur, h:hauteur totale, d:hauteur utile)
5. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle.
6. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle, respecter les dispositions constructives.

On donne :

- Charges permanentes $G=0.30$ Méga newton
- Charges d'exploitation..... $Q=0.05$ Méga newton
- Caractéristiques des matériaux :
 - Béton..... $f_{c28}=25$ Mpa
 - Acier FeE400
- Caractéristique du sol :
Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol}= 0.75$ MPa

