

ROYAUME DU MAROC

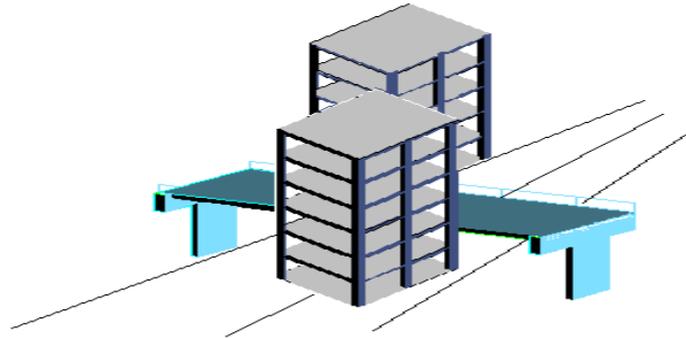
مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل

Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du
Travail

~~DIRECTION RECHERCHE ET INGÉNIERIE DE FORMATION~~

Rapport du stage
Au sein du bureau d'étude

عن
مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل



Elfanidi fahde

SECTEUR : BATIMENT

**SPÉCIALITÉ : TECHNICIEN DESSINATEUR
DE BATIMENT**

NIVEAU : TECHNICIEN

Dans le cadre de ma formation alternée en dessin de bâtiment Architecture bien qu'elle m'a apparaît toujours insuffisante, du fait qu'elle ne reflète pas. La réalisation totale de se qui se passe dans le monde du travail et pour mieux accomplir ma mission, il ma été indispensable d'effectuer un stage pratique qui a durée presque 1 mois et demi, ce stage m'a permit en premier lieu de d é couvrir le monde de travail, d'adapter les connaissances et la théorie que j'ai appris au cours de ma formation alternée.

Aussi on a pu saisir les moyens dont on se servira dans l'avenir, ainsi que les réactions règnent entre le personnel et l'administration.

En général, cette période de stage ma fortement utile car elle m'a permis de bien confrontes mes problèmes et d'essayer à les résoudre.

Sommaire

1 /remerciement :

2/Béton armé et ses constituants.

a/Définition :

b/Les matériaux entrant dans constitution du béton armé.

3/Les charges.

a/ Types de charges :

b/ Combinaisons de charges :

c/ Méthodes de calcul des charges :

4/Les semelles :

a-Dimensions d'une semelle :

b-Hauteur total d'une semelle :

c- la hauteur e :

d- Les armatures dans une semelle :

5/Les poteaux :

a/Détermination des charges :

b/ combinaison des charges:

c/Section d'un poteau

d/ Calcul de α

e/Les des armatures transversal:

6/Les poutres :

a/Calcul des armatures longitudinales d'une poutre à section rectangulaire :

b/Calcul de l'effort normal ultime N_u :

c/Calcul du moment M :

d/Calcul de μ :

e/armatures transversales :

f/L'espacement entre les cadres :

g/L'enrobage :

h/ Dimensions d'une poutre :

7/Les planchers :

Etude d'un exemple

Remerciement

D'abord, je tiens à remercier spécialement, mon professeur Monsieur LAMOIH I mon ingénieur Mr: KALFAOUI qui a prit une part importante dans la réalisation de mon travail. Et tout mon grand respect je la remercie encore une foie.

Et je tiens à remercier généralement les techniciens qui travaillent au bureau pour leurs conseils spéciaux et leurs renseignements durant le cours du stage.

Le béton armé et ses constituants :

1/Définition :

On appelle **béton** le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables, de ciment, de granulats (sable, pierrailles) et d'eau de gâchage .Et **béton armé** le matériau obtenu par l'association de béton et de l'armature qui est représenté en barre d'acier. Dans l'association béton armée :

- Le béton résiste aux effort de compression et l'acier à la traction.
- L'acier résiste aux efforts de compression et éventuellement, à la compression si le béton ne peut y suffire à lui seul

Le béton a plusieurs avantages sur les autres matériaux de construction comme la souplesse d'utilisation, l'économie, la résistance au feu...

2/Les matériaux entrant dans constitution du béton armé

A/ Le béton :

Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et la grosseur du granulat utilisé.

- Le dosage c'est-à-dire le poids de ciment par mètre de béton mis en œuvre est, généralement, compris entre 350 et 400 kg de ciment / m³ de béton.
- Les granulats utilisés en béton ont une dimension maximale de 25 mm
- Le sable est constitué par des grains provenant de la déségrégation des roches ; les grosseurs sont généralement inférieures de 5 mm et il doit être propre.
- Les pierrailles sont constituées par des grains rocheux peuvent être extraites du lit des rivières ou par concassage de roches dures. Et ils doivent être propre.
- l'eau entant dans la composition des bétons devra être pure, sans acide. Sauf indication contraire du cahier des prescriptions spéciales.

B/ Les Aciers :

- Aciers rends lisses : on utilise les nuances : FeE215 et FeE235.
De diamètre : 6, 8, 10,12, 14, 16, 20, 25,32, 40et50.
- Filles haut adhérence, de diamètre : 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12,14.
- Treillis soudés.

Tous les aciers utilisés ont un coefficient de sécurité $\gamma_s = 1.15$ et ils travaillent dans un domaine élastique et ils ne faut qu'ils dépassent ses limites élastique f_e .

Le diagramme suivant présente les déformations contraintes

: Adhérence

Le béton et l'acier présentent la propriété d'adhérer fortement entre eux lorsque les armatures sont convenablement enrobées de béton

Les charges :

1- Types de charges :

Pour les bâtiment a usage administratif ou d'usage d'habitation on distingue, couramment, deux charges principales :

Charges permanentes : G

Charges d'exploitations ou surcharges: Q

2- combinaisons de charges :

Les règles **B.A.E.L** préconisent l'utilisation des combinaisons suivantes :

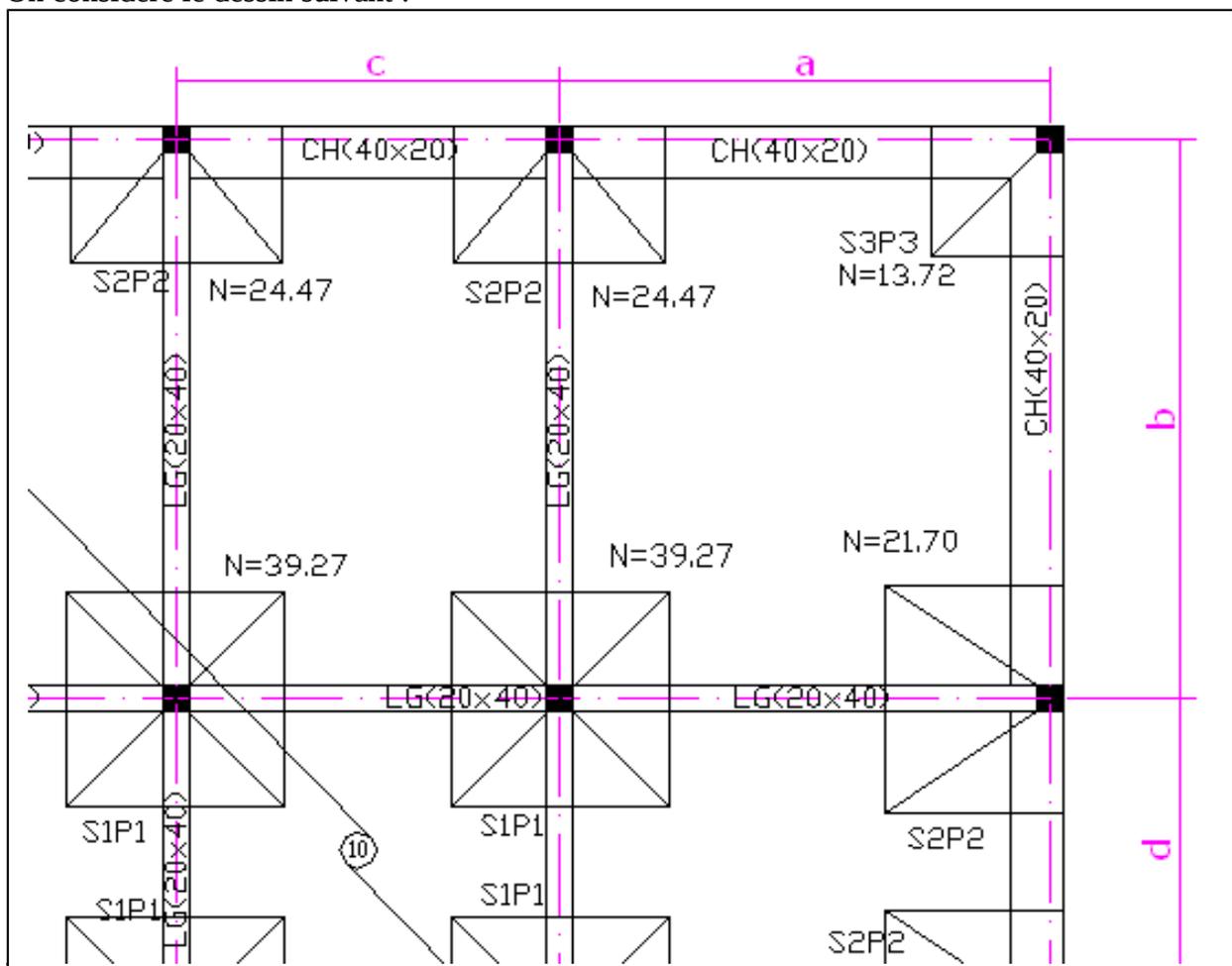
Etat limite ultime : $1,35G + 1.5 Q$

Etat limite de service : $G + Q$

3- méthode de calcul des charges :

Le calcul des charges « N »est fait suivant le type des poteaux.

On considère le dessin suivant :



$N = a \times c \times 1.15 \times n$

4

- Pour un poteau centré :

$$N = \frac{(a + b) \times (c + d) \times 1.15 \times n}{4}$$

- Pour un poteau de rive :

$$N = \frac{(a + b) \times c \times 1.15 \times n}{4}$$

Avec : N= les charges

n : nombre des dalles

Les semelles :

Après avoir calculer les charges on calcule AB :

$$AB = \frac{\text{charges} \times N \times 1000}{1.5}$$

A et B sont les dimensions de la semelle.

a-Dimensions d'une semelle :

***Semelle centrée ou d'angle :**

Dans le cas de A = B

On a : $A = B = \sqrt{AB}$

***Semelle de rive :** $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1.25$ et $A > B$

Dans ce cas :

$$B = \sqrt{\frac{AB}{1.25}} \quad \text{et} \quad A = 1.25 \times B$$

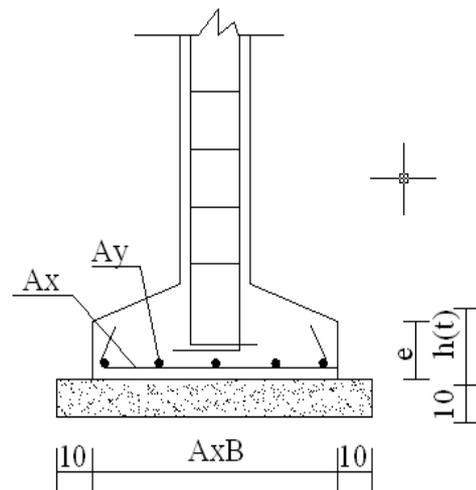
b-Hauteur total d'une semelle :

$$h = \max \left[\frac{(A-a)}{4}; \frac{(B-b)}{4} + 0.2 \right]$$

c- la hauteur e :

$$e = 6\varnothing + 6$$

∅ est le diamètre max des armatures transversales



d- Les armatures dans une semelle :

***Semelle isolée :**

$$A_{au} = N_u (A - a) / 8(h - d) \cdot \sigma_s$$

$$A_{au} = N_u (B - b) / 8(h - d) \cdot \sigma_s$$

$$A_{as} = N_s (A - a) / 8(h-d) .\sigma_s$$

$$A_{as} = N_s (B - b) / 8(h-d) .\sigma_s$$

d = enrobage des armatures (5 cm)

Les armatures finales :

$$A_a = \max (A_{au} ; A_{as})$$

$$A_b = \max (A_{bs} ; A_{bs})$$

* **Semelle contenue sous mur :**

Nappe inférieur :

$$A_x = P(b-b) / 8 d f_{su}$$

$$A_y = A_x / 4$$

Les poteaux

1-Détermination des charges :

a-Actions permanentes :

$$G = G_n + G_p + G_{pou} + G_m + G_{étan}$$

G_n poids des dalles supporter par le poteau.

G_{pou} poids des poutres

G_p : 25000 x a x b x h : poids propre de poteau

G_m: poids des murs supportés (on prend G_m = 120kg/m²)

G_{étan} : étanchéité multicouche, enduit sous plafond, carrelage...

Evaluation des charges permanentes :

| Nature et désignation du local | Charges d'exploitation en N/m ³ |
|--------------------------------|--|
| -Béton armé | 25000 N/m ³ |
| -Maçonneries de moellons | 23000 N/m ³ |
| -Carreaux de plâtre | 100 N/m ³ /cm |
| -Etanchéité multicouches | 120 N / m ² |
| -Enduit sous plafond | 180 N / m ² |
| -Acrotère en béton armé | 25000 N/m ³ |
| Briques creusées | |
| - d'épaisseur 15 cm | 1300 N / m ² |
| - d'épaisseur 20 cm | 1750 N / m ² |
| - d'épaisseur 25 cm | 2050 N / m ² |

b-Actions variables :

Evaluation des charges d'exploitations :

| Nature et désignation du local | Charges d'exploitation en N/m ² | Nature et désignation du local | Charges d'exploitation en N/m ² |
|----------------------------------|--|------------------------------------|--|
| Bâtiment à usage : | | Bâtiments scolaires : | |
| a/d'habitation : | | -Salles de classe | 2500 |
| -Chambres, cuisines... | 1500 | -Ateliers, laboratoires | 2500 |
| -Balcon | 3500 | -circulations, escaliers | 4000 |
| -Escaliers | 2500 | -Bibliothèque, salles de réunion | 4000 |
| b/ bureau : | | -Cuisines collectives | 5000 |
| -Bureaux | 2500 | Bâtiments hospitaliers : | |
| -Circulation et escaliers | 2500 | -Chambres | 1500 |
| -Halle de réception | 2500 | -Circulation interne | 2500 |
| -Halle à guichet | 4000 | -Salles de travail et d'opérations | 3500 |
| Terrasse | | | |
| -Terrasses non accessibles | 1000 | | |
| -Terrasses accessibles | 1500 | | |
| -Terrasses accessibles au public | 50000 | | |

Descente des charges :

Dans le calcul des charges d'exploitations il faut tenir compte de la loi de dégression des charges.

Terrasse : $Q = Q_0$

Niveau 1 : $Q = Q_0 + Q_1$

Niveau 2 : $Q = Q_0 + 1.9 Q_1$

Niveau 3 : $Q = Q_0 + 2.7 Q_1$

Exemple : dans le cas d'un terrasse accessible $Q_0 = 1500N / m^2$

Q_1 sont les charges calculer dans le premier niveau

2- combinaison des charges:

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q$$

3/Section d'un poteau

Longueur de flambement Lf:

$L_f = L$ dans les poteaux non traversés de part et d'autre par des poutres
(Cas des poteaux de façades)

$L_f = 0.7L$ (pour les autre cas)

a/Poteau rectangulaire :

Pour les poteaux rectangulaires de section a x b, l'un des coté est déterminé par la condition de stabilité comme suit :

$$\lambda = 3.46.Lf / a < 50$$

On tire: $a > 3.46 \times Lf / 50$

-L'autre côté est déterminé en évaluant l'effort normal Nu :

$$Nu / (a \times b) < \sigma_b$$

b/ poteaux circulaire :

Le diamètre (d) du poteau circulaire est déterminé directement à partir de la condition de stabilité :

$$\lambda = 4 Lf / d$$

4/ calcul de α (coefficient de flambement)

$$\alpha_0 = 0.85 / [1 + 0.2 (\lambda / 35)^2]$$

On divise α_0 par 1.1 pour tenir compte du fait que les charges s'appliquent entre 28 et 90 jours.

Donc $\alpha = \alpha_0 / 1.1$

Dans le calcul des armatures il faut :

1/limiter la valeur maximale des armatures Am a :

$$Am = 0.05 \times Br \quad (\text{section du poteau})$$

2/limiter la valeur minimale des armatures Al a :

$$Al = 0.04 \times (2 \times (a+b)) \quad (\text{périmètre du poteau}).$$

3-Les des armatures transversal:

a/Le diamètre des armatures transversal :

$$\varnothing t = \frac{\varnothing l_{max}}{3}$$

$\varnothing l_{max}$: diamètre maximum des armatures longitudinales.

b/ Espacement des cadres :

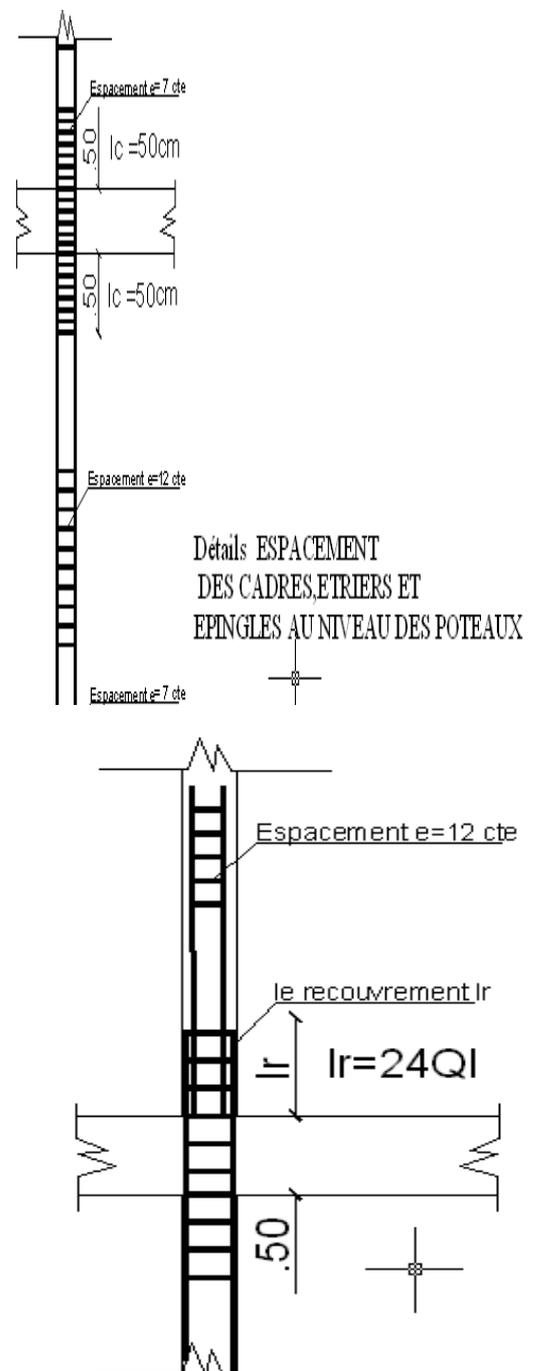
L'espacement des cadres, étriers et épingle est fait de la manière représentée dans le dessin à côté.

L'espacement doit être au plus égal à :

- 15 $\varnothing l_{min}$
- 40 cm
- a+10

c/La longueur de recouvrement des armatures d.

-La longueur de recouvrement est égale à 24 $\varnothing l$



-Si le poteau change sa section entre deux niveaux
Lr sera égal 36 Ø l.

Les poutres :

1/Calcul des armatures longitudinales d'une poutre à section rectangulaire :

1/calcul des charges d'une poutre :

$$G = G_{pou} + G_n + G_m$$

$$Q = Q_0 (L_i + L_s)$$

Avec :

2500 poids ou masse volumique du béton en kg f / m³ (ou 25000 N / m³)

GPou = 2500 x b x h : poids propre de poutre

Gn : poids de la partie du plancher supportée par la travée.

Q₀ = 175 kg f / m² : charge d'exploitation pour un terrasse accessible.

Pm = 120 x S : poids des murs supportée par la travée (kg / ml)

Li, Ls : longueur respectivement, inférieur et supérieur de la partie du plancher supportée par la travée.

2/Calcul de l'effort normal ultime Nu :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

3/Calcul du moment M :

$$M_u = \frac{N_u \times L^2}{8}$$

4/Calcul de μ :

$$\mu = M_u / (f_{bu} \cdot b \cdot d^2)$$

Puis en détermine les armatures longitudinales suivant l'organigramme étudié
 σ_b ou f_{bu} : la résistance limite à la compression du béton .

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28}$$

γ_b

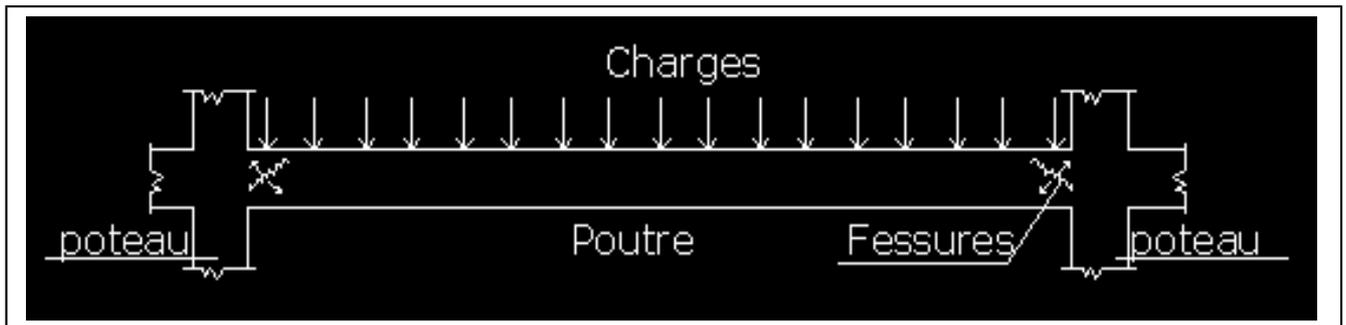
5/armatures transversales :

Les charges appliquées aux poutre engendrent des effort tranchants V_u .Cet efforts pourra engendrer des fissures importantes aux voisinages des appuis.

$T_u = V_u / (b_o \cdot d)$

T_u contrainte de cisaillement

b_o largeur de la section de la poutre



Pour résister à cet effort tranchant, on prévoit des armatures transversales placés verticalement et espacées d’une certaines distance à déterminer.

Le diamètre des armatures longitudinales :

Le diamètre :

$\Phi_t \leq \text{Min} (h/3 ; \Phi_l \text{ min} ; b/10)$

6/L’espacement entre les cadres :



7/L’enrobage :

L’enrobage « c » d’une barre est la distance de sa génératrice au parement de béton le plus voisin.

Il doit être au mois égale à :

4 cm pour les ouvrages exposés à des conditions agressives

2 cm , pour les parements exposés à des intempéries .

1 cm pour les parois situés dans des locaux couverts et clos.

8/ Dimensions d’une poutre :

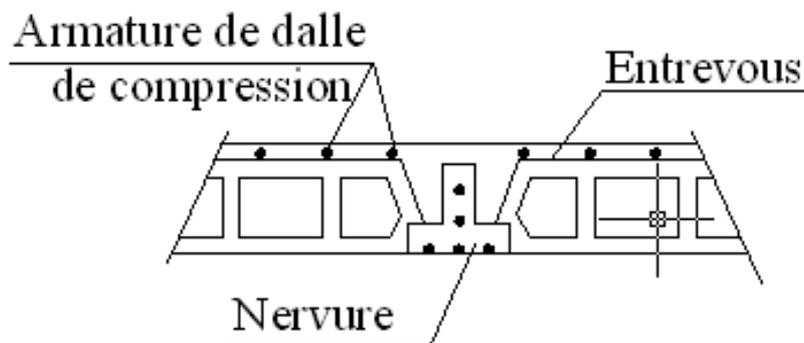
Pour les poutre a section rectangulaire, il est loisible de fixer leur largeur en fonction des contraintes architecturales et des dispositions constructives et de choisir leurs hauteurs dans l'intervalle ($L/15$, $L/12$).

Où L est la portée de la travée qui est limitée en général à 7 m.

Dalles en hourdis :

1-hourdis à nervures préfabriqués :

Dans ce type des dalles on utilise des poutrelles (nervures) préfabriqués.



a/ nervures :

Les nervures à utiliser sont choisies en fonction de la charge et de la hauteur du plancher à partir d'abaques établis par le fournisseur.

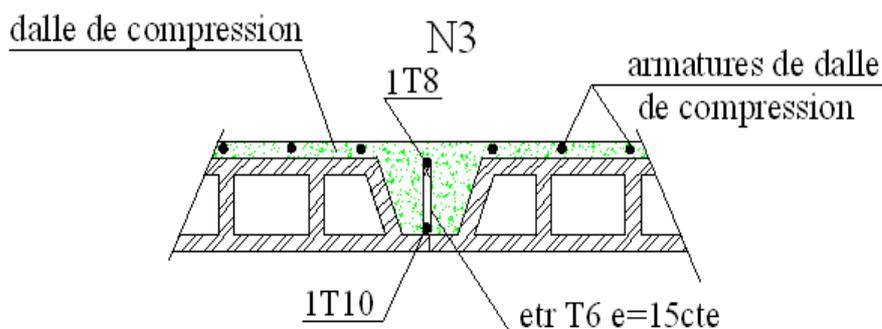
b/ Armatures de table de compression :

Les armatures de la dalle de compression sont formées d'un quadrillage de barres dont les dimensions de la maille inférieures à :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (exp. prendre 15)
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures (exp. prendre 25)

2- hourdis traditionnelles

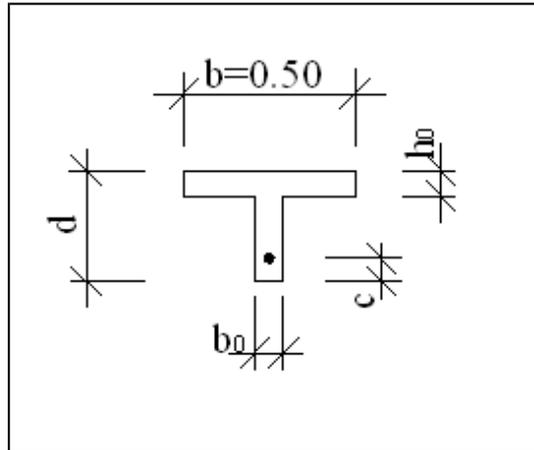
Dans ce type de plancher les nervures sont coulées sur place.



Choix des nervures.

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0 / 12)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



$$M_u = \frac{N_u \times L^2}{8}$$

Si $M_u < M_0$ une partie de nervure sera comprimé.

$$M_n = M - f_{bu} \times b \times h_0 \times (b - b_0/2)$$

$$\mu = M_n / (\sigma_b \times b \times d^2)$$

Et on détermine α , β et d' après le tableau correspond.

$$\beta = 0.5 \times \sqrt{2 + (1 - 2 \mu)}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Et en fin

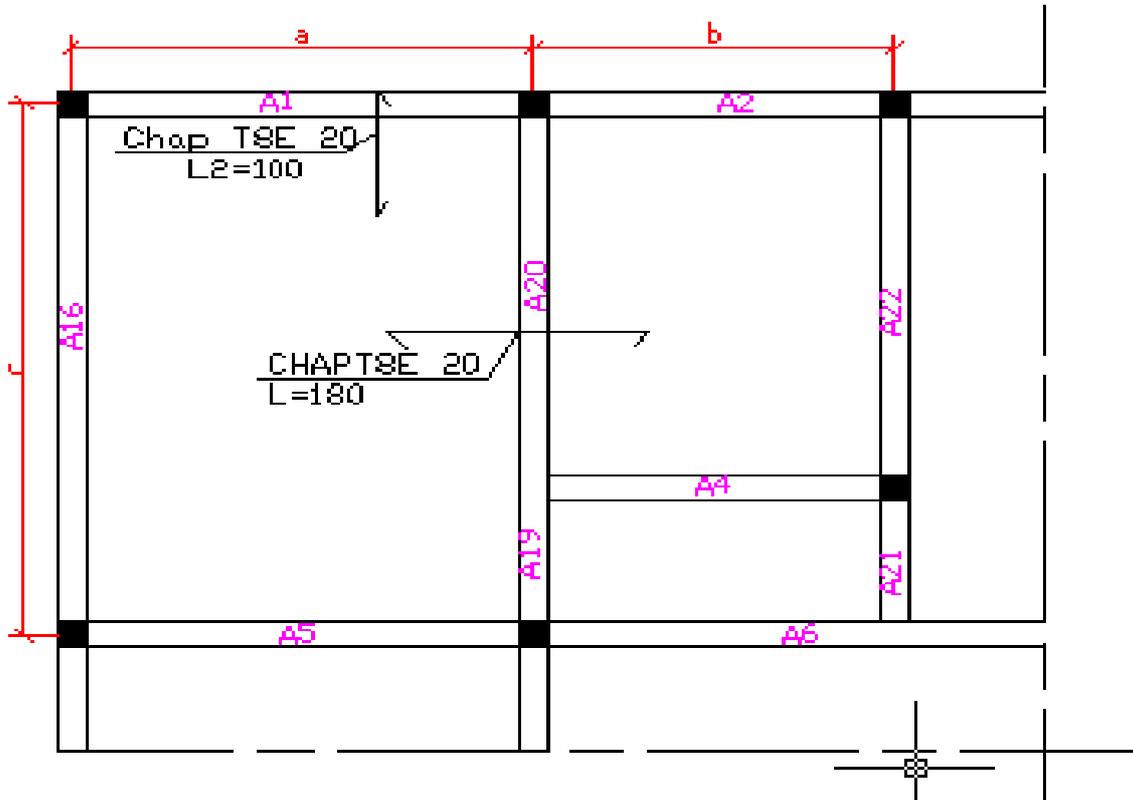
$$A = M / (\beta \times d \times \sigma_s)$$

Calcul des chapes :

On ajoute les chapes (morceaux des aciers) pour de renforcer les dalles au niveau des poutres.

Les chapes utilisé dans les dalles pleines et les dalles en hourdis traditionnelles (avec des nervures fabriquées sur chantiers).

Dans le cas d'une dalle en hourdis traditionnel les chapeaux posés parallèles aux nervures.



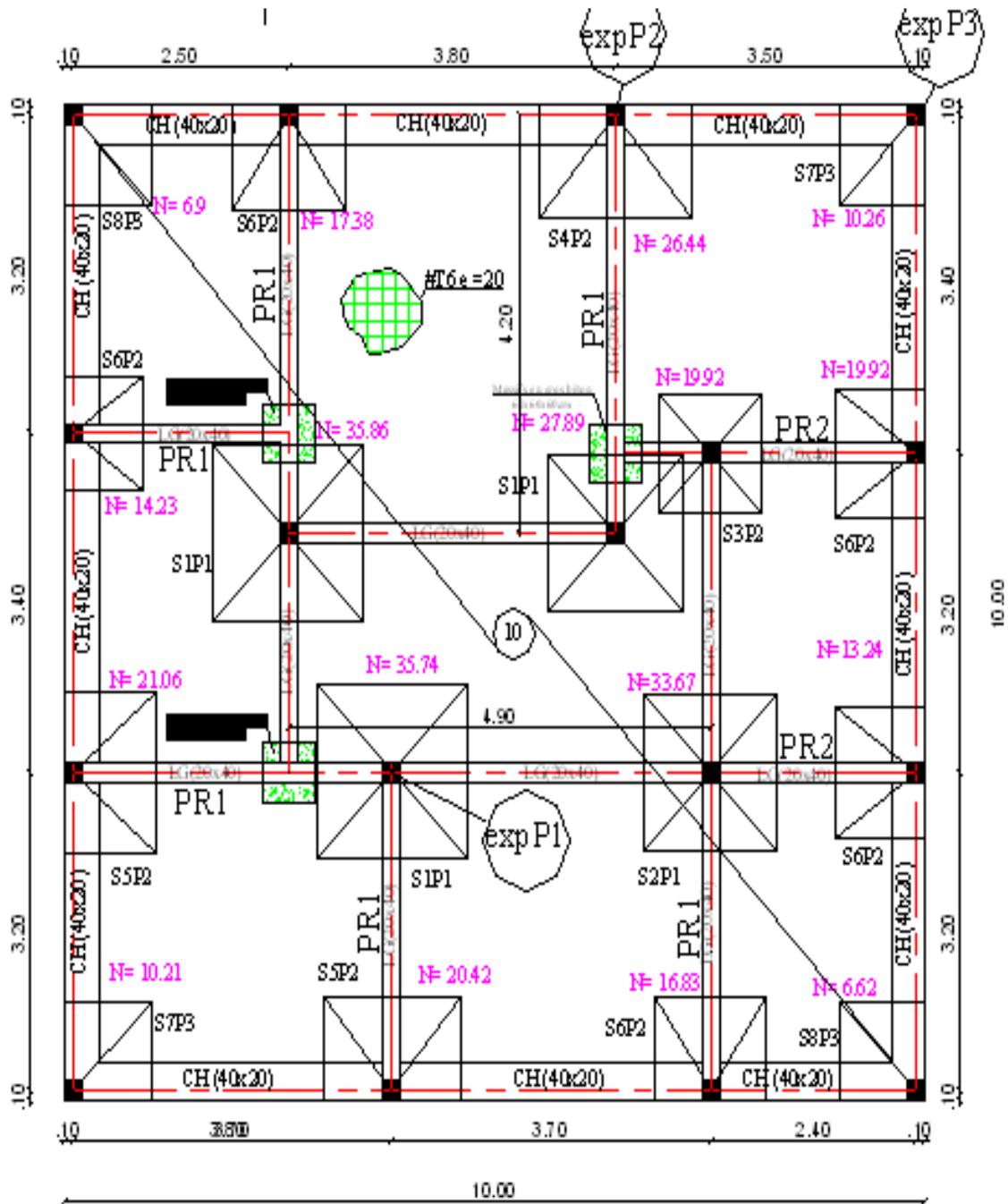
1- chape centrée :

$$L = \frac{\text{Sup}(a, b) \times c}{2} + 0.2$$

2- Chape excentrée :

$$L2 = \frac{a \times c}{4} + 0.2$$

Etude d'un exemple :



FONDACTIONS

Poteau de coin P3 :

| N | Charges permanentes en N | G en N | Q en N | Nu=1.35G+1.5Q |
|--------------|--|--------|--|---------------|
| 2eme étage | $G_p = 0.20 \times 0.20 \times 3.00 \times 25000 = 3000$ $G_{pou1} = 0.20 \times 0.40 \times 1.75 \times 25000 = 3500$ $G_{pou2} = 0.20 \times 0.40 \times 1.70 \times 25000 = 3400$ $G_n = 1.75 \times 1.70 \times 0.20 \times 25000 = 5206.25$ $G_m = 1750 \times (1.75 + 1.70) \times 3 - 0.40 = 15697.5$ $G_{forme} = 7500 \times 0.08 \times 1.75 \times 1.70 = 1785$ $G_{enduit} = 360 \times 1.75 \times 1.70 = 1071$ | 33660 | (1.7x1.75est la surface de la partie de la dalle supportée par le poteau étudiée) Dans le cas d'un terrasse accessible. $3000 \times 1.7 \times 1.75 = 8925$ | 58820.5 |
| 1er étage | ***** | 33660 | $4350 \times 1.75 \times 1.70 = 12940.25$ | 64851.37 |
| RDC | ***** | 33660 | $5550 \times 1.75 \times 1.70 = 16511.25$ | 70207.87 |
| Total | | | | 187194 |

Les poteaux

1-Détermination des charges :

Calcul de l'effort

$$G = G_n + G_p + G_{pou} + G_m$$

On prend pour le terrasse accessible : $Q_0 = 1500 \text{ N/m}^2$

La charge d'exploitation pour un chambre dans une habitation : $Q_1 = 1500 \text{ N/m}^2$

Par application de la loi de dégression des charges on obtient :

-Pour le terrasse $Q = Q_0 = 1500 \text{ N/m}^2$

-Pour le 2em étage : $Q = Q_0 + Q_1 = 1500 + 1500 = 3000 \text{ N/m}^2$

-Pour le 1er étage : $Q = Q_0 + 1.9 \times Q_1 = 1500 + 1.9 \times 1500 = 4350 \text{ N/m}^2$

-Pour le RDC : $Q = Q_0 + 2.7 \times Q_1 = 1500 + 2.7 \times 1500 = 5550 \text{ N/m}^2$

2- combinaison des charges:

$$Nu = 1.35G + 1.5 Q = 187194 \text{ N} = 1.87 \text{ t}$$

3/Section d'un poteau

a-Longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times 3.00 = 2.1 \text{ m}$$

b-Calcul de λ :

$$\lambda = 4.L_f / \min(a;b) = 3.46 \times 2.1 / 0.20 = 36.33 < 50$$

c- calcul de α (coefficient de flambement)

$$\alpha_0 = 0.85 / [1 + 0.2 (\lambda / 35)^2]$$

$$\alpha_0 = 0.85 / [1 + 0.2 (36.33/35)^2] = 0.70$$

On divise α_0 par 1.1 pour tenir compte du fait que les charges s'applique entre 28 et 90 jours.

Donc $\alpha = 0.7 / 1.1 = 0.63$

d- Dimensions du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires de section a x b, l'un des coté est déterminé par la condition de stabilité comme suit :

$$\lambda = 3.46.L_f / a < 50$$

On tire: $a > 3.46 \times L_f / 50$

Donc: $a > 3.46 \times 2.1 / 50$

$a > 0.14 \text{ m}$

On prend : $a = 0.20 \text{ m}$

-L'autre côté est déterminé en évaluant l'effort normal Nu :

$$Nu / (a \times b) < \sigma_b \quad \sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{et} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

On tire: $b > Nu \times \gamma_b / a \times 0.85 f_{c28}$

$b > 18.7 \times 1.5 / 0.20 \times 0.85 \times 25 = 7.2 \text{ cm}$

On prend **$b = 20 \text{ cm}$**

4/ Calcule des armatures :

On à : $Nu=1.87 \text{ t}$

$L_f = 2.1 \text{ m}$

$\alpha = 0.6$

$Br = (0.25-0.02).(0.25-0.02) = 0,052 \text{ m}^2$

Alors :

$$A = [Nu / \alpha - f_{c28} Br / (0.9 \gamma_b)] / f_e / \gamma_s.$$

$$= [1.87 / 0,63 - 25 \times 0,052 / 0,9 \times 1,5] \times 1.15 / 400$$

$$= 0.00087 \text{ m}^2$$

$A = 8.7 \text{ cm}^2$

-Section minimale des armatures : $A_l = 0.04 \times 20 \times 4 = 3.2 \text{ cm}^2$

C'est-à-dire $A_l = 32 \text{ cm}^2$

-Section maximale des armatures : $A_m = 0.05 \times 0.04 = 0.002 \text{ m}^2 = 20 \text{ cm}^2$

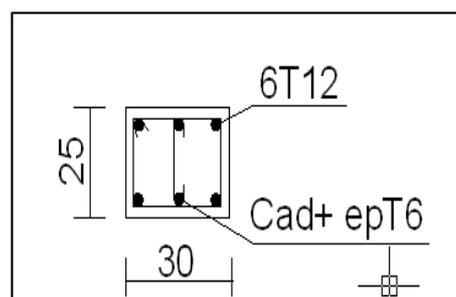
C'est-à-dire $A_m = 1.15 \text{ cm}^2$

On a donc : $A_l < A < A_m$

6 T 12

5-Les des armatures transversal:

a/Le diamètre des armatures transversal



$\varnothing t = \frac{\varnothing l_{max}}{3} = \frac{12}{3} = 4$ On prend : $\varnothing t = 6$ mm

b/ espacement des cadres :

Indiqué avant dans détail des poteaux

Poteau de rive exemple P2 :

| N | Charges permanentes en N | Somme G en N | Q en N | Nu=1.35G+1.5Q en N |
|-----------------------|--|----------------|--|--------------------|
| 2eme étage | $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 3.00 \times 25000 = 5625$ $G_{pou1} = 0.25 \times 0.40 \times 1.60 \times 25000 = 4000$ $G_{pou2} = 0.25 \times 0.40 \times 1.75 \times 25000 = 5470$ $G_{pou3} = 0.20 \times 0.40 \times 2.10 \times 25000 = 4200$ $G_n = (1.75 + 1.60) \times 2.10 \times 0.05 \times 25000 = 12311.2$ $G_m = (1.75 + 1.60 + 2.10) \times (3 - 0.40) \times 1750 = 24797.5$ $G_{forme} = 7500 \times 0.08 \times (1.75 + 1.60) \times 2.10 = 4347$ $G_{enduit} = 360 \times 3.35 \times 2.10 = 2608.2$ | 63358.9 | $3000 \times (1.60 + 1.75) \times 2.10 = 21105$ | 117192 |
| 1 ^{er} étage | ***** | 63358.9 | $4350 \times (1.60 + 1.75) \times 2.10 = 30602.25$ | 131437.89 |
| RDC | ***** | 63358.9 | $5550 \times (1.60 + 1.75) \times 2.10 = 39044.25$ | 144100.89 |
| Total | | | | 392730.78 |

Nu = 392730.78 N = 3.9 t

a-Longueur de flambement Lf:

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times 3.00 = 2.1 \text{ m}$$

b-Calcul de λ :

$$\lambda = 4.L_f / \min(a;b) = 3.46 \times 2.1 / 0.20 = 36.33 < 50$$

c- calcul de α (coefficient de flambement)

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2 (\lambda / 35)^2] / 1.1 = 0.63$$

(Plus de moitié des charges appliquées avant 90 jours).

$$Br = (0.25-0.02).(0.30-0.02) = 0,064 \text{ m}^2$$

$$A = [Nu / \alpha - f_{c28} Br / (0.9 \gamma_b)] / f_e / \gamma_s$$

$$= [3.92 / 0.63 - 25 \times 0.0064 / 0,9 \times 1,5] \times 1.15 / 400$$

$$A = 14.48 \text{ cm}^2$$

-Section minimale des armatures : $A_l = 0.04 \times (25+30) \times 2 = 4.4 \text{ cm}^2$

C'est-à-dire $A_l = 4.4 \text{ cm}^2$

-Section maximale des armatures : $A_m = 0.05 \times 0.25 \times 0.30 = 0.0037 \text{ m}^2 = 37 \text{ cm}^2$

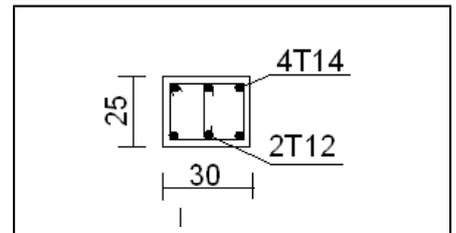
C'est-à-dire : $A_m = 37 \text{ cm}^2$

On a donc :

$$A_l < A < A_m$$

$$4T14 + 2T12$$

$$\emptyset t = \frac{\emptyset l_{\max}}{3} = 14 / 3 = 4.66 \text{ On prend : } \emptyset t = 6 \text{ mm}$$



Poteau centré exemple P1 :30 x 30

| N | Charges permanentes en N | Somme de G en N | Q en N | Nu=1.35G+1.5Q en N |
|--------------|---|-----------------|----------------------------|--------------------|
| 2eme étage | $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 3 \times 25000 = 6750$ $G_{pou1} = 0.30 \times 0.40 \times 1.60 \times 25000 = 4800$ $G_{pou2} = 0.30 \times 0.40 \times 1.20 \times 25000 = 3600$ $G_{pou3} = 0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 2500 = 555$ $G_{pou4} = 0.30 \times 0.40 \times 1.85 \times 25000 = 5550$ $G_n = (3.70 \times 2.80) \times 0.05 \times 25000 = 12950$ $G_m = (1.85 + 1.60 + 1.20 + 1.85) \times (3 - 0.40) \times 1200 = 20280$ $G_{forme} = 7500 \times 0.08 \times (3.70 \times 2.80) = 6216$ $G_{enduit} = 360 \times (3.70 \times 2.80) = 3729.6$ | 69425.6 | 3000 x 3.70 x 2.80 = 31080 | 140344.56 |
| 1er étage | ***** | 69425.6 | 4350 x 3.70 x 2.80 = 45066 | 161323.56 |
| RDC | ***** | 69425.6 | 5550 x 3.70 x 2.80 = 57498 | 179971.56 |
| Total | | | | 481639.68 |

On à : $N_u = 4.81 \text{ t}$

Et : $L_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.00 = 2.1 \text{ m}$

$$\lambda = 4.Lf / \min (a;b) = 3 \times 2,1 / 0,30 = 28 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2 (\lambda / 35)^2] / 1.1 = 0.63$$

(Plus de moitié des charges appliquées avant 90 jours).

$$Br = (0.30 - 0.02) \cdot (0.30 - 0.02) = 0,078 \text{ m}^2 = 780 \text{ cm}^2$$

$$A = [Nu / \alpha - f_{c28} Br / (0.9 \gamma_b)] / f_e / \gamma_s$$

$$= [4.81 / 0.63 - 25 \times 0.078 / 0,9 \times 1,5] \times 1.15 / 400$$

$$A = 17.78 \text{ m}^2$$

-Section minimale des armatures : $Al = 0.04 \times 30 \times 4 = 4.8 \text{ cm}^2$

C'est-à-dire $Al = 4.8 \text{ cm}^2$

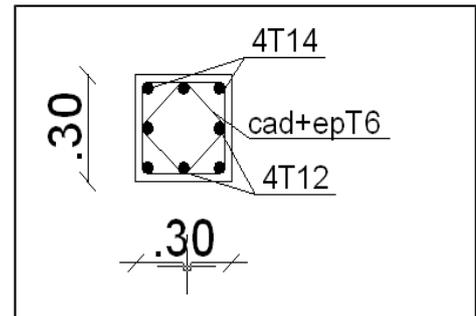
-Section maximale des armatures : $Am = 0.05 \times 0.3^2 = 0.0045 \text{ m}^2 = 45 \text{ cm}^2$

C'est-à-dire $Am = 45 \text{ cm}^2$

On a donc : $Al < A < Am$

Soit : $4T14 + 4T12$

$\emptyset t = \frac{\emptyset l_{max}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66$ On prend : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$



Calcul des semelles :

-Semelle de coin :

Les charges :

$$N = (3.30 \times 3.40 \times 1.15 \times 3) / 4 = 10.26$$

Avec : $AB = N \times 1000 / 1.5$

$$AB = 10.26 \times 1000 / 1.5 = 6840$$

$$A = B = \sqrt{6840} = 82.70$$

On prend : $A = B = 1.00 \text{ m}$

-Semelle centré:

Les charges :

$$N = [((250+490) \times (320+240)) \times 1.15 \times 3] / 4 = 35.74$$

Avec : $AB = N \times 1000 / 1.5$

$$AB = 35.74 \times 1000 / 1.5 = 23828$$

$$A = B = \sqrt{23828} = 154.36$$

On prend : $A = B = 1.60 \text{ m}$

-Semelle de rive:

Les charges :

$$N = ((3.80 + 3.50) + 4.20 \times 1.15 \times 3) / 4 = 26.44$$

Avec : $AB = N \times 1000 / 1.5$

$$AB = 26.44 \times 1000 / 1.5 = 17626.66$$

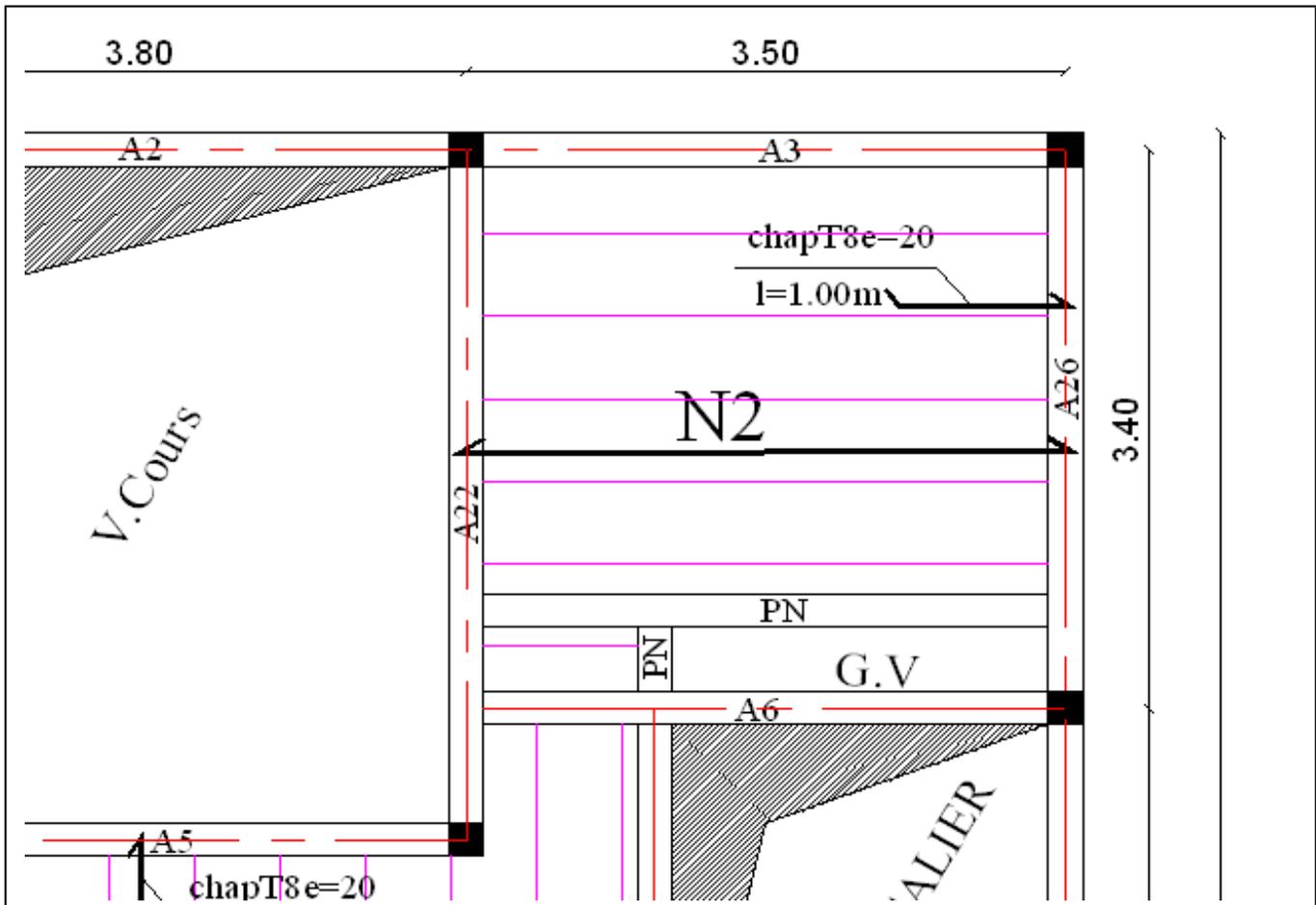
$$A = \sqrt{AB / 1.25} = \sqrt{17626.66 / 1.25}$$

On à donc : $A = 1.20 \text{ m}$

Et $B = 1.20 \times 1.25 = 1.50$

Exemple de calcul de la poutre A26 :

1/Calcul des armatures longitudinales d'une poutre à section rectangulaire :



1/calcul des charges :

$G = G_{pou} + G_n + G_m$

$Q = Q_0(L_i + L_s)$

$G_{pou} = 25000 \times b \times h = 25000 \times 0.25 \times 0.40 = 2500 \text{ N}$

$G_n = 25000 \times (L_s + L_i) = 25000 \times (3.40 + 1.75) = 128750 \text{ N}$

$G_m = L \times h \times 1200 = 3.20 \times 2.60 \times 1200 = 9984 \text{ N}$

L_i, L_s : longueur respectivement, inférieur et supérieur de la partie du plancher supportée par la travée.

$L_s = 3.40 \text{ m}$ et $L_i = 3.50/2 = 1.75 \text{ m}$

$G = 2500 + 128750 + 9984 = 141234 \text{ N}$

Pour les charges d'exploitation on prend 175 pour faciliter le calcul

$Q_0 = 175 \text{ N}$, pour une terrasse accessible.

$Q = 175 \times (3.40 + 1.75) = 9012.5 \text{ N}$

$$2/Nu = 1.35 \times 141234 + 1.5 \times 9012.5 = 204183.9 \text{ N}$$

3/Calcul du moment Mu :

$$Mu = \frac{Nu \times L^2}{8}$$

$$Mu = 0.204 \times 3.20^2 / 8 = 0.26 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.166$$

σ_b ou f_{bu} : la résistance limite à la compression du béton .

4/Calcul de μ :

$$\mu = M / (f_{bu} \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 0.26 / (14.166 \times 0.25 \times 0.40^2) = 0.45$$

D'après le tableau

$$\alpha = 0.8547$$

5/Calcul de β :

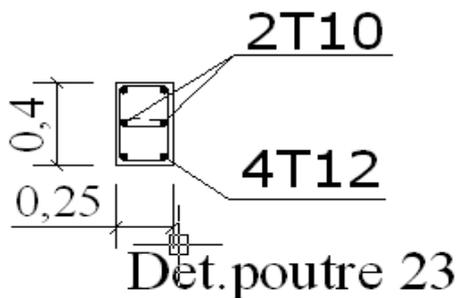
$$\beta = 0.5 \times (2 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.575$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.82$$

$$5/ A = Mu / \beta \times d \times \sigma_s$$

$$A = 0.26 / 0.575 \times 0.25 \times 347.82 = 4.8 \text{ cm}^2$$

4T12 + 2 T 12



Les chapeaux sur la poutre A23 :

Chapeaux de T 8, espacement constante 20 cm et de longueur : $L = 3.3 / 4 + 0.2 = 1.00 \text{ m}$

| Diamètre minimal (mm) | Séctions en cm ² | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 5 | 0,2 | 0,4 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 |
| 6 | 0,28 | 0,56 | 0,84 | 1,13 | 1,41 | 1,7 | 1,98 | 2,26 | 2,54 |
| 8 | 0,5 | 1 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,04 | 4,52 |
| 10 | 0,79 | 1,58 | 2,35 | 3,14 | 3,39 | 4,11 | 5,5 | 6,28 | 7,07 |
| 12 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 1,92 | 9,05 | 10,18 |
| 14 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,1 | 9,21 | 10,78 | 12,32 | 13,89 |
| 16 | 2,01 | 4,02 | 6,01 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,1 |
| 20 | 3,11 | 6,22 | 9,12 | 12,53 | 15,31 | 18,83 | 21,99 | 25,13 | 28,21 |
| 25 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 17,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,21 | 44,18 |
| 32 | 8,04 | 16,08 | 24,12 | 32,11 | 40,21 | 48,35 | 56,3 | 64,34 | 12,38 |
| 40 | 12,59 | 25,18 | 37,70 | 50,27 | 82,83 | 75,4 | 87,96 | 100,53 | 113,1 |

CONCLUSION :

Comme conclusion de ce rapport, un stage est pour bien fait des stagiaires, c'est le temps pendant lequel ils se préparent à la profession qu'ils sont amenés à exercer, et aussi pour tester leurs connaissances théoriques.

Il est donc inutile de sauter cette étape qui complète n'importe quelle formation, et qui améliore les capacités du stagiaire au sein de cette formation.

En fin je renouveler mes remerciements à mon formateur et mon ingénieur, sans oublier les techniciens qui ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

