

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU
GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

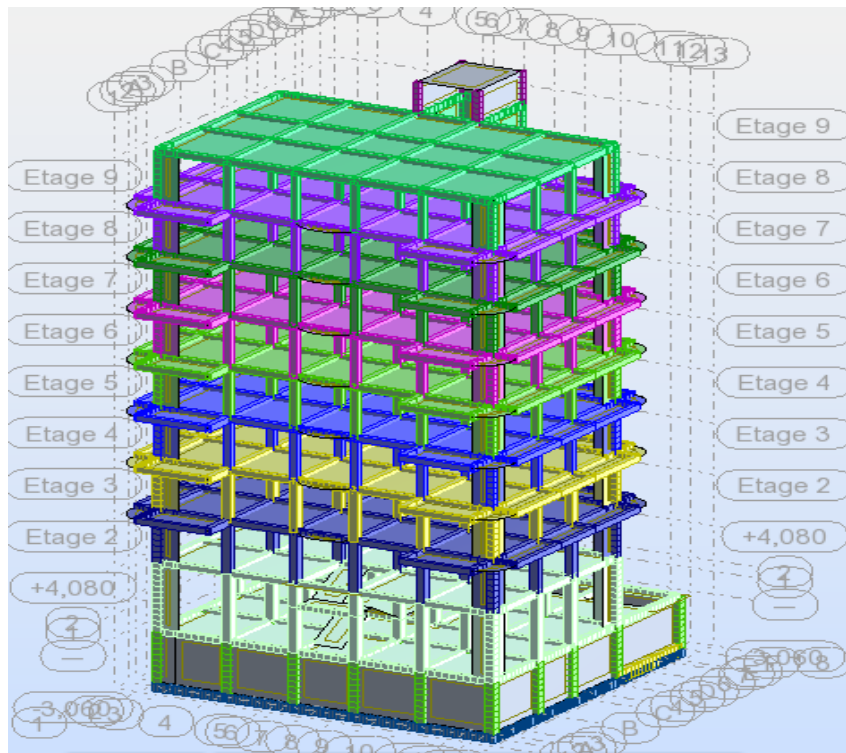


MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil Option
Constructions civiles et industrielles

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+8+SS)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL, A
OSSATURE EN PORTIQUES ET VOILES (APPLICATION
ROBOT BAT 2010)



Réalisé par :

- M^{me} HAMEL KAHINA
- M^{me} HADDADI FATMA

Dirigé par :

- M^r BOUKAIS

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

*Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur **Mr. BOUKAIS** qui nous a beaucoup aidés.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis(es) qui nous ont soutenus et encouragés.



DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à ma chère
maman*

Qui ma soutenue et encouragée.

*A mon mari (AMINE) et mon fils adorable
(ANIS).*

*Et à toute ma famille, mon frère et sa petite
famille, et mes sœurs ; et ma belle-famille
aussi*

*A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidée et
soutenue.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de
loin à l'élaboration de ce mémoire.*



DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à mes parents et à
mon mari (samir)*

*Qui m'ont soutenue et encouragée.
A mes frères et mes sœurs.*

*A tous mes amis (es) qui m'ont beaucoup aidé et
soutenu.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou
de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

A toutes les personnes que j'aime.

Merci.



SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I - 1 : Présentation de l'ouvrage.....	1
I – 2 caractéristiques mécaniques des matériaux	4
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.....	11
II – 1. Introduction.....	11
II – 1. 1 les planchers	13
a- Planchers en corps creux.....	14
b- Planchers en dalle pleine.....	15
II – 1. 2. Les poutres	16
c- Les vérifications.....	17
II - 1. 3. Les voiles	18
II – 1 .4.les poteaux.....	19
II –2.1. Application de la méthode de descente de charge	20
II- 2.2. Détermination des charges et surcharges.....	21
II- 3. Loi de dégression de charges.....	26
II- 4. Vérifications des règles de RPA.99/Version 2003.....	29
II- 5. Vérifications des poteaux au flambent.....	30
II- 6. Récapitulatifs	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.	
: Acrotère.....	26 - 34
: Plancher.....	35 - 54
: Balcons.....	55 - 60
: Salle machine.....	34 - 70

: Escaliers.....	71 - 86
: Poutre palière.....	87 - 95

Chapitre IV :Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA :96 - 127

Chapitre V : Ferrailage des poteaux.....128 - 143

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....144 - 160

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....167 - 180

Chapitre VIII: Etude du voile périphérique.....181 - 186

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....187 - 197

Conclusion générale

Bibliographie.

Introduction Général

Après le séisme dévastateur du 21 mai 2003 à Boumerdes et les dégâts causés par la suite, le rôle de l'ingénieur en génie civil s'est accentué en Algérie et devenu primordial. En effet, aucun projet de construction n'est toléré sans l'assistance et l'intervention d'un ingénieur expérimenté en génie civil.

Muni de normes, règlements ainsi que des différents DTR, l'ingénieur en génie civil doit bâtir une construction qui sera à la fois stable et apte à absorber tous les chocs sismiques que subira cette dernière et cela en restant toujours dans la sécurité et l'économie ainsi que le respect du délai.

Un bâtiment en béton armé fera notre étude. De la descente de charge jusqu'au ferrailage, passant par la modélisation de la structure, chaque chapitre représente une étape fondamentale pour la réalisation d'un bâtiment.

Soit avec des logiciels ou manuellement, chaque calcul entamé doit être impérativement suivi des vérifications et dispositions constructives du règlement parasismique algérien, car on dit que la méthode utilisée ne sera complète que si elle est accompagnée de ces dispositions, pour ainsi satisfaire les exigences et les conditions des différents règlements algériens.



I.1 Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation, il est composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, et de huit (08) étages, implanté à TIZI-OUZOU, considérée comme une zone de moyenne sismicité, groupe d'usage 2 (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Description de l'ouvrage : Cette structure comporte :

- 01 sous-sol à usage de service
- 01 rez-de-chaussée (RDC) et 1^{er} étage à usage commercial
- 07 étages à usages d'habitation.
- 02 cages d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

I.1.1. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

L'ingénieur en génie civil est tenu de respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, pour le cas de notre ouvrage les dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Longueur totale du bâtiment	17.00m
Largeur totale du bâtiment	16.35m
Hauteur totale du bâtiment	29.85m avec Acrotère
Hauteur de sous-sols	3.06m
Hauteur du RDC	4.08m
Hauteur des étages courants	3.06m

Tableau I.1 les dimensions de l'ouvrage

La structure est composée d'un système en portiques (poteaux poutres) contreventée par des voiles en béton armé d'après le RPA99 vs 2003.

I.1.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage:

2.1. L'ossature:

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poteaux- poutres).
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

2.2. Les planchers:

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre, les charges et surcharges, et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

2.3. Les escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Le bâtiment comporte deux cages d'escalier, l'un est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé, l'autre est à une seule volée, et seront coulés sur place. (Voir Fig I.1) :

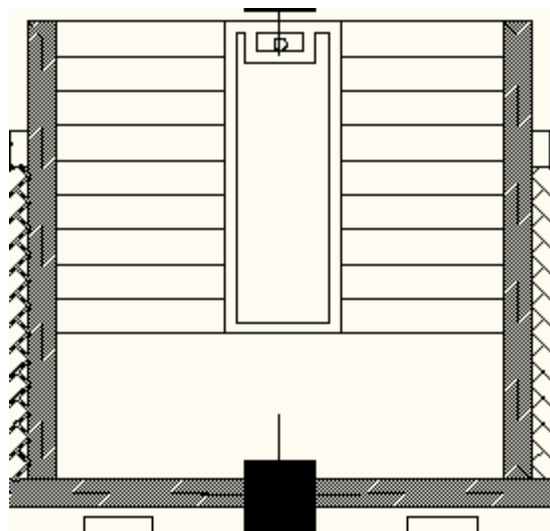


Fig I.1 coupe de l'escalier

2.4. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur.

I.1.3) le remplissage (Maçonnerie):

Les murs extérieurs : Ils seront réalisés en doubles parois en maçonnerie (briques creuses) de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.1.4.Revêtement:

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

- Le plancher terrasse inaccessible muni d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.1.5 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé, appelée couramment refonds entrant dans la composition de l'ouvrages. Leur rôle principale est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

I.1.6 Les fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.1.7. Caractéristiques géotechniques du sol:

Le sol d'assise de la construction étant un sol meuble, on a adopté une contrainte de calcul : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

2.5.1. Résistance mécanique:

a) Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} Obtenue au jour considéré, elle est évaluée par la formule, ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99):

$$f_{cj} = \frac{j}{a+b_j} \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 4.76 \quad b = 0.83 \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$a = 1.40 \quad b = 0.95 \quad f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction noté f_{tj} est défini par la relation suivant :

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

Cette formule est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa. à $t = 28$ jours

- Pour $f_{c28} = 25$ Mpa $\rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

c). Méthode de calcul :➤ **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau.

➤ **Etat limite de service(ELS)**

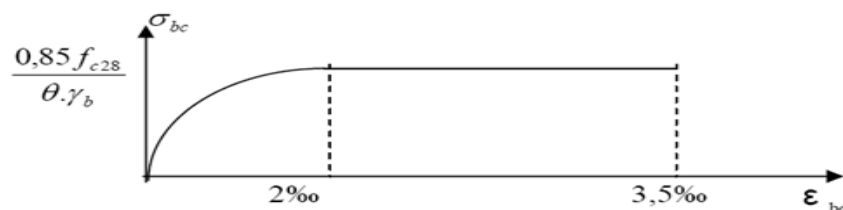
Etat au-delà au quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

d) Déformation et contrainte de calcul:

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié99) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)



FigI. 2. diagramme de calcul contrainte déformation du béton à l'ELU

Etat limite de service (ELS) : (Art A.4.5 .2 BAEL99 modifiées 99).

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

Le raccourcissement maximal du béton est limité a 3,5‰

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103\epsilon_{bc})$

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$

Θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Θ	Durée d'application
1	> 24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	< 1h

Tableau I.1.Coefficient d'application.

$\gamma_b = 1.50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20\text{Mpa}$

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48\text{MPa}$

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

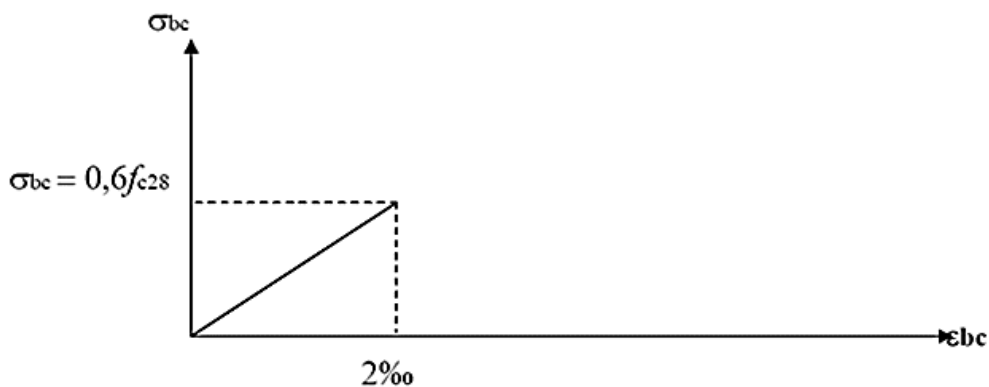


Fig I.3. Diagramme de calcul contrainte- déformation de béton à l'ELS.

e) Contrainte limite ultime de cisaillement (Art : A5.1, 1 BAEL):

$\tau_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec **b** : largeur de la pièce.

d = 0.9h : position des aciers tendus

f) Module de déformation longitudinale du béton:

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules.

a) Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 1081.9 \text{ MPa.}$$

c) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté G et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec :}$$

E_{ij} : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson du béton est égale à:

$\nu = 0.2$ l'ELS (l'état limite de service), pour un béton non fissuré

$\nu = 0.0$ l'ELU (l'état limite ultime). Le béton est fissuré

I.2.5. Les aciers:

Les aciers est un matériau de construction qui présente contrairement au béton une très bonne résistance à la traction, qui est distingué par sa nuance et son état de surface

1. Acier à haute adhérence(HA) $F_e E400$ $F_e = 400$ MPa.
2. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6$ mm) $F_e = 500$ MPa.

a) Module de déformation longitudinal :(Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99).

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s = 200000$ MPa

5.1.) Diagramme déformation contrainte:

ELU : :(Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ cas général

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78) :

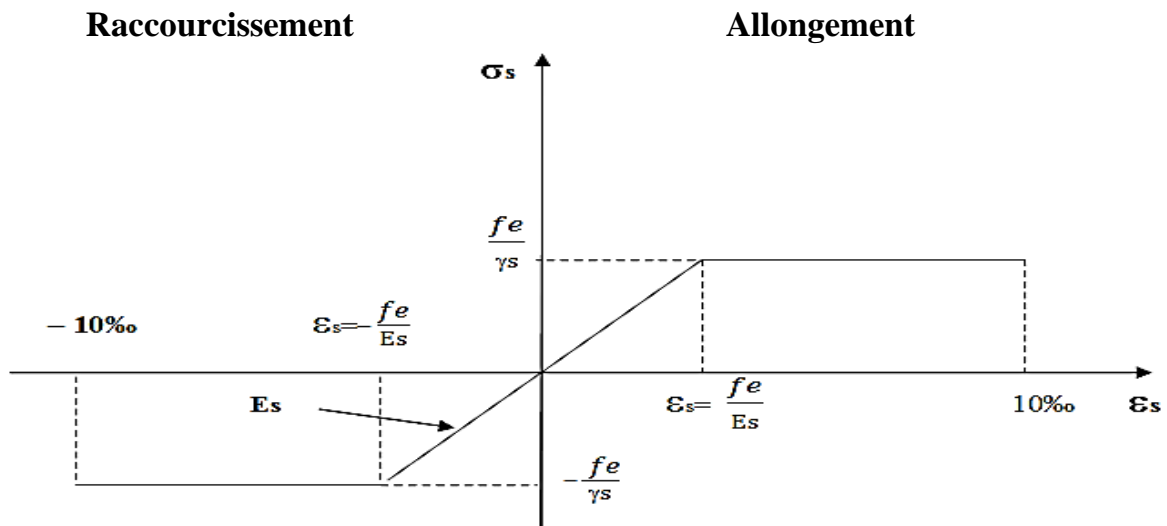


Fig I.4 diagramme (déformation- contrainte) de l'acier à l'ELU.

I.5.2.2. Contrainte limite de traction des armatures :

a) **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification

n'est nécessaire $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

b) **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

c) **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91})$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses (RL)

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences avec $\emptyset \geq 6$ mm (HA)

Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- Pour notre cas, on prend la valeur de :
 $c = 3$ cm (pour l'acrotère, les balcons et la poutre de chaînage)
 $c = 2$ cm (pour les planchers, la dalle de la salle machine, la poutre palière et les escaliers).

Poids volumique :

Béton armé	$\gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$
Béton non armé	$\gamma_b = 22 \text{ KN / m}^3$
Acier	$\gamma_b = 78.5 \text{ KN / m}^3$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites➤ **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

➤ **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 E \text{ (pour les poteaux)} \\ 0.8 G \pm E \text{ (tenir de la composante verticale)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

II. Pré dimensionnement des éléments et descente des charges:

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 vs2003.

II.2 Choix du plancher:

Comme premier choix on va tester si on peut prendre un plancher en corps creux, son dimensionnement est donné par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{BAEL91 , modifier 99, Art B.6.8.423})$$

Avec :

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée suivant le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

Le RPA exige min de (b) 25 cm en zone Iia, on prend $b = 25$ cm

$$L_{\max} = L - b$$

$$L = 3.50 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux (sauf pour la salle machine on utilise une dalle pleine) de hauteur totale $h_t = 20$ cm

Soit un plancher (16+4) cm avec :

- Epaisseur du corps creux : 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression en béton armé est 4 cm

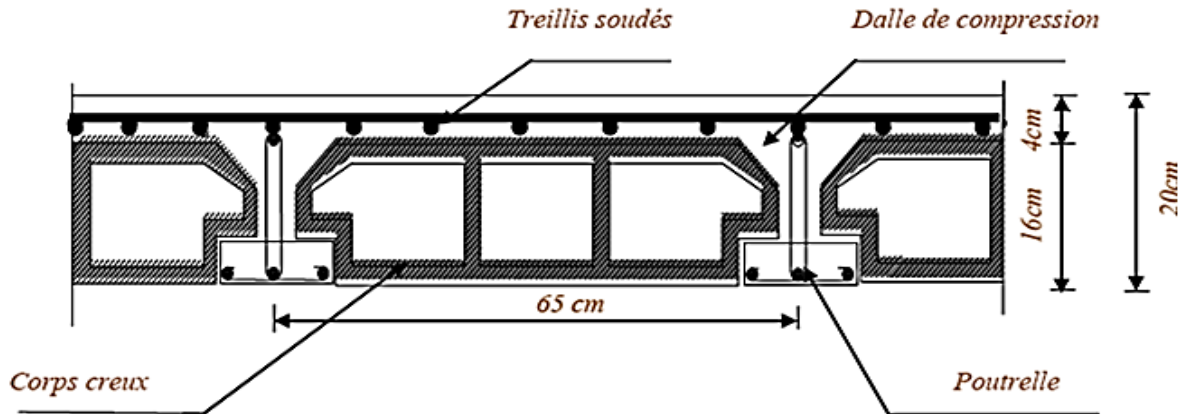


Fig II.1 coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Plancher en dalle pleine :

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ Condition de résistance à la flexion :

$$\text{Si : } \alpha \leq 0.4 \quad ep \geq \frac{lx}{25}$$

$$\text{Si : } 0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad ep \geq \frac{lx}{30}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{lx}{ly}$$

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré

ly : Grand côté du panneau de dalle considéré.

$$\alpha = 0.52 \quad ep \geq \frac{lx}{30} = 6.16 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } ep = 10 \text{ cm.}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

a) Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les repartent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

Elles chainent les poteaux.

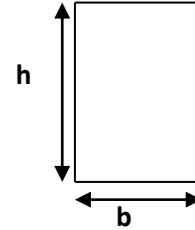
Elles Supportent la dalle.

b) Les poutres secondaires

Elles relient les poteaux entre eux

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$



Les dimensions des poutres sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- h_t : hauteur comprise entre $L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$
- b : largeur comprise entre $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
- L_{\max} : portée libre de la poutre.

✓ **Hauteur**

Poutres principales

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$L_{\max} = 380-25=355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \quad \Longrightarrow \quad 23.67 \leq h_t \leq 35.50$$

Alors en prend :

h = 40 cm pour le sous-sol et les autres niveaux.

Poutres secondaires :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$L_{\max} = 350-25=325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21.67 \leq h_t \leq 32.5$$

Alors on prend :

h = 35 cm pour tous les niveaux

✓ **Largeur**

Poutres principales :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit alors : **b = 30 cm**

Poutres secondaires

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

b = 30 cm pour tous les poutres secondaires

Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	C.V
$h/b \leq 4.0$	1.33	1.167	C.V

Tableau II.1 vérification des conditions de le RPA

Conclusion

- Poutres principales (30×40) cm²
- Poutres secondaires (30×35) cm²

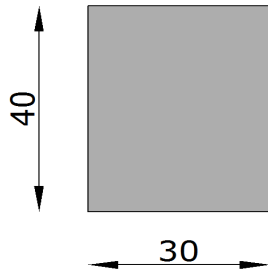


Fig.II.2. Dimensions de la poutre Principale

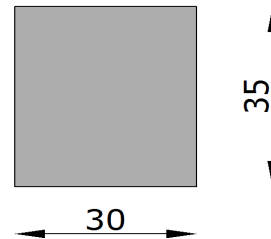


Fig.II.3. Dimensions de la poutre Secondaire

II.4 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au vent et au séisme, mais ils participent à la reprise d’une partie des effets dus aux charges verticales. D’après le **RPA 99 v 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : $l \geq 4e$

Avec :

l : longueur du voile

e: épaisseur du voile

L’épaisseur minimale d’un voile est de $e_{\min} = 15 \text{ cm}$.De plus, l’épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

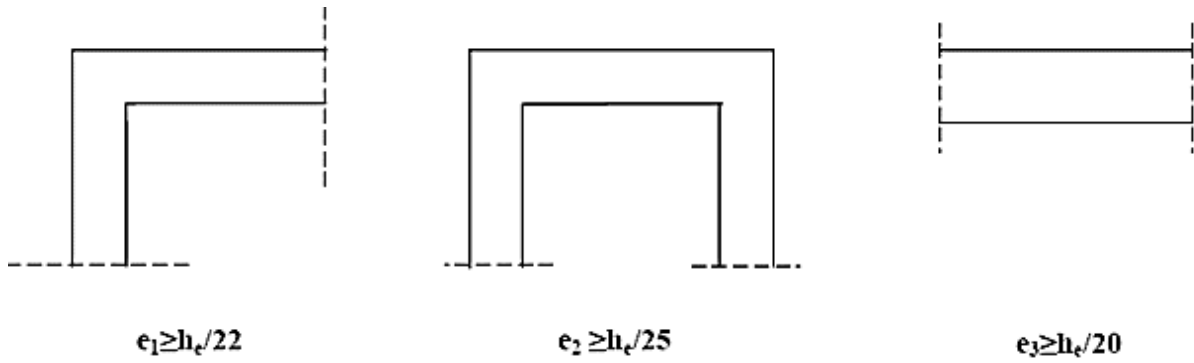


Fig II.4 coupe de voiles en plan.

Pour le cas de cette structure, les voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation $e_3 \geq h_t/20$

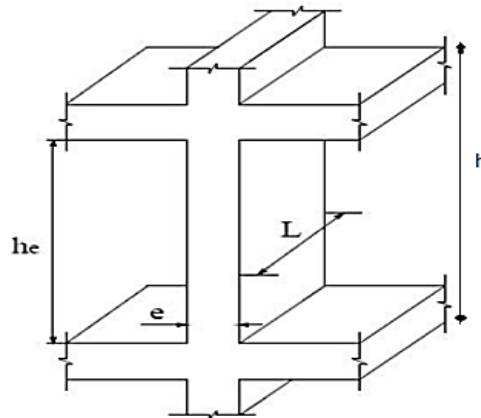


Fig II.5 coupe de voile en élévation.

• **Le sous-sol**

h la hauteur du sous-sol est : $h=3.06\text{m}$ $h_e = h - e_{\text{ dalle}}$

$e_{\text{ dalle}}$: Epaisseur de la dalle=20cm

$h_e = 3.06 - 0.20=2.86\text{m}$

$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm}$ on prend: $a=20\text{cm}$

• **Le RDC**

h la hauteur du RDC est : $h=4.08 \text{ m}$

$h_e = h - e_{\text{ dalle}}$;

$e_{\text{ dalle}}$: Epaisseur de la dalle =20 cm

$h_e = 4.08 - 0.20=3.88 \text{ m}$

$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm}$ on prend: $a=20 \text{ cm}$.

• Les étages courants

h la hauteur du l'étage est : h=3.06m

$$h_e = h - e_{dalle}$$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86m$$

$$e_3 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm} \quad \text{on prend: } a=20cm$$

Longueur du voile

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur. Dans notre cas :

$L_{min} = 100 \text{ cm} = 1.00 \text{ m} > 4e = 100 > 80 \text{ cm}$ Condition vérifiée (pour le sous-sol et les autres étages).

II.5 Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec:}$$

A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ en MPa à 28 jours} \implies \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h_1) \geq 25cm en zones I et IIa
- Min (b_1, h_1) \geq 30 cm en zone IIb et III
- Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

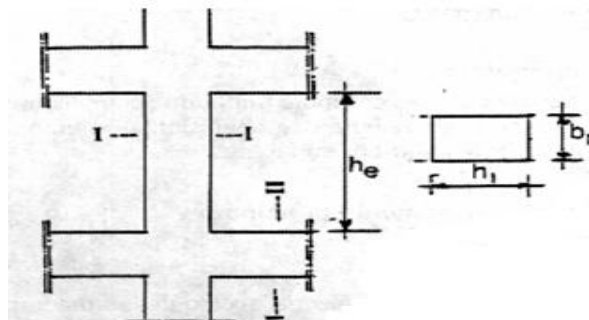


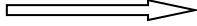
Fig II.6 coffrage des poteaux

II.2. Descente de charge:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

2.1 Surface d'influence :

La surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$S' = S1 + S2 + S3 + S4$ 

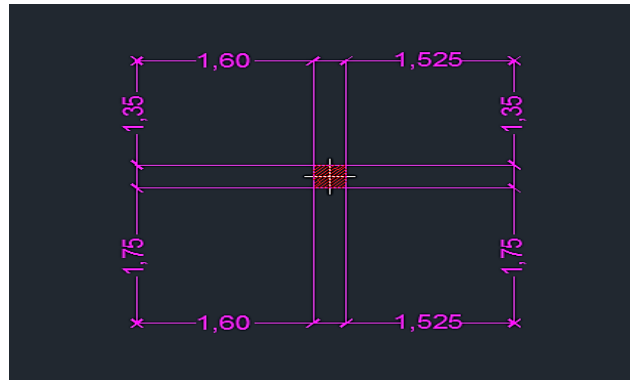


Fig II.7 section du poteau le plus sollicité

$S1 = 2,16M^2$ $S2 = 2,059M^2$

$S3 = 2,8M^2$ $S4 = 2,669M^2$

S' : surface avec poutres et S : surface sans poutres

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : **$S = 9.688 m^2$**

Avec : S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

2.2 Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes**

1) les planchers :

a)-plancher terrasse inaccessible :

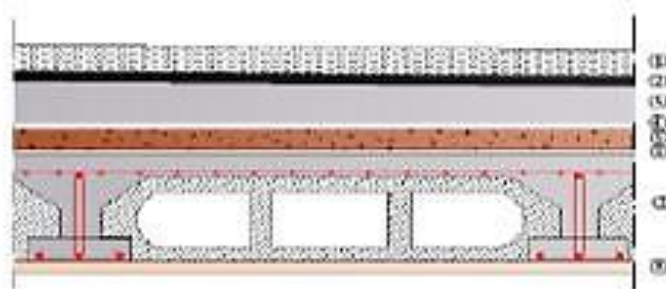


Fig II.8 coupe verticale d'un plancher terrasse

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN /m ³)	La charge (kN/m ²)
1- couche de gravillon	0,05	20	1
2- étanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3- forme de pente en béton	0,7	22	1.54
4-feuille de polyane (par	0,01	1	0.01
5- isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6- plancher en corps creux	0.20	-	2.8
7-enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			G_t=5.83 KN/m²

Tableau II.2 : poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

b Plancher courant

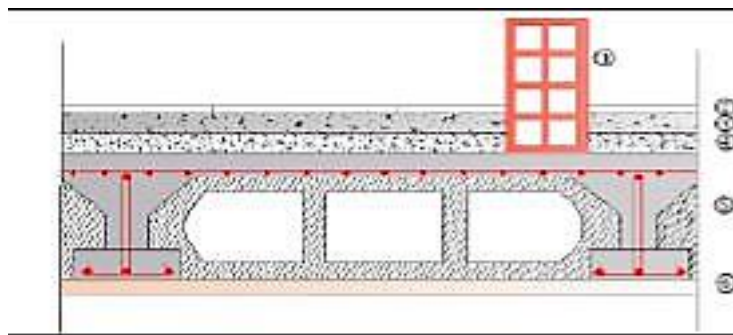


Fig II.9 coupe verticale d'un plancher d'étage

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.44
3	Couche de sable	0.02	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	-----	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons en brique creuse	0.1	9	0,9
Charge permanente totale G_t				5.44 (kN/m²)

Tableau II.3 Charge permanente (plancher étage courant).

d) Dalle pleine (balcon):

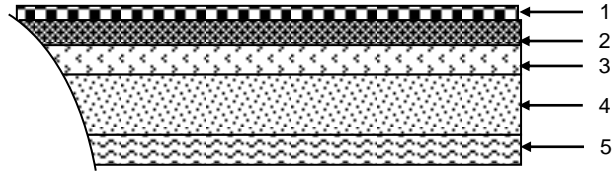


Fig II.10. : Coupe transversale de la dalle du balcon

N	Désignation	Épaisseur e [m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G_p [KN /m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			G_{tota} (Kn/m²)	5,49

Tableau II.4 : Charges revenant au balcon

2) Maçonnerie :

Il y'a deux type de murs, murs extérieures et murs intérieures

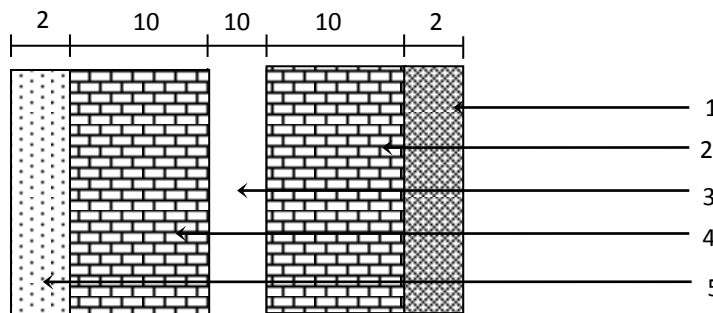


Fig II.11 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

➤ Murs de séparation entre les logements

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t			1.30 (kN/m²)	

Tableau II.5 Charge permanente (murs de séparation)

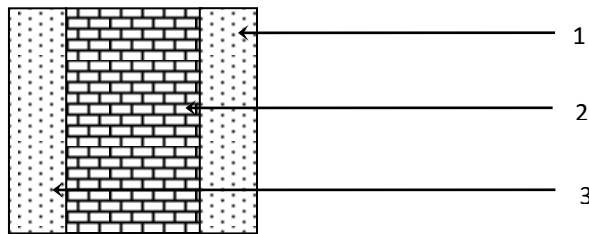


Fig II.12 : Coupe verticale d'un mur intérieur

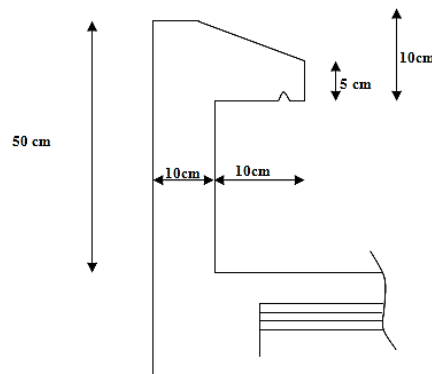
➤ Murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Briques creuses	0.10	9	0.90
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t			2.44 (kN/m²)	

Tableau II.6 Charge permanente (murs extérieurs)

✚ L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est calculée comme suit :



FigII.13 Coupe verticale de l'acrotère

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.2 \times 0.03)}{2} + 0.07 \times 0.2 \right] 25$$

$$G = 1.925 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation d'après DTR 2.2**

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher du RDC (commercial)	3,5
Plancher du 1 ^{er} étages (service)	2,5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotèr	1

Tableau II.7 Surcharge d'exploitation.

- **Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence**

- ✓ **Plancher terrasse**

$$G_t = 9.688 \times 5.83 = 56.48 \text{ kN}$$

- ✓ **Plancher courant**

$$G_c = 9.688 \times 5.44 = 52.70 \text{ kN.}$$

- ✓ **Poutres**

Poutres principales

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) (3.40 - 0.30) 25 = 9.30 \text{ kN}$$

Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35) (3.425 - 0.30) 25 = 8.203 \text{ kN}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 9.30 + 8.203 = 17.503 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $1 \times 11.645 = 11.645 \text{ kN.}$
- Plancher d'étage à usage d'habitation : $1.50 \times 11.645 = 17.467 \text{ kN}$

NB : tous les planchers d'étages à usage d'habitation ont la même surcharge
 $Q = 17.467 \text{ kN}$

- Plancher d'étages a usage service : $2,5 \times 11,645 = 29,112$

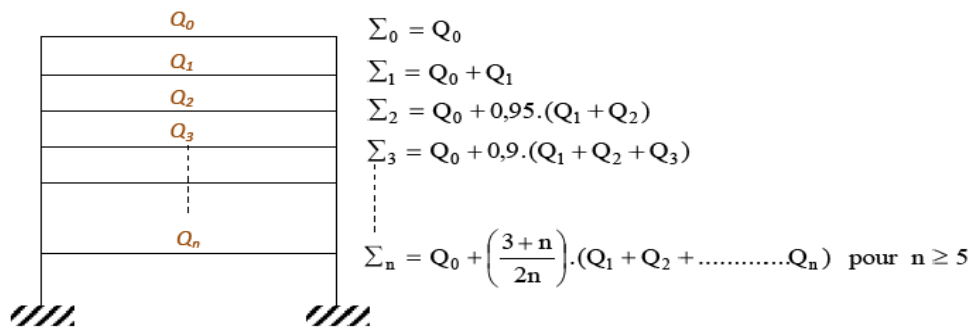
II- 3. Dégression vertical des surcharges d’exploitation :

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) recommandent l’application de la dégression des surcharges d’exploitation. Ces dernières s’appliquent aux bâtiments à grand nombre d’étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est applicable pour les bâtiments qui dépassent les 5 niveaux

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

- Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i .
- n : numéro de l’étage du haut vers le bas.
- Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges



❖ Remarques:

Dans notre cas, la charge d’exploitation c’est la même pour tous les étages
Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.6

❖ Surcharges cumulées d’après la loi de dégression des charges :

- Nivrau terrasse : $Q_0 = 11.645 \text{ KN}$
- Niveau 8 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = (1 \times 17.467) = 29.112 \text{ KN}$
- Niveau 7 : $Q_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = (2 \times 17.467) = 44,832 \text{ KN}$
- Niveau 6 : $Q_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 0.9(3 \times 17.467) = 58,806 \text{ KN}$
- Niveau 5 : $Q_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 0.85(4 \times 17.467) = 71.032 \text{ KN}$
- Niveau 4 : $Q_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 0.8(5 \times 17.467) = 81.513 \text{ KN}$
- Niveau 3 : $Q_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 0.75(6 \times 17.467) = 90.246 \text{ KN}$
- Niveau 2 : $Q_7 = Q_0 + 0.81(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 0.71(7 \times 17.467) = 98.456 \text{ KN}$
- Niveau 1 : $Q_8 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 0.68(7 \times 17.467 + 29,112) = 114.584 \text{ KN}$
- Niveau RDC : $Q_9 = Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 0.66(7 \times 17,467 + 2 \times 29,112) = 130.770 \text{ KN}$.
- Niveau S/S : $Q_{10} = Q_0 + 0.60(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 0.66(8 \times 17,467 + 3 \times 29,112) = 150 \text{ KN}$.

- les sections adoptées pour les poteaux de notre structure sont :

Sous-sol, RDC, 1^{er} Etage (40 x 40)
 Du 2^{ème} au 5^{ème} Etage (35 x 35)
 DU 6^{ème} au 8^{ème} Etage (30 x 30)

II.4 Dimensionnement du poteau-poutre faible:

Les sections obtenues par la descente des charges sans tenir compte de séisme sont petites. Comme cette étape correspond à l'étape de pré dimensionnement et pour anticiper la phase de calcul sismique qui pour ces sections risque d'être défavorable nous avons alors décidé de faire un calcul de vérification par le moment résistant développer uniquement par la section de béton.
 En effet, le RPA article 7.6.2 préconise de faire une vérification de rotule plastique à partir des moments résistants des sections des éléments avec le ferrailage. On se sert alors de cet article pour approcher les dimensions des éléments qui ne soient défavorables.

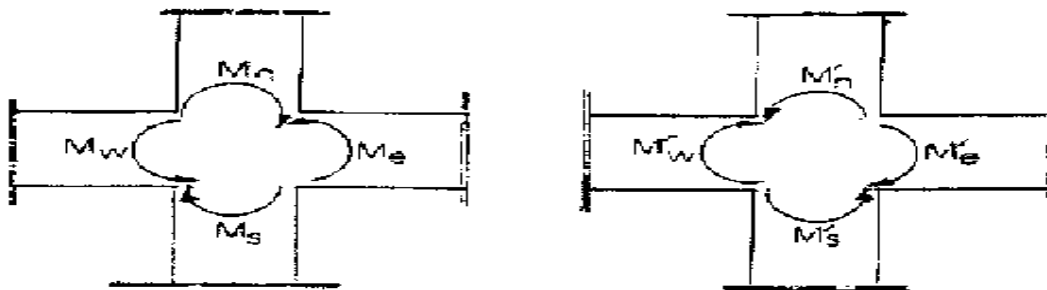


Fig II.14 dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003(Art 7.6.2)}$$

$$M = \frac{\sigma I}{V}$$

$$\frac{\sigma I_n}{V_n} + \frac{\sigma I_s}{V_s} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma I_w}{V_w} + \frac{\sigma I_e}{V_e} \right)$$

Avec :

- $\sigma = 15\text{MPa}$ la contrainte du béton
- $I = \frac{bh^3}{12}$ le moment d'inertie
- $V = h/2$ distance par rapport à l'axe neutre
- Posons : $I_n = I_s = I_{pot}$
- $I_w = I_e = I_{pout}$

Donc, l'équation devient :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} \geq 1.25 \frac{I_{pout}}{V_{pout}}$$

La section des poutres est la même dans le même sens (telle qu'elle est prise au pré dimensionnement), c'est-à-dire (30x45) cm² dans le sens longitudinal dont l'inertie des poutres est plus importante. Vérifions en suite pour un poteau carré de section (bxb).

$$\frac{b^4}{12 \frac{b}{2}} \geq 1.25 \frac{30 \times 40^3}{12 \times 20} \implies \frac{b^3}{6} \geq 10000$$

D'où : $b \geq 39.14$ cm

Alors, on opte pour une section de (40x40) cm²

Vérification des conditions de RPA

- a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zones I et IIa
- b) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- c) $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

h_e : hauteur libre du poteau, d'où $h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{poutre}}$

a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \implies 40 \geq 25 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée (pour tous les poteaux).**

b.1) Poteaux S-Sol :

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3$ cm
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b.2) Poteaux du RDC :

$\frac{h_e}{20} = \frac{408-40}{20} = 18.40$ cm
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b.3) Poteaux du 1^{er} étage au 5^{ème} Etage :

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3$ cm
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b.4) Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème} étage :

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3$ cm
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c.1) Pour le S-Sol, RDC :

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c.2) Pour le 1^{er} au 5^{eme} étage :

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c.3) Pour le 6^{eme} au 8^{eme} étage :

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}}$$

où :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau.

B_c : l'aire (section brute) de poteau.

f_{cj} : c'est la résistance caractéristique du béton.

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de

Compression de calcul est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Poteaux (40×40) : $v = \frac{938.33}{0.40 \times 25 \times 10^3} = 0.0938 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Poteaux (35×35) : $v = \frac{661.692}{0.35 \times 25 \times 10^3} = 0.0756 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Poteaux (30×30) : $v = \frac{943.68}{0.30 \times 25 \times 10^3} = 0.125 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

L'effort normal réduit est vérifié.

II.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers font suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$)

S : section transversale du poteau ($b \times h$) d'où dans notre cas $b=h$ section carrée.

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \cdot 2$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.4248 \frac{L_0}{b}$$

Les vérifications :

Poteau du sol (40×40) cm², $L_0 = 2.66$ m $\lambda = 16.125 < 50$vérifiée

Poteau du RDC (40×40) cm², $L_0 = 3.68$ m $\lambda = 22.30 < 50$vérifiée

Poteaux du 1^{er} au 5^{ème} étage (35×35) cm², $L_0 = 2.66$ m $\lambda = 18.42 < 50$vérifiée

Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème} étage (30×30) cm², $L_0 = 2.66$ m $\lambda = 21.50 < 50$ vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II-6 récapitulatif :

➤ Poutres :

- Poutres principales : (bxh) = (30x40) cm²
- Poutres secondaires : (bxh) = (30x35) cm²

➤ Poteaux :

- poteaux S /sol et RDC (bxh) = (40x40) cm²
- poteaux 1^{er} au 5^{ème} étage (bxh) = (35x35) cm²
- poteaux 6^{ème} au 8^{ème} étage (bxh) = (30x30) cm²

➤ Voiles : épaisseur de 20 cm.

➤ Plancher en corps creux : plancher de 20cm (16+4)

➤ Plancher en dalle plane : plancher d'épaisseur de 15 cm.

III.3 Etude des balcons:

Introduction

Notre ouvrage comporte deux types de balcons :

Un balcon avec un garde-corps de 1m de hauteur en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Un balcon avec un mur extérieur de hauteur avec maçonnerie double cloisons en brique creuse de (10x10) cm

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

➤ Epaisseur de balcon

$e_p \geq \frac{L}{10}$ L=1.15 m étant la largeur du balcon

$e_p \geq \frac{115}{10} = 11.5 \text{ cm}$

Soit $e_p = 15 \text{ cm}$

III.3.1 Evaluation des charges et surcharges:

III.3.1.1 Descente de charge:

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Charge permanente totale G				5.61 (kN/m²)

Tableau III.3.1 Evaluation des charges et surcharges pour le balcon

G_1 : poids propre de potelet

$$G_1 = \frac{1}{4} // R^2 \times H_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$G_1 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.1^2 \times 3.06 \times 25 = 0.600 \text{ KN}$$

q : charge pondérée de la dalle.

Q_1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps

Charge due à la main courante $Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$ (donnée par le DTR BC2.2)

III.3.1.2 Schéma statique:

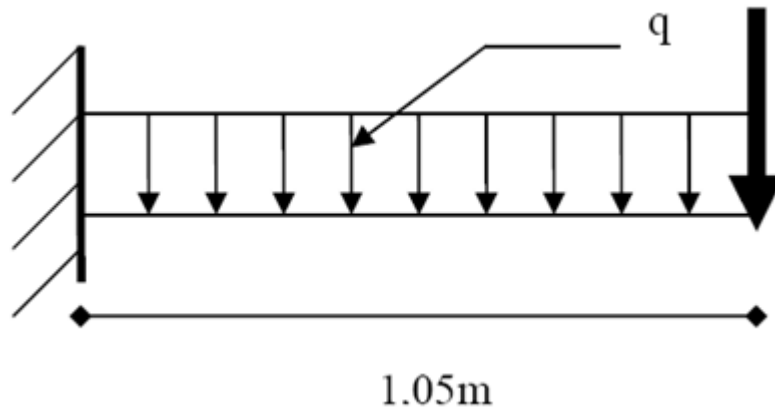


Fig.III.3.1 schéma statique de balcon

III.3.1.3 Les combinaisons de charges:

➤ L'ELU

Dalle : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.82 \text{ kN/ml}$

POTELET : $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 0.6 = 0.81 \text{ kN}$

Main courante : $q_{u3} = 1.5Q_1 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

➤ L'ELS

Dalle : $q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$

POTELLETT : $q_{s1} = G_1 = 0.6 \text{ kN}$

Main courante : $q_{s3} = Q_1 = 1 \text{ kN}$

III.3.1.4 Calcul du moment sollicitant:

➤ L'ELU

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2} = 12.82 \frac{1.15^2}{2} = 8.48 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids propre de potelet : $M_2 = q_{u1} \times L = 0.81 \times 1.15 = 0.9515 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u3} \times H = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$

Moment total : $M_4 = M_1 + M_2 + M_3 = 10.93 \text{ kN.m}$

➤ L'ELS

Moment dû à la charge q_s : $M_1 = q_s \frac{l^2}{2} = 9.11 \frac{1.15^2}{2} = 6.02 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids du garde-corps : $M_2 = q_{s1} \times L = 0.6 \times 1.15 = 0.69 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{s3} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$

$M_4 = M_1 + M_2 + M_3 = 7.71 \text{ kN.m}$

III.3.2 Ferrailage à l'ELU:

III.3.2.1 Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.93 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.053 < 0.392 \text{ section simplement armée} \Rightarrow \beta = 0.9725$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.93 \times 10^3}{0.9725 \times 12 \times 348} = 2.692 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10=3.92cm²** avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

III.3.2.2 Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8=2.51cm²** avec un espacement de $S_t=20\text{cm}$

III.3.2.3 Vérifications:

➤ **La condition de non fragilité :(Art.A.4.21BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A = 3.92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

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

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.82 \times 1.15 + 0.81 = 15.553 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.553 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.129 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration non préjudiciable

$$- \tau_u = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

- $\tau_u < \tau_u$ condition vérifiée

Vérification de l'entraînement des barres :(Art.A.6.13 BAEL91).

$$- \tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$- \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum U_i} \quad \text{avec } \sum U_i : \text{somme des perimetre utiles des armatures d'appuis}$$

$$\sum UI = \pi n 10 = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.553 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 0.917 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.917 < 3.15$Condition vérifiée.

Vérification de la longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352 \text{ mm}$$

$l_s = 35.2 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (La largeur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.2 = 14.08 \text{ cm} \text{ (Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99)}$$

Vérification de l'espacement des barres

✓ **Pour les armatures principales**

$$S_{t \max} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.

✓ **Pour les armatures de répartition**

$$S_{t \max} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$Condition vérifiée.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant

✓ **Influence sur les aciers.**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

{

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant aux appuis.

$a = 0.9 \times d$

$$A \geq \frac{1,15 \times \left(15.553 + \frac{10.93 \times 10^6}{0,9 \times 120} \right)}{400} = 290.96 \text{ mm}^2$$

$A = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.90 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

✓ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0,9 d b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 15.553 \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 12 \times 100}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 15.553 < 720 \text{ kN}$Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS:

Nous avons $M_s = 8.17 \text{ kN.m}$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \rightarrow \{ \beta_1 = 0,911; K_1 = 41.18 \}$$

$$\sigma_s = \frac{8.07 \times 10^3}{0.911 \times 12 \times 3.92} = 188.32 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{41.18} \times 188.32 = 4.57 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 4.57 < 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{115} = 0.13 \text{ et } \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{7.71}{10 \times 8.07} = 0.1 \\ 0.13 > 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{105} = 0.143 \text{ et } \frac{1}{10} = 0.1 \\ 0.143 > 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.00326 \text{ et } \frac{4.2}{400} = 0.0105 \\ 0.00326 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

III.3.3 Conclusion

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

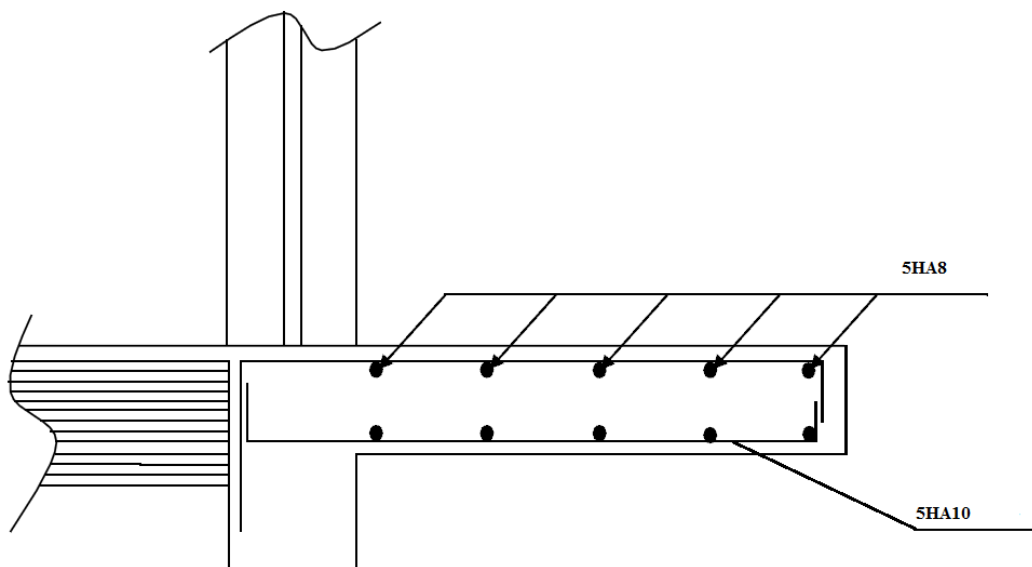


Fig.III.3.2 ferrailage de balcon.

III.4 Etude de la salle machine:

III.4.1 Caractéristique de l'ascenseur:

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), 1 ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), de surface égale à ($1.65 \times 1.80 = 2.97 \text{ m}^2$) pouvant charger Six personnes .La charge totale transmet par le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes ($p = 80\text{KN}$).

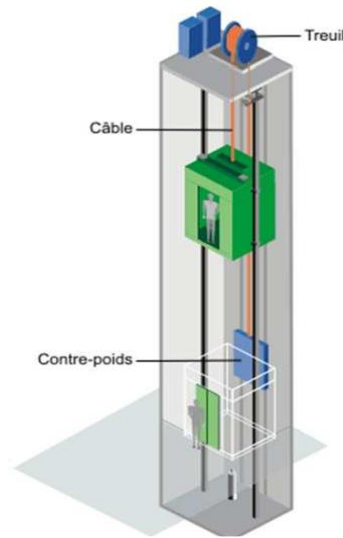


Fig.III.4.1 coupe horizontale de la salle machine.

III.4.2 Dimensionnement:

III.4.2.1 Epaisseur de la dalle:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ;

Donc on prend une épaisseur de 15cm.

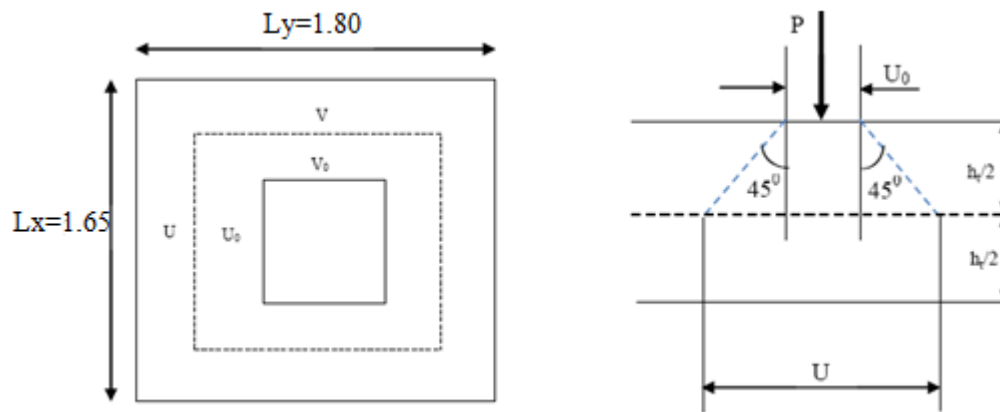


Fig.III.4.2 Les dimensions de la dalle machine

P : La charge totale centrée.

U, V : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a:

$$U = U_0 + K.e + h_t$$

$$U = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + K.e + h_t$$

$$V = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

Avec :

e : revêtement de la dalle = 7 cm

K : revêtement pas en béton = 1.5

$$U = U_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5 \times 7 + 15 = 105.5 \text{ cm}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 7 cm.

$K = 1.5$ (le revêtement n'est pas en béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{180} = 0.92; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.3 Calcul des moments sous charges localisées:

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105.5}{165} = 0.64$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105.5}{180} = 0.59$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$M_1 = 0.082$$

$$M_2 = 0.066$$

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ kN}.$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0.082 = 8.856 \text{ kN.m}.$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0.066 = 7.128 \text{ kN.m}.$$

III.4.4 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,92; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0438 \times 6.563 \times 1.65^2 = 0.783 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.819 \times 0.783 = 0.641 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.856 + 0,783 = 9.639 \text{ kN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.128 + 0,641 = 7.769 \text{ kN.m}$$

III.4.5 Ferrailage de la dalle:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- ✓ 0.85 dans le sens de la petite portée en travée
- ✓ 0.75 dans le sens de la grande portée en travée
- ✓ 0.5 aux appuis.
- ✓ Les moments aux appuis seront négatifs.

- **Sens x-x (petite portée)**

- **En travée**

$$M_x^t = 0,85 \times 9.639 = 8,193 \text{ kN.m}.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.193 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.193 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ **Aux appuis**

$$M_x^a = 0,5 \times 9.639 = 4.82 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,020 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

• **Sens y-y : (grande portée)**➤ **En travée**

$$M_y^t = 0.75 \times 7.769 = 5.83 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm .

➤ **Aux appuis**

$$M_y^a = 0.5 \times 7.769 = 3.88 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.88 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.4.6 Vérification à l'ELU:• **Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99)**

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\%_0 \text{ (Acier HA FeE400)}$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{165}{180} \right) = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99).**

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99)**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$

Au milieu de U : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{80}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,39 \text{ KN}$.

Au milieu de V : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,39 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{25,39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.7 Vérification à l'ELS:**III.4.7.1 Calcul des moments au centre du panneau :**

À l'ELS : $\nu = 0.2$

$$M_1 = 0.082$$

$$M_2 = 0.066$$

$$q_s = p = 80 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,082 + 0,2 \times 0,066) = 7.616 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,066 + 0,2 \times 0,082) = 6.60 \text{ KN.m}.$$

III.4.7.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,92 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}.$$

$$M_{x2} = 0,0510 \times 4,75 \times 1,65^2 = 0,660 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y2} = 0,875 \times 0,660 = 0,578 \text{ KN.m}.$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.616 + 0.66 = 8.276 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.60 + 0.578 = 7.178 \text{ kN.m}$$

III.4.7.3 Ferrailage de la dalle:

- **Sens x-x**

- **En travée**

$$M_x^t = 0,85 \times 8.276 = 7.035 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.035 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.42 \times 10^3}{0,9855 \times 13 \times 348} = 1,58 \text{ m}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

- **Aux appuis**

$$M_x^a = 0,5 \times 8.276 = 4.138 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.138 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.0172 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.0172 \Rightarrow \beta = 0.9915$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.138 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.923 \text{ cm}^2.$$

$$0.923 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Sens y-y**

- **En travée**

$$M_y^t = 0,75 \times 7.178 = 5.384 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.384 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.384 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$1.20 < 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$M_y^a = 0,5 \times 7.178 = 3.589 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.589 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.015 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.589 \times 10^3}{0,9925 \times 13 \times 348} = 0.799 \text{ cm}^2.$$

$$0.799 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

III.4.7.4 Contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x

➤ **En travée**

$$M_t = 7.035 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.035 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 187,12 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{187,12}{48,29} = 3,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 4.138 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.138 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 169,37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{169,37}{61,92} = 2,735 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens y-y

➤ **En travée**

$$M_t = 5.384 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.384 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 143,21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{143,21}{48,29} = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 3.589 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.589 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 146,90 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

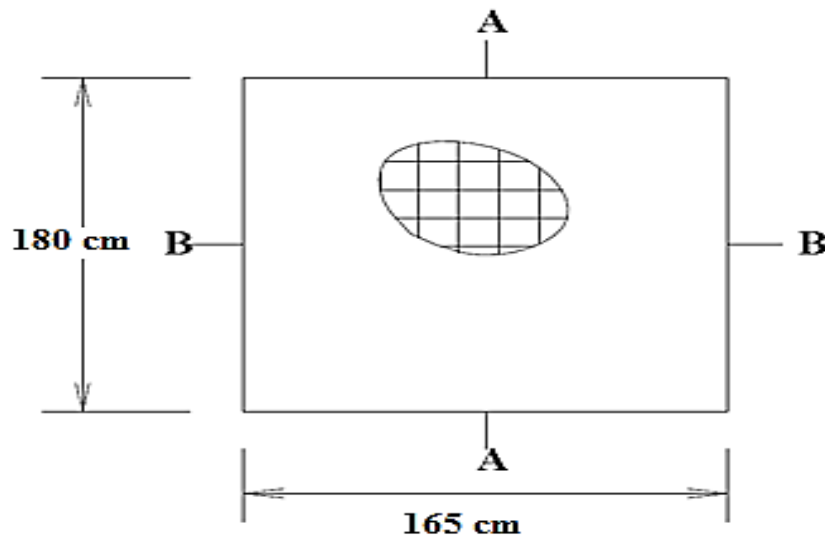
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{146,90}{61,92} = 2,37 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$condition vérifiée.

III.4.7.5 Etat limite de fissuration:

La fissuration est peu nuisible \implies Aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.8 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine



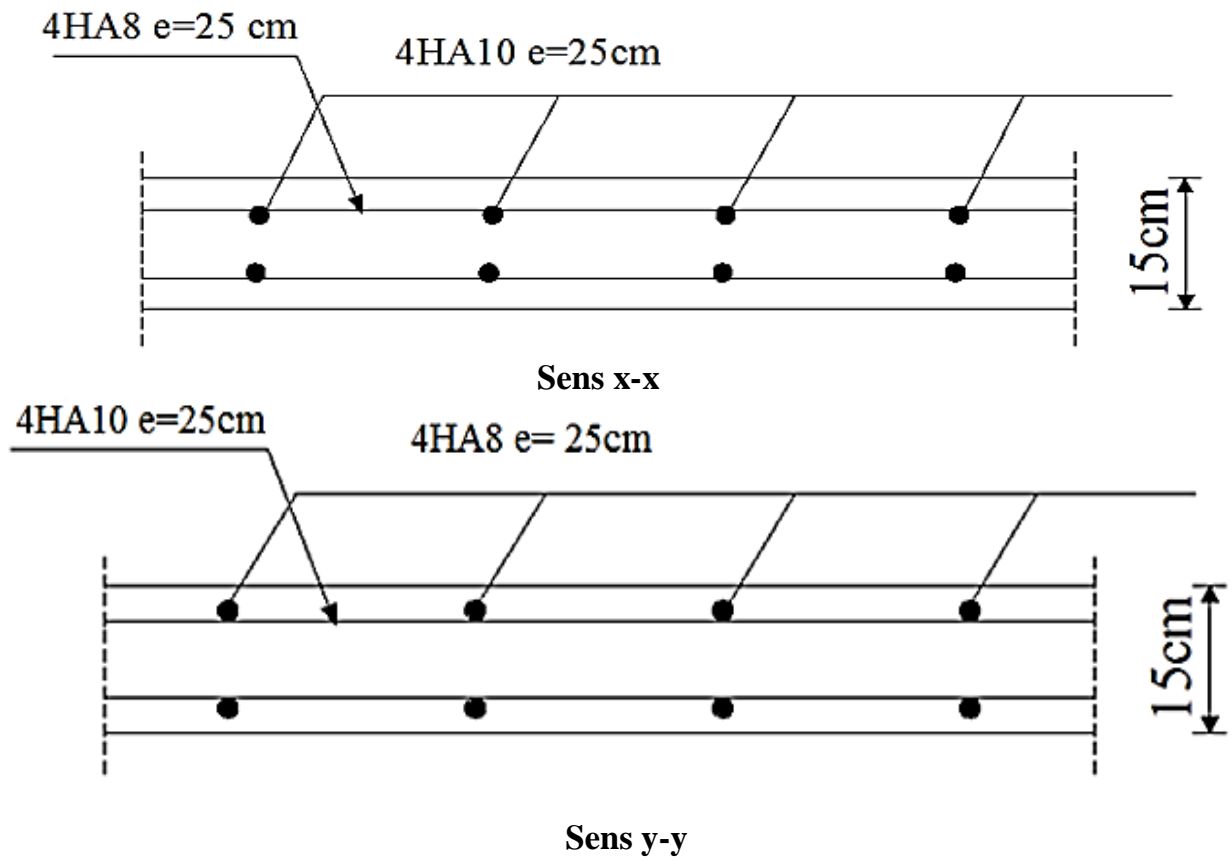
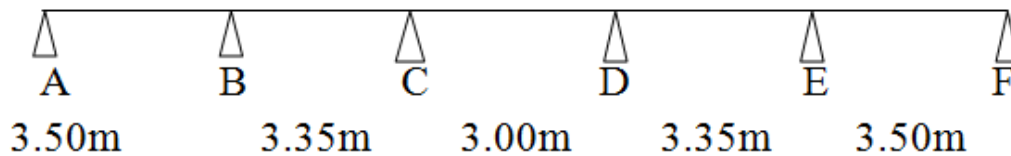


Fig.III.4.3 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

ETUDE DU PLANCHER:**Introduction :**

La structure comporte des plancher en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Dans cette structure on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grand charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ($Q=1.5\text{KN/m}$) dont la poutrelle est continue sur cinq travées

**III-1-Etude de la dalle de compression :**

. La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le **B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423)** :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Les planchers en corps creux sont composés de :

- **Nervures** appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- **Remplissage en corps creux**, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant.
- **Une dalle de compression** en béton de 4cmd'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance fe525 (treillis soudé) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

Détermination des dimensions de la section en T:

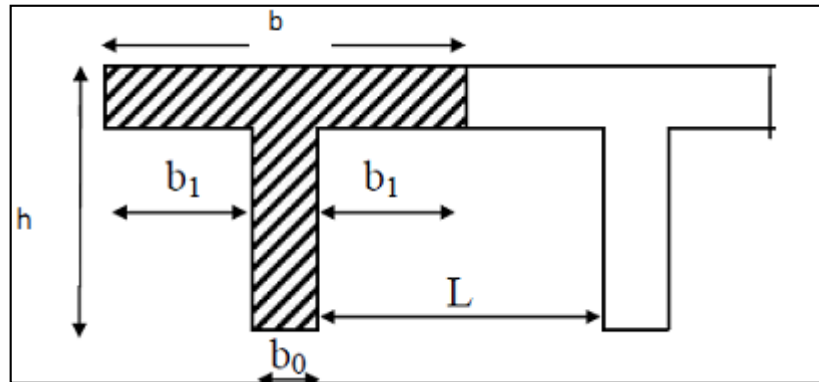


Fig. III-2.1- Schéma de la table de compression.

Avec : -la longueur libre entre axes des poutrelles $l_f=65-12=53\text{cm}$
 -la longueur libre entre nœuds d'appuis..... $l=380\text{cm}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_f = 20 \\ b_0 = 12\text{cm} \end{cases}$

Détermination de la largeur "b" : (BAEL91/Art A.4.1 ,4)

Choix de b_1 : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{l_f - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{380}{10} = 38\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1=26,5\text{cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1+b_0 = 2 \times 26,5+12 = 65\text{cm}$.

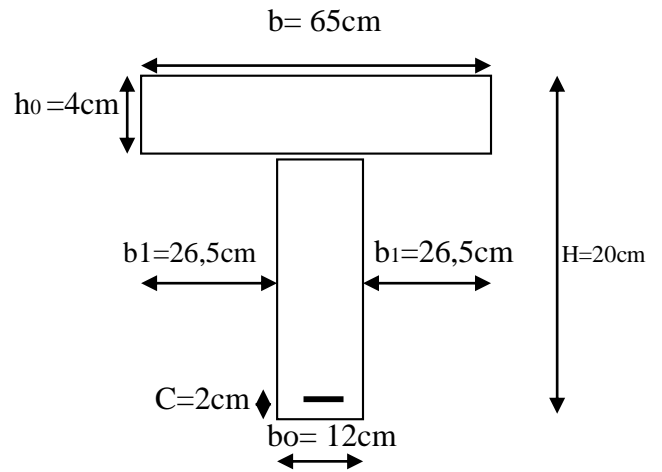


Fig. III-2.2: Coupe transversale de la poutrelle

III-2-Calcul des armatures

- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{F_e} \text{ Avec } L : \text{La distance entre axes des poutrelles ; } (50 \leq L \leq 80\text{cm})$$

On prend : $L = 65 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$ $S_t = 15 \text{ cm}$

- Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_{//} = 6\phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement : $e = 15\text{cm} < 33\text{cm}$Condition vérifiée

$$A_{\perp} = A_{//} = 6\phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{avec } e = \frac{100}{6} = 15\text{cm}$$

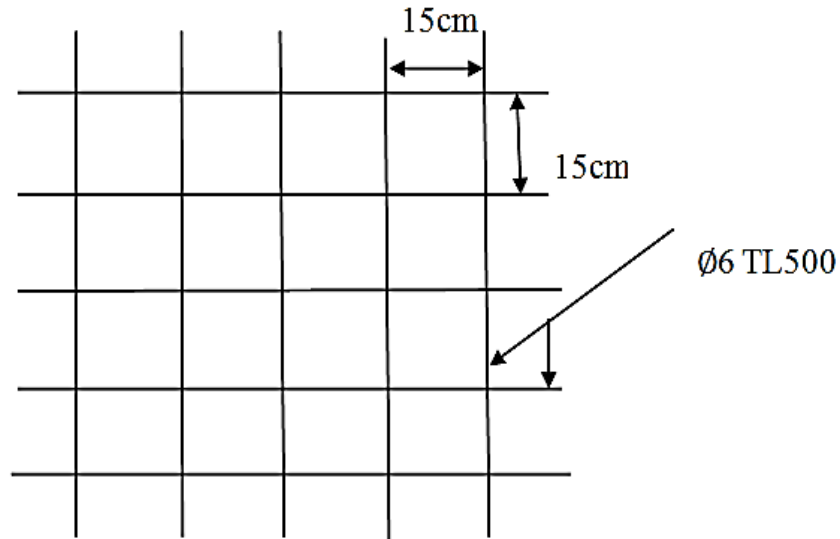


Fig.III.2.1 Treillis soudé (150×150) mm²

III-3- Calcul des poutrelles à l'ELU:**III-3-1) Avant coulage de la dalle de compression:**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ simplement appuyée à ses deux extrémités, et soumise aux charges suivants :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$.
- Poids de corps creux : $G_2 = (0.95 \times 0.65) = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$

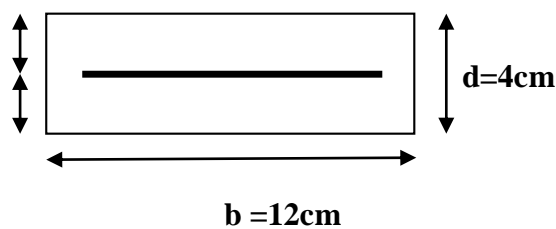
Chargement avant coulage de la dalle de compression

Figure .III-2-4: Coupe transversale de la nervure

a-) combinaison d'action :

AL'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 0.65 = 1.97 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = 1.97 \text{ kN /ml}$$

b-) calcul du moment statique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times (3.50)^2}{8} = 3.016 \text{ kN.m}$$

C-) L'effort tranchant maximal

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 3.50}{2} = 4.475 \text{ kN}$$

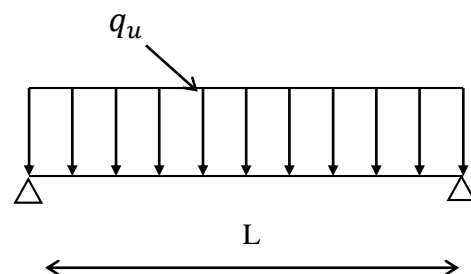


Fig.III. 2.5 Schéma statique de la poutrelle.

✓ **Ferraillage à l'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

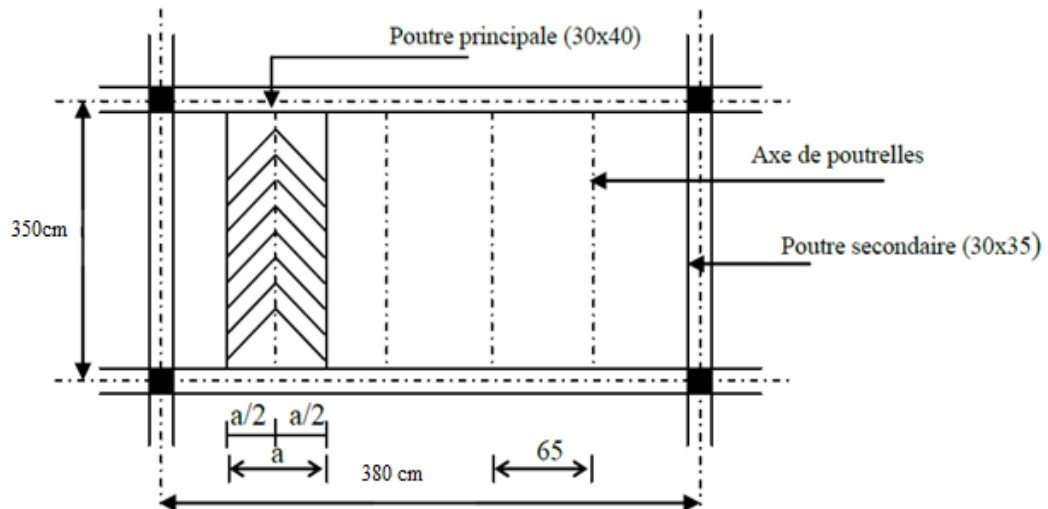


Fig.III.2.6. Surface revenant aux poutrelles

- **Calcul des armatures**

Avec : $b = 12$ cm, $h = 4$ cm, $c = 2$ cm et $d = h - c = 2$ cm (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.828 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.616$$

$\mu_u = 5.616 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III-3-2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- **Poids propre du plancher (étage courant) :**

$$G = 5.44 \times 0.65 = 3.536 \text{ kN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

La charge de calcul sera donc :

a. Combinaison d'actions :

➤ **A l'ELU**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.236 \text{ kN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$Q_s = G + Q = 4.511 \text{ kN/ml}$$

• **Dimensionnement de la poutrelle**

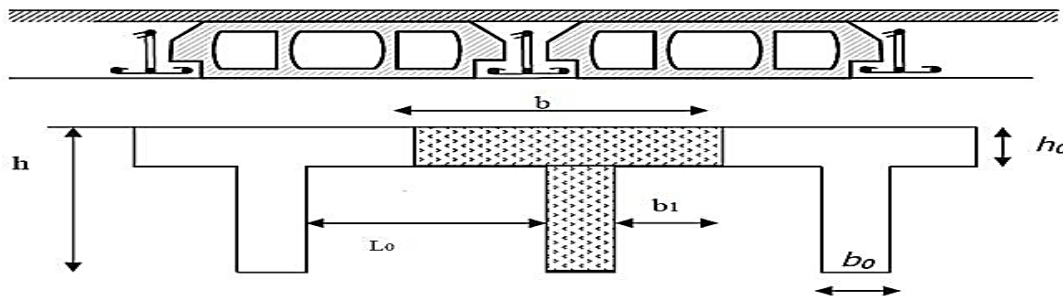
$h = (16+4) = 20 \text{ cm}$: la hauteur du plancher.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

$b_0 = 12 \text{ cm}$: la largeur de la nervure (poutrelle).

b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{10} ; \frac{L_0}{2} ; 8h_0 \right).$$



FigIII.2.7 : Schéma de la table de compression après le coulage.

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : la portée libre de la plus grande travée, $L = 4.50 \text{ m}$

D'où : $b_1 \leq (26.5 ; 45 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$ Soit :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

III.2.3 Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 201**)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq \max \{2G ; 5\} \text{ kN/ml} \\ Q=0.975 \text{ kN/ml} \leq \max \{2 \times 3.718\}=7.072 ; 5\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées successives. Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
- Le rapport des portées successives des différentes travées compris entre 0.80 et 1.25 m

$$0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée A-B} \\ \text{Travée B-C} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{3.50}{3.35} = 1.04 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée C-D} \\ \text{Travée D-E} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{3.00}{3.35} = 0.9 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée D-E} \\ \text{Travée E-F} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{3.35}{3.50} = 0.96 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.4 Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 entre travées.

Exposé de la méthode forfaitaire :

➤ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation :

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

➤ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

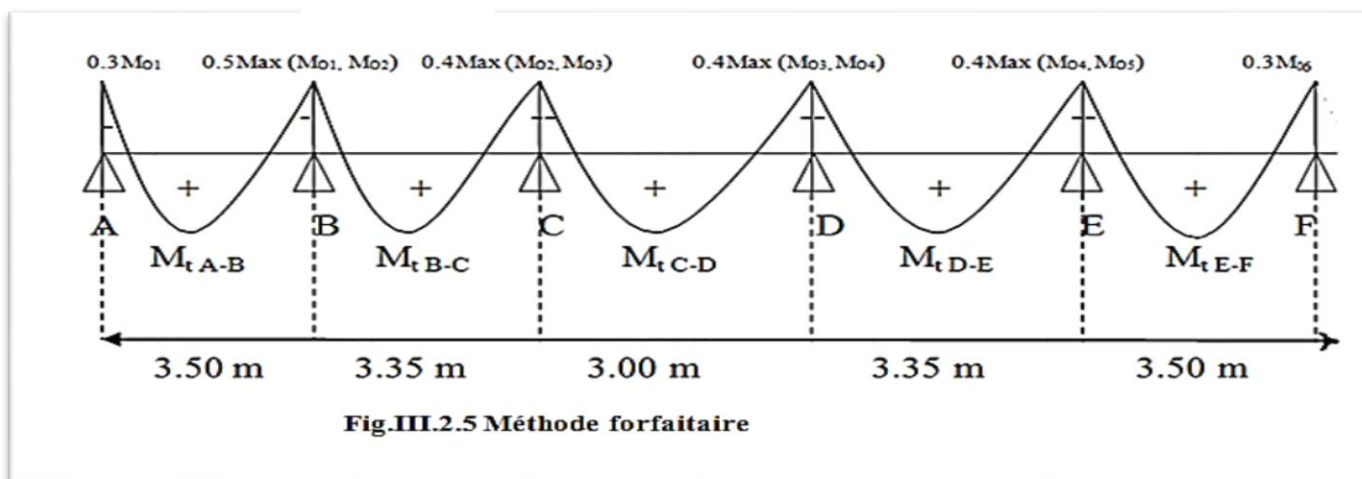
0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0.2 M_0 pour les poutres partiellement encastrees

0.3 M_0 pour appuis de rive.

Application de la méthode

$M_{01}, M_{02}, M_{03}, M_{04}, M_{05}, M_{06}$: Moments isostatiques en travées



III.2.5 Calcul à L'ELU :

Charges et surcharges

Poids propre du plancher : $G = 5.44 \times 0.65 = 3.536 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$.

- **Combinaison de charge à L'ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.536) + (1.5 \times 0.975) = 6.236 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du rapport de charge**

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.536} = 0.216$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0,3 \times 0.216 = 1.0648$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.216}{2} = 0.532$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.216}{2} = 0.632$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = 6.482 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 9.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6.482 \times \frac{(3.35)^2}{8} = 9.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6.482 \times \frac{(3.00)^2}{8} = 7.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 9.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 9.93 \text{ kN.m}$$

-Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.93 = 2.979 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_{01} = 0.5 \times 9.93 = 4.965 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4M_{02} = 0.4 \times 9.09 = 3.636 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4M_{04} = 0.4 \times 9.09 = 3.636 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.5M_{04} = 0.5 \times 9.93 = 4.965 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 9.93 = 2.979 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Moment [kN.m]	2.979	4.965	3.636	3.636	4.965	2.979

-Calcul des moments en travées

Étude de la travée de rive AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}\} \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,06 \times (9.93) - \frac{2.979 + 4.965}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 6.554 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0,631 \times 9.93 \Rightarrow M_{tAB} \geq 6.266 \text{ KN.m}$$

On prend donc : **$M_{tAB} = 6.554 \text{ KN.m}$**

Étude de la travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}\} \Rightarrow M_{tBC} \geq 1,06 \times (9,09) - \frac{4,965 + 3,636}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 5.335 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1,0+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,531 \times 9,09 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4.827 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $M_{tBC} = 5.335 \text{ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire CD:

$$M_{tCD} + \frac{M_C+M_D}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}\} \Rightarrow M_{tCD} \geq 1,06 \times (7,29) - \frac{3.636+3.636}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq 4.091 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1,0+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0,531 \times 7.29 \Rightarrow M_{tCD} \geq 3,871 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $M_{tCD} = 4.091 \text{ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire DE :

$$M_{tDE} + \frac{M_D+M_E}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{04}; 1,05M_{04}\} \Rightarrow M_{tDE} \geq 1,06 \times (9,09) - \frac{3.636+4.965}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tDE} \geq 5.335 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1,0 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tDE} \geq 0,531 \times 9.09 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4.827 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $M_{tDE} = 5.335 \text{ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire EF :

$$M_{tEF} + \frac{M_E+M_F}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{05}; 1,05M_{05}\} \Rightarrow M_{tEF} \geq 1,06 \times (9,93) - \frac{4.965+2.979}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tEF} \geq 6.554 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1,0+0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tEF} \geq 0,631 \times 9.93 \Rightarrow M_{tEF} \geq 6.266[\text{KN.m}]$$

On prend donc : $M_{tEF} = 6.554 \text{ kN.m}$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Moment [kN.m]	6.554	5.335	4.091	5.335	6.554

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m :

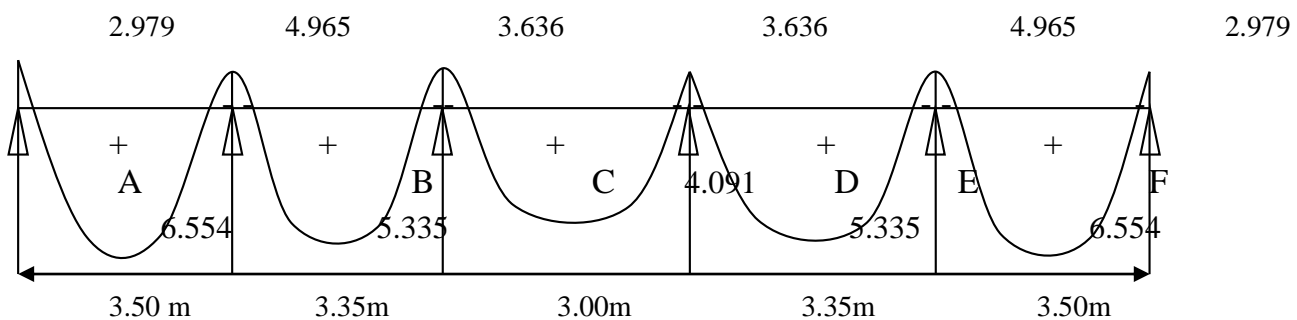


Fig.III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

-Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec :

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(x = L) = -\frac{q_u L}{2}$$

$$T_w = \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} - \frac{q_u L}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-4.965 + 2.979}{3.50} = 10.776 \text{ kN.} \\ T_B = -\frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-4.965 + 2.979}{3.50} = -11.911 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-3.636 + 4.965}{3.35} = 11.254 \text{ kN.} \\ T_C = -\frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-3.636 + 4.965}{3.35} = -10.460 \text{ kN.} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{6.482 \times 3.00}{2} + \frac{-3.636 + 3.636}{3.35} = 9.723 \text{ kN.} \\ T_D = -\frac{6.482 \times 3.00}{2} + \frac{-3.636 + 3.636}{3.35} = -9.723 \text{ kN} \end{cases}$$

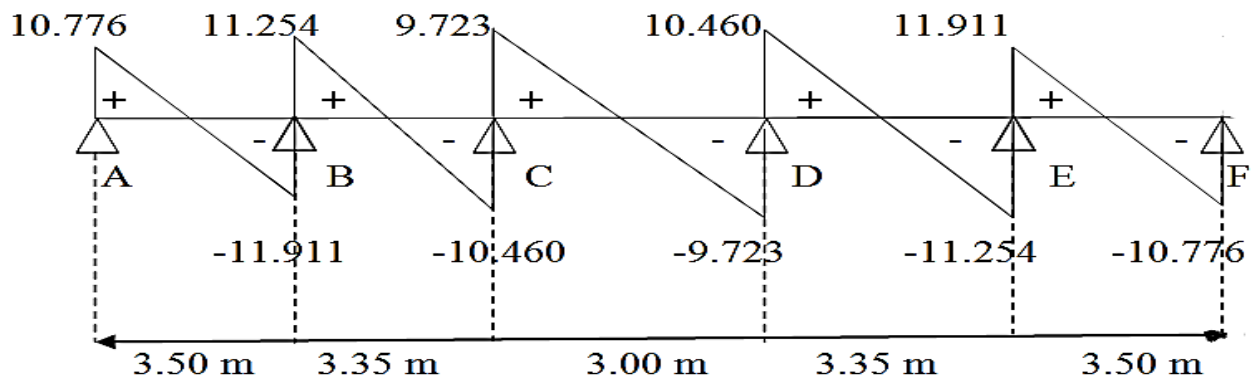
Travée DE :

$$\begin{cases} T_D = \frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-4.965 + 3.636}{3.35} = 10.460 \text{ kN.} \\ T_E = -\frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-4.965 + 3.636}{3.35} = -11.254 \text{ Kn} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} T_E = \frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-2.979 + 4.965}{3.50} = 11.911 \text{ kN.} \\ T_F = -\frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-2.979 + 4.965}{3.50} = -10.776 \text{ kN} \end{cases}$$

Diagramme des efforts tranchants à L'ELU en kN



FigIII.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Travée	Effort tranchant [kN]
A-B	10.776
	-11.911
B-C	11.254
	-10.460
C-D	9.723
	-9.723
D-E	10.460
	-11.254
E-F	11.911
	-10.776

III.2.1 Tableau du résultat des efforts tranchants

➤ **Ferraillage à l'ELU:**

Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

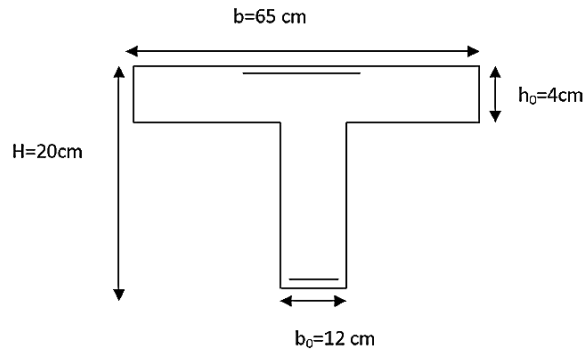


Fig.III.2.11 Dimensions de la section en T.

En travée :

$$M_t = 6.554 \text{ KN m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 6.554 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b × h) = (65 × 20) cm²

Calcul du μ :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.554 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.022 \implies \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.554 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

La table se trouve dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12 × 20) cm²

$$M_{a \max} = 4.965 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.965 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.09 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.09 \implies \beta = 0.953$$

$$A_a = \frac{4.965 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.832 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a=1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$

III.2.7 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{calculée}} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{calculée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u^{\max} = 11.911 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{11.911 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.551 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{11.911 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• **Ancrage des barres**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 1.95} = 61.54 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (article. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0.4 \times 61.54 = 24.616 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales :**

Leurs diamètres sont donnés par l'article ;(RPA99/V2003- **Art .7 .2. 2)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm.}$$

On adopte un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$

• **La section des armatures transversales :**

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures :**

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.8 Vérification à l'ELS:

Les états limites de service sont définies compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont:

Etat limite de résistance de béton en compression

Etat limite de déformation

Etat limite d'ouvertures des fissures

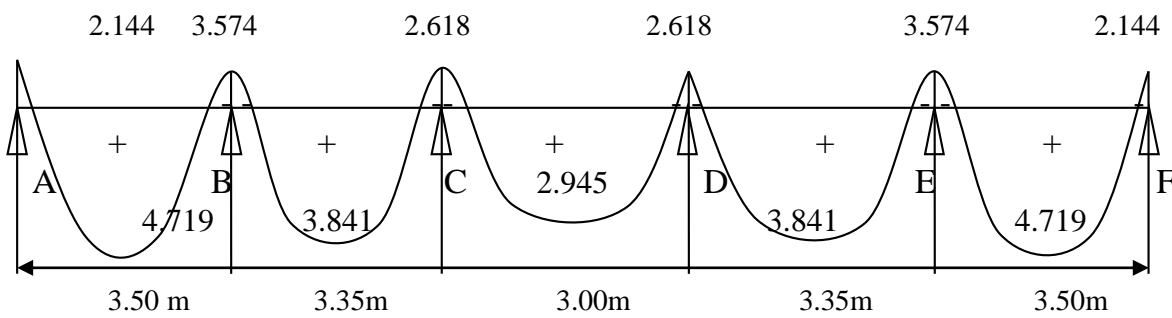
Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{q_s}{q_u}$$

D'où $q_u=6.482\text{kN/ml}$ et $q_s= 4.693\text{kN/ml}$

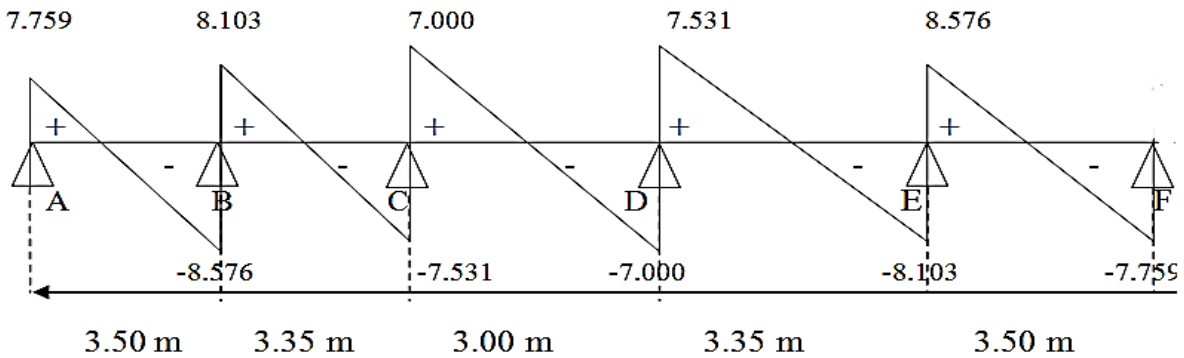
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.693}{6.482} = 0.72$$

Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en kN.m :



III.2.12 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en kN :



FigIII.2.13 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)

- ✓ **Contrainte dans l'acier**
- a) **En travée**
- **Contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{65 \times 18} \times 100 = 0.2$$

$$\rho_1 = 0.2 \quad K_1 = 53.49 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.719 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 120.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 120.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{120,35}{53.49} = 2.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \text{ par interpolation} \quad K_1 = 31.049 \text{ par interpolation} \quad \beta_1 = 0.8914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.574 \times 10^3}{0.8914 \times 18 \times 1.13} = 197.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{197.12}{31.049} = 6.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \text{b) } \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \\ \text{c) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{array} \right.$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76$$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Moment d'inertie fictive totale de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

b) Calcul des différents paramètres

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.90 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{12(7.09^3 + 12.90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 235 \times (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 19975.6 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients.**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \quad \beta = 0.9814$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.719 \times 10^3}{0.9814 \times 18 \times 2.35} = 113.67 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0109} = 0.015$$

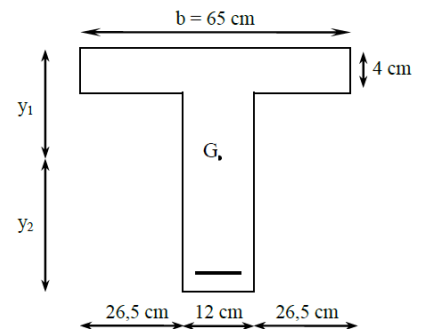
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 171.439 + 2.1} = 0.616$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 19975.6}{1 + (0.616 \times 0.015)} = 21771.98 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,719 \times (3.8)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 21771.98} = 0.00289 \text{ m}$$

$f = 0.289 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm}$ Condition vérifiée



$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.693 \times 3.8^2}{8} = 8.47 \text{ KN}$$

$$M_t = 4.719 \text{ kN}$$

$$\frac{20}{380} = 0.0526 \geq \frac{4.719}{15 \times 8.47} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

- **Armatures longitudinales**

Aux appuis

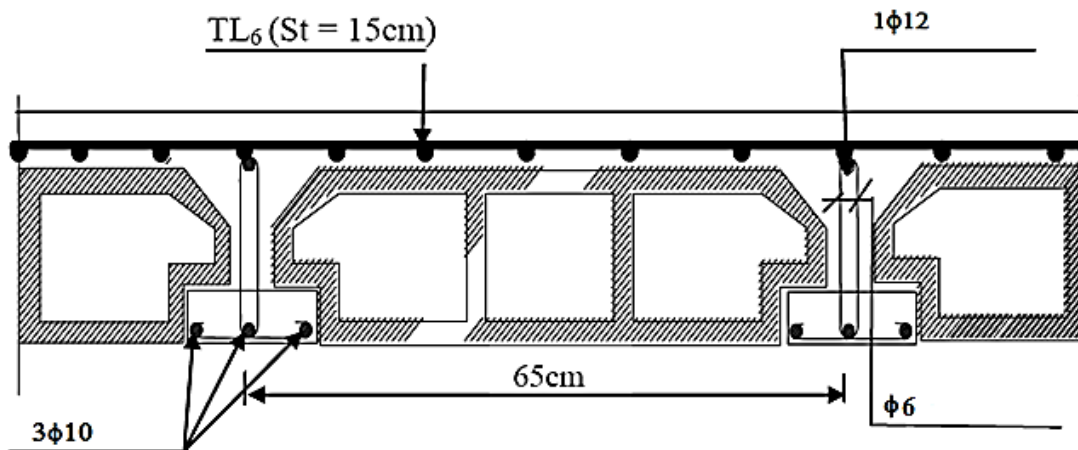
$$A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Aux travée

$$A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

2HA6=0.57 cm² avec un espacement de 15 cm (1 étrier en T6 tous les 15 cm).



FigIII.2.14 Plan de ferrailage de plancher en corps creux

III.5 Etude des escaliers:

Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées à la flexion simple. Du côté du vide, les volées et les paliers des escaliers sont munis d'un garde-corps ou d'une rampe. En raison de non exposition des différents éléments de l'escalier aux intempéries, les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Le bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Escalier de Sous-Sol ; ce type comporte une volée
- Escalier de l'étage courant ; ce type comporte deux volets et un palier intermédiaire.

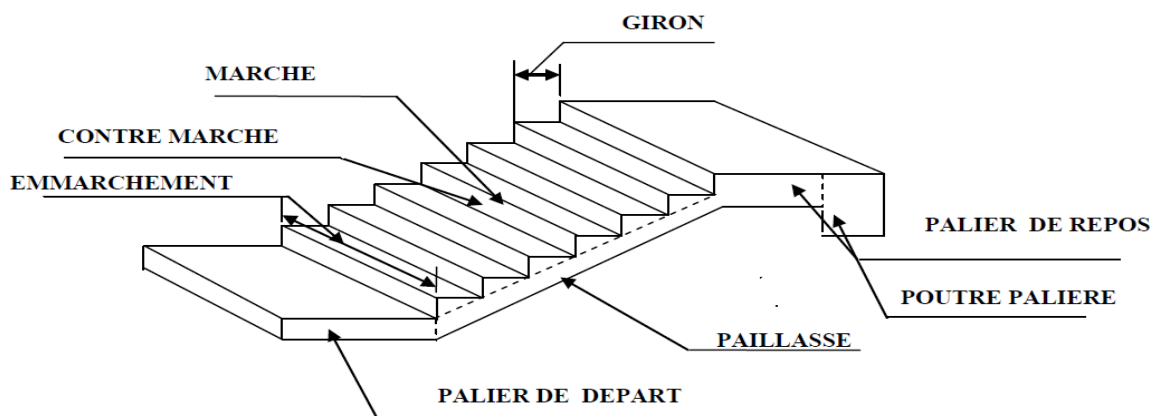


Figure.III.5.1 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

- III-5-1 : Caractéristiques dimensionnelles

- La marche est la partie horizontale qui reçoit le pied ;
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches ;
- Hauteur de contre marche (h) est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm ;
- Le giron (g) est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;

- La montée correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée ;
- Une volée est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs ;
- Un palier est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires,
- L'emmarchement (E) représente la largeur de la marche ;
- La ligne de foulée représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m ;
- La paillasse est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches. ;

III.5.2 : pré dimensionnement de l'escalier à calculer

Dans cette partie, on a étudié les escaliers d'étage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire.

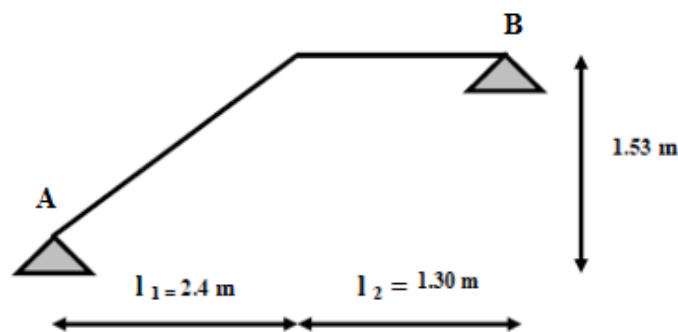


Figure.III.5.2 : Schéma statique de l'escalier.

III.5.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

a. Formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

g : le giron

h : la hauteur de la contre marche

59 cm : correspond à des escaliers courants d'appartement.

66cm : correspond à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

En utilisant l'équation (1), on obtient $g = 30 \text{ cm}$

c. Calcul du nombre de contre marches et de marches

n : nombres de contre marche.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée

$H = 1,53 \text{ m}$

Soit une volée de 1,53 m de hauteur.

- Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{Soit : } n = 09 \text{ contres marche}$$

- Nombre de marches m : $m = n - 1$

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ Soit : $m = 08$ marches.

- Le giron g : $g = \frac{l_1}{m} \longrightarrow g = \frac{l_1}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

- La ligne de foulée L : $L = g (n - 1)$

$$L = g (n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm.}$$

d. Détermination de l'épaisseur de la pailasse

Prenant compte des recommandations du BAEL91.

La pailasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{10}{30} \leq ep \leq \frac{10}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$T_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,63 \quad \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 2,84 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + 12.$$

$$L_0 = 2.84 + 1,30 = 4,14 \text{ m}$$

Donc on aura : $\frac{414}{30} \leq ep \leq \frac{414}{20}$ $13,8 \leq ep \leq 20,7$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $ep = 15 \text{ cm}$

III.5.3 Calcul des sollicitations et des efforts internes:

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

a. déterminations des charges et des surcharges

Charge permanente :

- Le palier :

• Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.02	22	0,44
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. palier	0,2	25	5
5. enduit ciment	0,02	18	0,36
			$G_p = 6,56 \text{KN/m}^2$

Tableau III.5.1: la charge revenant au palier.

- La volée :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.02	22	0,44
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. palliasse	$\frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{0,2}{\cos 32,51} = 0,237$	25	5,93
5. enduit ciment	0,02	18	0,36
6. Gard corps		0,2	0,2
			$G_p = 9,82 \text{KN/m}^2$

Tableau III.5.2: la charge revenant la volée.

- **La surcharge d'exploitation** : est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

b. Combinaisons de charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} = (1.35 * 9,82 + 1,5 * 2,5) = 17 \text{ KN / m}$.

Le palier : $q_{u2} (\text{vol } 1) = (1.35 * 6,56 + 1,5 * 2,5) = 12.61 \text{ KN / m}$.

- **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (9,82 + 2.5) = 12,32 \text{ KN / m}$.

Le palier : $q_{s2} = (6,56 + 2.5) = 9,06 \text{ KN / m}$.

III.5.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

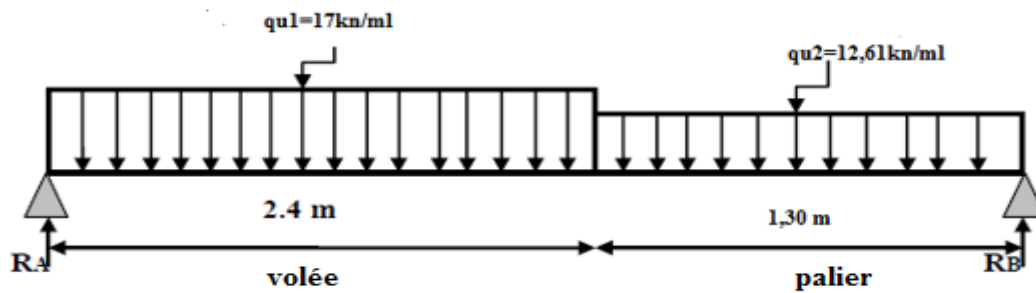


Figure.III.5.3 : Schéma statique de calcul à ELU.

a/ Calcul des réactions d'appuis

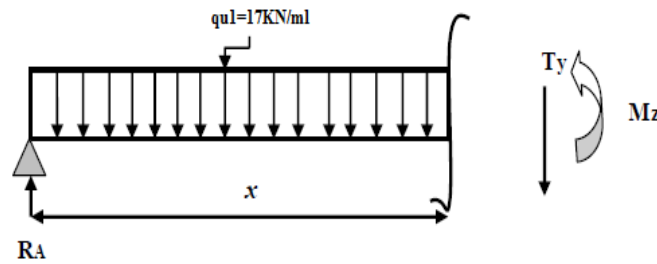
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 55,52 \text{ KN.}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 3,7R_A - q_{u1} * 2,4 \left(3,7 - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u2} * \frac{(3,7 - 2,4)^2}{2} = 0$$

$$R_A = 30,44 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,74 \text{ KN}$$

b/-Calcul des efforts internes



Tronçon 1: $0 \leq x \leq 2,4m$

$$\Sigma F/yy'=0 \rightarrow T_Y = -17x + 30.44$$

$$\Sigma M/G=0 \rightarrow M_Z = -8.5x^2+30.44.x$$

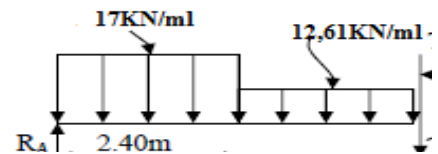
x (m)	T_Y (KN)	M_Z (KN.m)
0	30.44	0
2.4	-10.36	24.096

Tronçon 2: $0 < x < 1,45m$ 11,93KN

$$\Sigma F/yy'=0 \rightarrow T_Y = -12.61x + 19.9.4$$

$$\Sigma M/G=0 \rightarrow M_Z = -17*2.4(x-2.4/2)-12.61(x-2.4)((x-2.4)/2)+30.44*x$$

x (m)	T_Y (KN)	M_Z (KN.m)
2.4	-10.36	24.096
3.7	-26.753	0



Calcul de M_{max} :

$$dM_z(x)/dx = -T_y \text{ donc } T_y=0 \rightarrow M_z= M_{max} \text{ } T_y=0 \quad T_y= -17x + 30.44 = 0 \rightarrow$$

$$x= 1.80m$$

$$M_z(1.80)= 30.44(1.80) - 8.5 (1.80)^2=27.252 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3*27,252 = -8,175\text{KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85*27,252 = 23,164\text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

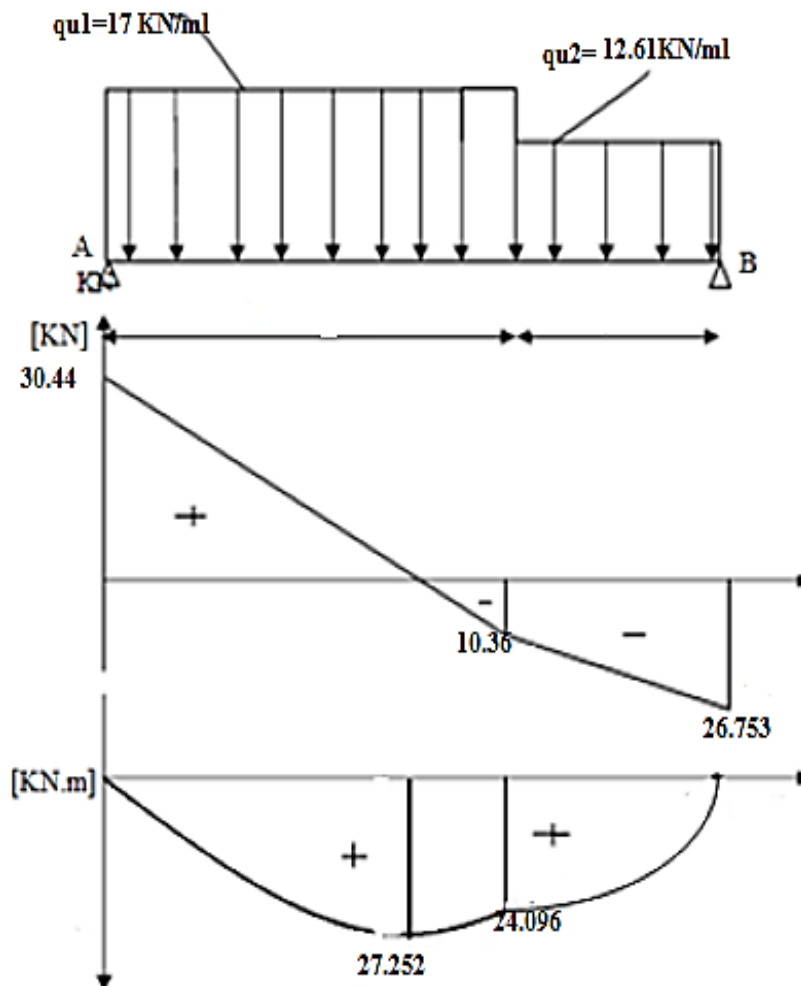


Figure.III.5.4 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

III.5.5 : calcul du ferrailage a l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant

$$B = 100 \text{ cm } c = 2 \text{ cm } d = 180 \text{ cm}$$

1-Armature longitudinales :

• **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.175 \cdot 1000}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{ua} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.175 \times 10^6}{0.983 \times 130 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²/ml avec St = 25cm.**

• **En travée :**

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.164 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.096$$

$$\mu_{ua} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,096 \longrightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{23.164 \times 10^6}{0.949 \times 130 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

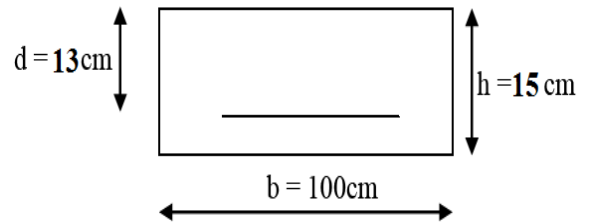
Soit : **4HA14/ml = 6.15 cm²/ml avec St = 25cm.**

2-Armatures de répartition :

• **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm² avec St = 25cm.**



- **En travée :**

$$A_{r1} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm² avec St = 25 cm.**

III.5.6. Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité : (Art A. 4. 2,1/BAEL91)

-Armatures longitudinales :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 13 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

-Aux appuis :

$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b- Espacement des barres :(BAEL91 :Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales :

$St_{\max} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{3 \times 20, 33 \text{ cm}\}$ $St_{\max} \leq 33 \text{ cm}$.

Sur appuis : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En travée : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$St_{\max} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = \min \{4 \times 20, 45 \text{ cm}\}$.

Sur appuis : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

c. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91/modifiées99 : Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0,07 \cdot f_{t28}}{\gamma b}$$

τ_u : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{30,44}{100 \cdot 13} = 0,02 \leq \frac{0,07 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 2,1}{1,15} = 1,167 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

❖ Influence sur le béton

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$T_u^{max} = 30,44KN \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 13}{1,5} = 7800KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

❖ Influence sur l'acier :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_{max} + \frac{Ma}{0,9b})$$

$$A = 3,14 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^2} \left(30,44 + \frac{8,175}{0,9 \cdot 0,13} \right) \cdot 10^3 = 2,88 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

- Mu : moment au droit de l'appui

e. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{30,44 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \times 3,14 \cdot 4 \cdot 1,2} = 1,24MPa$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 25 = 3,15MPa$$

$\tau_{se} = 1,24 < \bar{\tau}_{su} = 3,15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Longueur de scellement : (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

g. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$$

On prend : $L_c = 17 \text{ cm}$

III.5. 7. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :

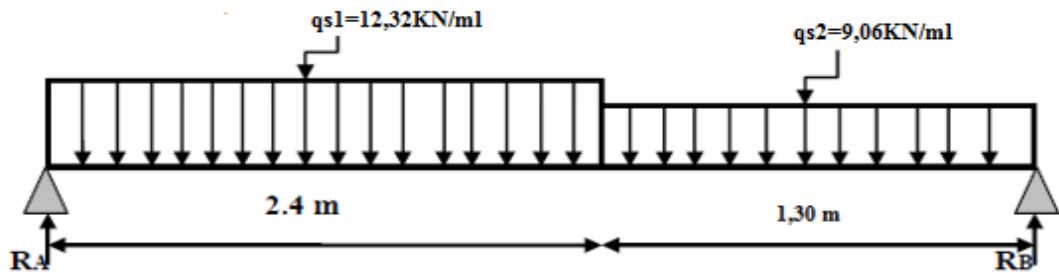


Figure. III.5.5 : Schéma statique de calcul à ELS.

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 41,346 \text{ kN.}$$

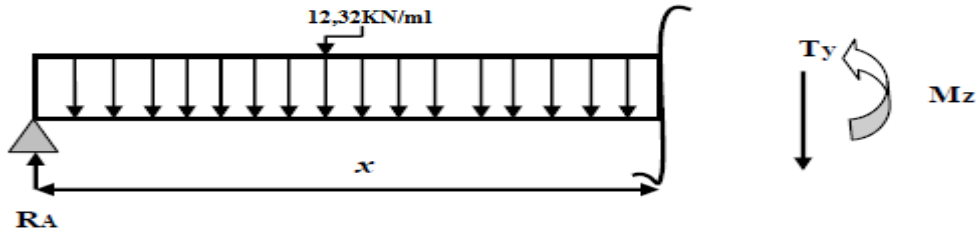
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 3,7 R_A - q_{s1} * 2,4 \left(3,7 - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s2} * \frac{(3,7 - 2,4)^2}{2} = 0$$

$$R_A = 22,048 \text{ kN}$$

$$R_B = 19,298 \text{ kN}$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

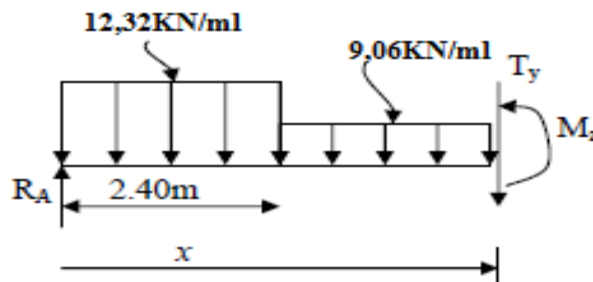


-Effort tranchant : $T_y = 22,048 - 12,32x$

-Moment fléchissant : $M_z = -6,16x^2 + 22,048.x$

x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
0	22,04	0
2.4	-7,52	17,433

2^{ème} tronçon : $2,4\text{m} \leq x \leq 3,7\text{m}$



-Effort tranchant : $T_y = 14,224 - 9,06x$

-Moment fléchissant : $M_z = -12,32 * 2,4(x - 2,4/2) - 9,06(x - 2,4)(x - 2,40)/2 + 22,048 * x$

x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
2,4	-7,52	17,433
3,7	-19,298	0

-Moment fléchissant maximum : $M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0$

$$22,048 - 12,32 \cdot x = 0$$

$$x = 1,789 \text{ m}$$

$$M_z^{\max} = 19,728 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \cdot 19,728 = -5,918 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \cdot 19,728 = 16,768 \text{ KN.m}$

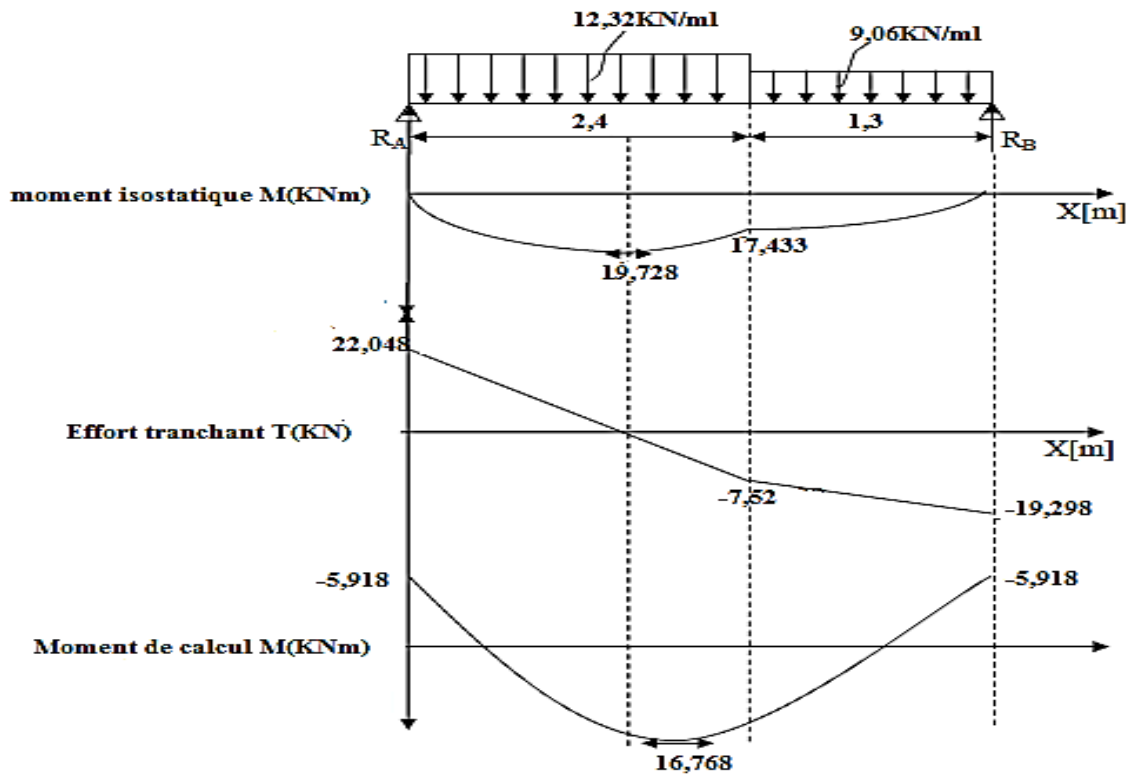


Figure.III.5.6 : Diagramme des efforts interne a l'ELS

III.5.8 : Vérification à l'ELS :**a. État limite de résistance du béton à la compression :** (BAEL91:Art A.4.5,2)

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

a)-Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \cdot 13} = 0,241$$

$$\beta = 0,921$$

$$K_1 = 48,62$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,918 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 0,921 \cdot 13} = 157,41\text{MPa} \leq 348\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,41}{48,62} = 3,23\text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b)-au travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 6,15}{100 \cdot 13} = 0,0473$$

$$\beta = 0,895$$

$$K_1 = 32,62$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{16,78 \cdot 10^3}{6,15 \cdot 0,895 \cdot 13} = 234,50\text{MPa} \leq 348\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{234,50}{32,62} = 7,18\text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

c).Vérification la flèche :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,05 < 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0}$
- $A_t \leq \frac{4,2 \cdot bd}{f_e}$

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{q_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt{f_c 28} = 10819 \quad ; \quad q_t^s = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,15}{100 \cdot 18} = 0,0047$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } y_1^3 = \frac{S_{x'x}}{B_0} \quad \text{et } y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 20^2 / 2 + 15 \cdot 6,15 \cdot 13}{100 \cdot 20 + 15 \cdot 6,15} = 10,132 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 10,132 = 4,868 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10,132^3 + 4,868^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 6,15 \cdot (4,868 - 2)^2$$

$$I_0 = 66229,97 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,0047} = 3,36$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0047 \cdot 234,50 + 2,1} \right\} = 0,435$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 66229,97}{1 + 0,435 \cdot 1,78}$$

$$\rightarrow I_{fv} = 41060,118 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 12,32 \cdot 10^3 \cdot (3,7)^4}{384 \cdot 10819 \cdot 10^6 \cdot 41060,118 \cdot 10^{-8}} = 0,0067 < 0,0073$$

Donc $f = 0,0067 < \bar{f} = 0,0073 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent aux deux états limites ELU et ELS. Ces éléments sont :

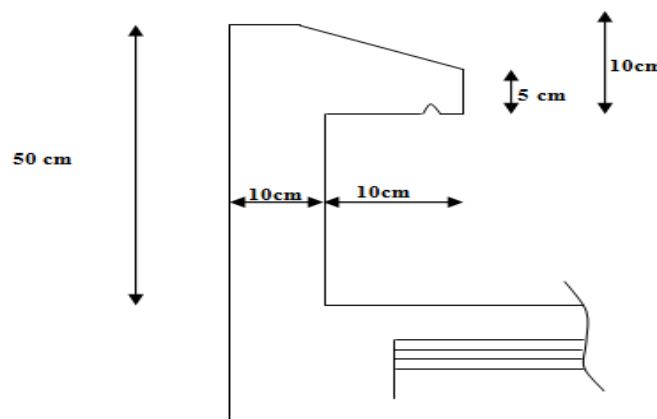
- Acrotère.
- Planchers.
- Balcons.
- Salles machines.
- Escaliers.
- Poutre palière

III.1 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau des poutres de rive, il est soumise à un effort normal «**G**» dû à son poids propre et un effort latéral «**Q**» dû à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables et le calcul se fera à l'E.L.U et à l'E.L.S pour une bande de 1m de largeur

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression.

III.1.1 Dimensions de l'acrotère:



FigIII.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations:

✓ Effort normal dû au poids propre

$$G = S \times \rho$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton = 25 kN/m³

S : section transversale.

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.2 \times 0.03)}{2} + 0.07 \times 0.2 \right] 25$$

$$G = 1.925 \text{ kN/ml}$$

Donc : $G = 1.925 \text{ kN/ml}$

✓ **Effort normal**

$$N = G = 1.925 \text{ kN/ml}$$

✓ **Effort horizontal**

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

✓ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN.m}$$

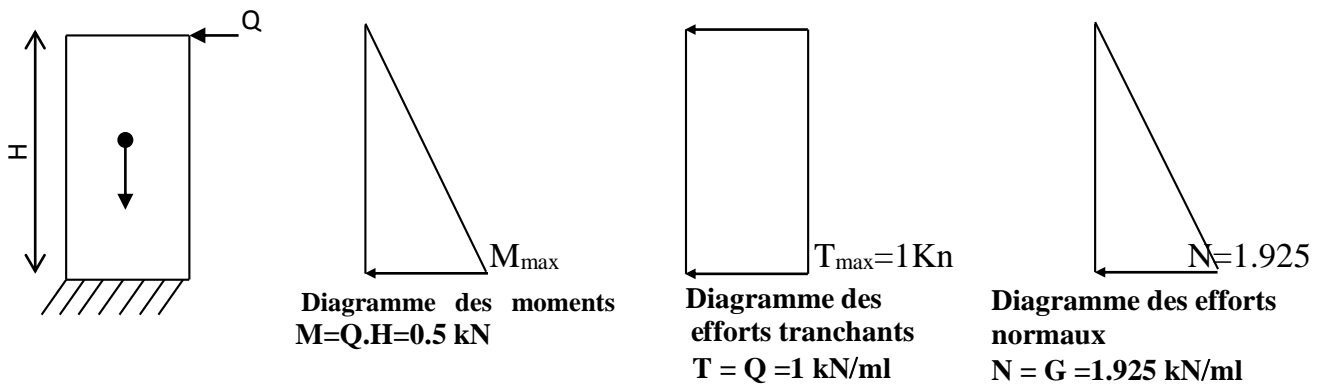


Fig-III. 2 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison de charges:

➤ **L'ELU**

La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

✓ **Effort normal dû à G**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.925 = 2.60 \text{ kN/ml}$$

$$N_u = 2.60 \text{ kN/ml}$$

✓ **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 0.75 \text{ kN.m}$$

➤ **L'ELS**

$$G + Q$$

✓ **Effort normal de compression**

$$N_S = G = 1.44 \text{ kN/ml}$$

✓ **Moment de flexion**

$$M_S = M_Q = 0.5 \text{ kN.m}$$

III.1.4 calcul du ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m}$

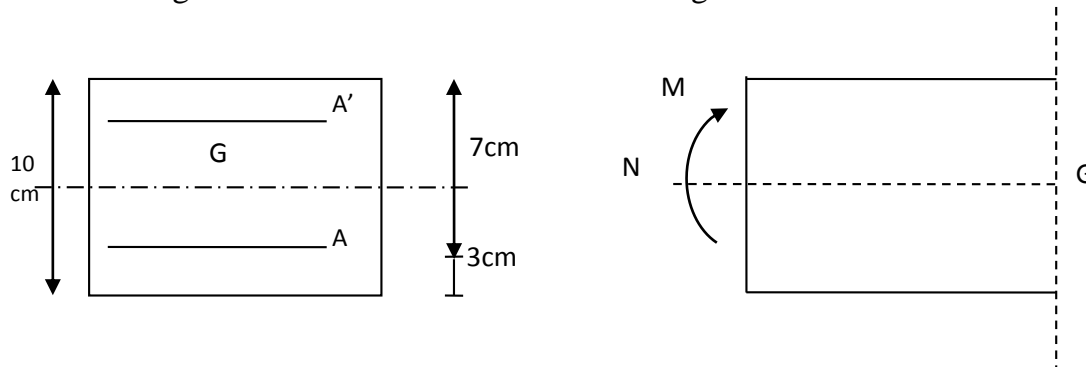


Fig-III.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.4. Calcul à L'ELU:➤ **Calcul de l'excentricité**

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}$$

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{1.94} = 0.386 > \frac{h}{2} - c = 0.02m.$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section est partiellement comprimée (**SPC**).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

➤ **Armatures principales****Section des armatures fictives (en flexion simple)**

$M_{fu} = N_u \times a$ avec a : distance entre le centre de pression « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

- **Calcul le moment fictif :**

$$M_{fu} = N_u \times a \quad \text{avec} \quad a = e + \frac{h}{2} - c$$

$$= 38.6 + \frac{10}{2} - 3 = 40.6 \text{ cm}$$

$$M_f = 1.94 \times 0.406 = 0.788 \text{ kN.m}$$

- **moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.788 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011$$

$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

D'après le tableau :

$$\mu = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.9945$$

- **Les armatures fictives en flexion simple :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.788 \times 1000}{0.9945 \times 348 \times 7} = 0.325 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \mathbf{0.325 \text{ cm}^2}$$

- **Section des armatures réelles (en flexion composée)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.325 - \frac{1.94 \times 10}{348} = 0.269 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.269 \text{ cm}^2$$

III.1.5 Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité (BAEL91 / Art A.4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_u \geq A_{CNF}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d}$$

Avec

$$\begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.4375} = 0.3478 \text{ m} = 34.8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\text{CNF}} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times 0.943 = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{CNF}} = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$\text{Au } 0.269 \text{ cm}^2 < A_{\text{CNF}} = 0.797 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, alors on adoptera la section minimale :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_s = A_{\text{min}} = 0.797 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

$$A_{\text{st}} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25cm**

Armatures de répartition

$$A_{st} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Soit **4HA8 = 2,01 cm² avec S_t = 18cm.**

b) Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u < \tau_u$$

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

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{7 \times 10^2} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u$ **Condition vérifiée.**

Pas de risque de cisaillement.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 modifié 99 / Art A.6.1.3) :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles de barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \approx 10.05 \text{ cm}$$

On aura :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA

Avec : n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.2369 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée.**

il n ya pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Ancrage des barres verticales (Art 6.1.21) :

L'ancrage est définie par sa longueur de scellement droit « l_s ».

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} ;$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

D'où :

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

La longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

Donc on opte pour $l_s = 30 \text{ cm}$

III.1.6 vérification à L'ELS

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

- Les contraintes dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- Les contraintes dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$

$\rho_1 = 0.287$ $\beta_1 = 0.9155$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 1000}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 38,8 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$Condition vérifiée.

➤ **Le béton**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 38,8 = 0,878 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les condition étant vérifier ;donc le ferrailage a l'ELU est vérifié a l'ELS.

Ferrailage adopté

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**
 Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 18cm.**

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme:

Si l'action de la main courante est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire.

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0.15** (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : **C_p = 0.8**

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = s \times \rho = 0.0575 \times 25 \times 1 = 1.4375 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.4375 \times 1 = 0.69 \text{ kN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Pas de calcul supérieur à faire.

Conclusion:

Condition vérifié, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

III.18 Le ferrailage

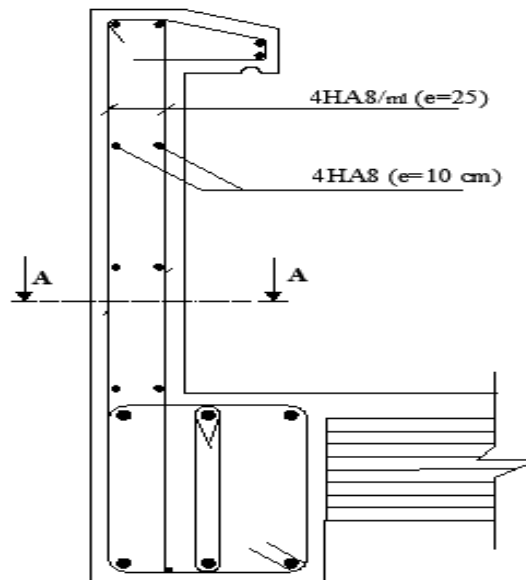


Fig.III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

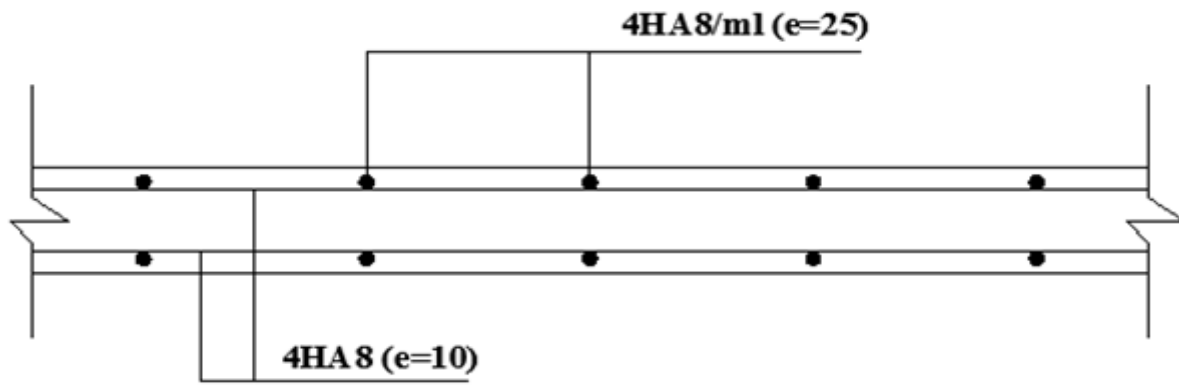


Fig.III.1.5 Coupe A-A Ferrailage de l'acrotère

III.6 Etude de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 4.00 m (entre nus d'appuis). cette poutre est portée sur travées. Elle est en partie sur des voiles (voir figure ci-dessous)

Pour simplifier l'étude, on ne prend que la partie non appuyée (entre nus d'appuis).

Pour des raisons de symétrie, on n'étudie que la partie considérée dans chaque travée

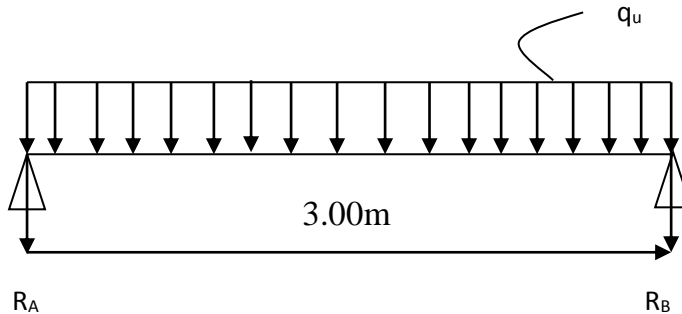


Fig.III.6.1 schéma statique de la poutre palière

III.6.1 Pré dimensionnement

- **La hauteur**

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 2.70m$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20cm \leq h \leq 30cm.$$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

- **La largeur**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm .$$

On prend : **b=25 cm**

III.6.2 Recommandations du RPA (Art 7.5.1):

$b \geq 20 \text{ cm}$, $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

$$\frac{ht}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}$

III.6.3 Détermination des charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1,875 \text{ kN/ml}$.
 - Action du palier à l'ELU : $R_{ul} = 25.50 \text{ kN/ml}$.
 - Action du palier à l'ELS : $R_s = 18.41 \text{ kN/ml}$.
 - Poids propre du voile : $G_v = 25 \times 0,20 \times 2.49 = 12.45 \text{ kN/ml}$.
- **$G = G_p + G_v = 14.325 \text{ kn /ml}$**

Combinaison a considère :

– **ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 14.325 + 25.50 = 44.83 \text{ kN/ml}$$

– **ELS :**

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 14.325 + 25.50 = 39.825 \text{ kn /ml}$$

III.6.4.Le Ferrailage a LELU :

➤ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{44.83 \times 2.70}{2} = 60.52 \text{ kn}$$

➤ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = M_{MAX} = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{44.83 \times 2.70^2}{8} = 40.85 \text{ kn}$$

➤ **Correction des moments :**

– **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 40.85 = -12.25 \text{ KNm}$$

– **En travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 40.85 = 34.72 \text{ KN m}$$

➤ **Efforts tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{44.83 \times 2.70}{2} = 60.52 \text{ kn}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.72 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.134 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.134 \Rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.928 \times 27 \times 348} = 3.98 \text{ cm}^2$$

On adopte; $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 12.25 \text{ kN.ml}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.25 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.9755 \times 27 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On adopte; $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

III.6.5 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

0.815 < 1.57 cm²condition vérifiée

En travées

0.815 < 4.62 cm²condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91 modifiée 99)**

$$\text{Fissuration peu nuisible, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{60.52 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.896 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifié 99)**

Influence sur le béton (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99) :

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 27 \times 25}{1.5} = 405 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 60.52 \text{ kN} < 405 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures**

$$A_u \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)}{f_e} = \frac{1.15 \times \left(60.52 \times 10^3 - \frac{12.25 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right)}{400} = 29.06 \text{ mm}^2 = 0.2906 \text{ cm}^2$$

$$0.2906 < 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{60.52 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 1.102 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales
At=4HA8=2.01 cm².

- **Calcul des espacements selon RPA99 version 2003(Art 7.5.2.2)**

✓ **Dans la zone nodale**

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(7.5; 14.4) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit ; S_t = 6 cm

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 50 \text{ cm}$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

❖ Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

III.6.6 Calcul à l'ELS:

- **Détermination des charges et des surcharges**

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ kN/ml}$

✓ Action du palier à l'ELS : $R_s = 18.41 \text{ kN/ml}$

✓ Poids propre du voile : $G_v = 25 \times 0.2 \times 2.49 = 12.45 \text{ kN/ml}$

- **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1.35G_p + R_u + G_v$$

$$q_u = 1.875 + 18.41 + 12.45 = 32.735 \text{ kN/ml}$$

- **Réaction d'appuis**

$$\sum F = 0 \quad R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32.735 \times 2.70}{2} = 44.19 \text{ kN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{32.735 \times 2.70^2}{8} = 29.83 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = R_A = R_B = 44.19 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0.3M_u = -12.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_u = 34.72 \text{ kN.m}$$

Diagrammes des moments

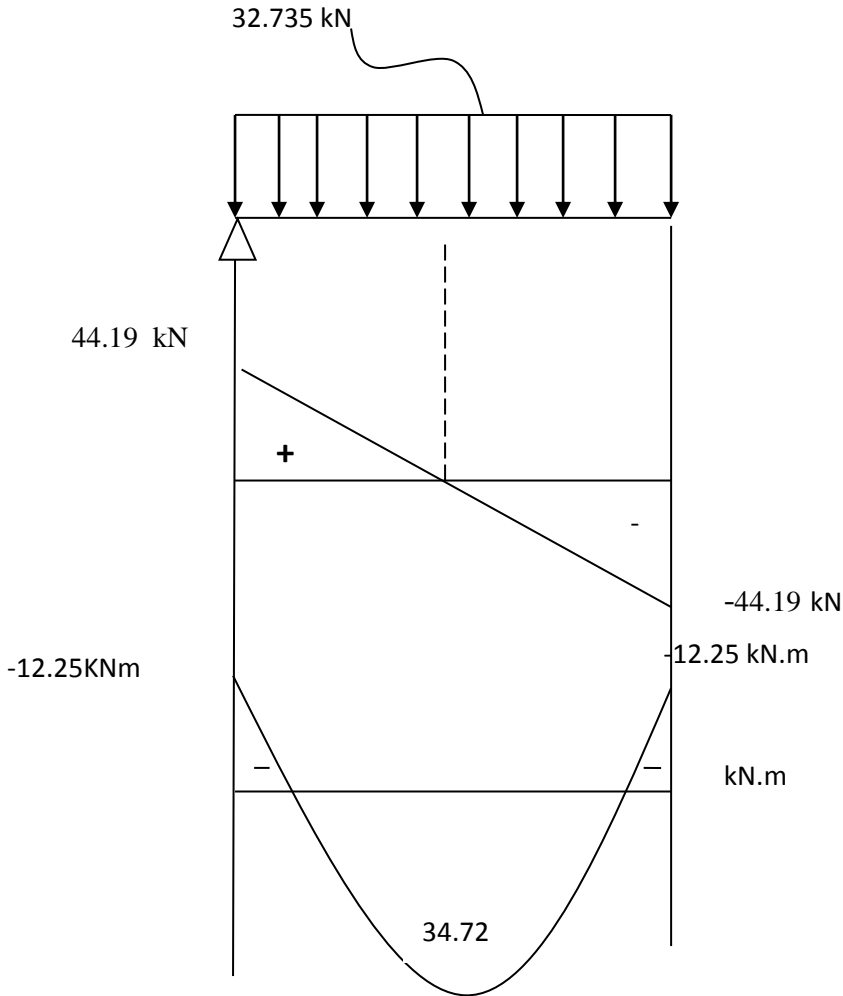


Fig.III.6.2 : diagrammes des efforts internes a ELS

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

➤ **Aux appuis**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{25 \times 27} \times 100 = 0.233.$$

$$\rho_1 = 0.223 \Rightarrow K_1 = 51.04 \quad \beta_1 = 0.92428$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.92428 \times 27 \times 1.57} = 312.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 312.65 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{312.65}{51.04} = 6.125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.125 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 27} \times 100 = 0.684$$

$$\rho_1 = 0.684 \Rightarrow K_1 = 26.32 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.8795$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.8795 \times 27 \times 4.62} = 316.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 316.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{316.47}{26.32} = 12.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.0105 > \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{34.72}{15 \times 34.72} = 0.066 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.6.7 Le ferrailage

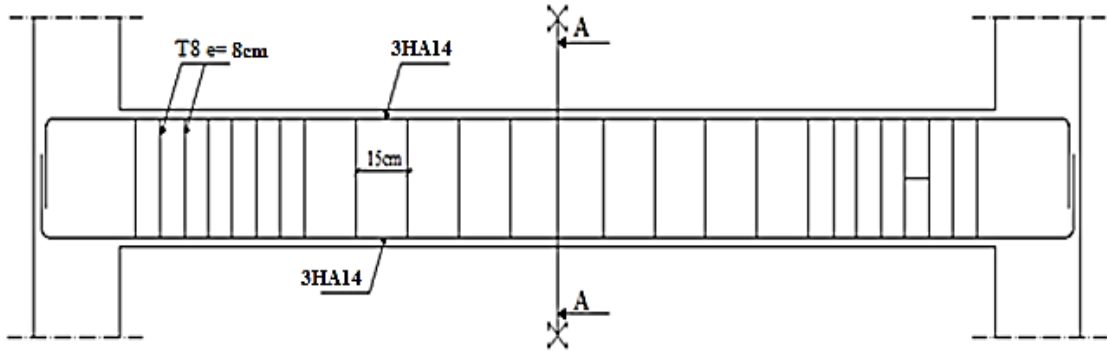


Fig.III.6.3 : ferrailage de la poutre palière

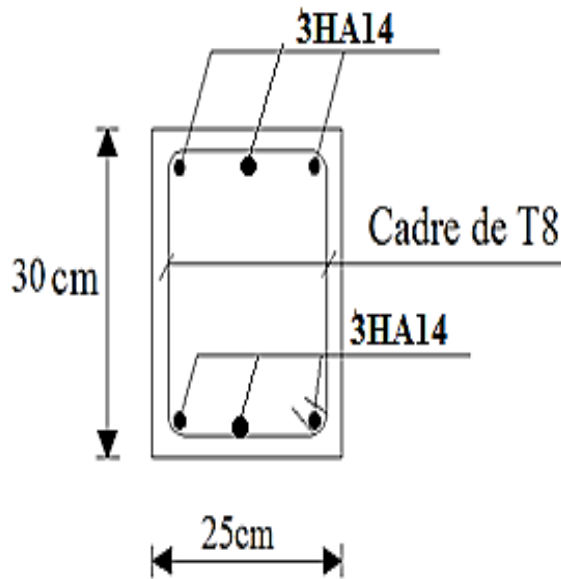


Fig.III.6.4 : coupe A-A de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV:

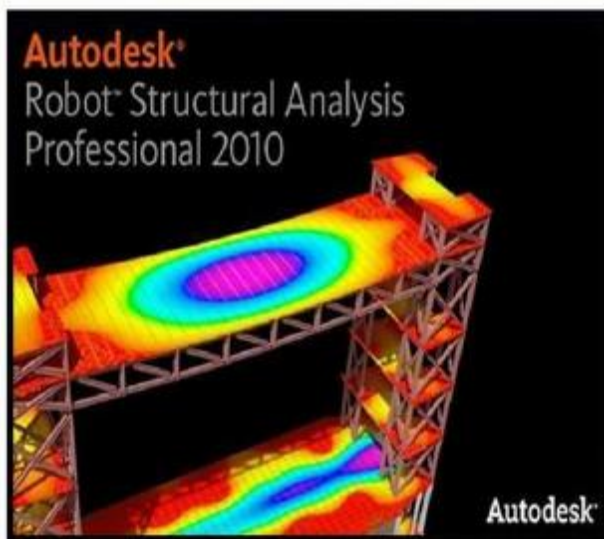
Modélisation de la structure



IV) 1-Présentation du logiciel ROBOT:

Créé à l'origine par l'entreprise Robobat sous le nom de Robot Millenium, le logiciel Robot est devenu avec le rachat de Robobat par la société Autodesk Robot Structural Analysis. Il permet de modéliser, calculer, vérifier, dimensionner des modèles de structures du Génie Civil les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle. Il permet aussi de définir des notes de calcul ainsi que des plans de ferrailage.

L'intégration de ce logiciel à la



société Autodesk lui a permis de devenir une pièce maîtresse. En effet des maquettes numériques réalisées sous Revit ou des plans réalisés sous Autocad peuvent être directement importés sous Robot. Les plans de ferrailages peuvent, eux, être exportés et exploités directement sous Autocad, permettant une meilleure circulation des documents et une rapidité d'exécution dans les calculs.

Le logiciel ROBOT est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) qui consiste à découper le domaine spatial en petits éléments, également appelés mailles, et à rechercher une formulation simplifiée du problème sur chaque élément, c'est-à-dire à transformer le système d'équations quelconque en un système d'équations linéaires. Chaque système d'équations linéaires peut se représenter par une matrice. Les systèmes d'équations pour tous les éléments sont ensuite rassemblés, ce qui forme une grande matrice ; la résolution de ce système global donne la solution approchée au problème.

IV)-2-Etapes principales de modélisation dans ROBOT :

1^{ère} étape : Définition du modèle de la structure

2^{ème} étape : Chargement de la structure

3^{ème} étape : Interprétation des résultats

IV)-3- Le mode opératoire :

Le logiciel de ROBOT est représenté par l'icône suivante



1^{ère} étape : Définition du modèle de la structure :

Le choix du type de structure :

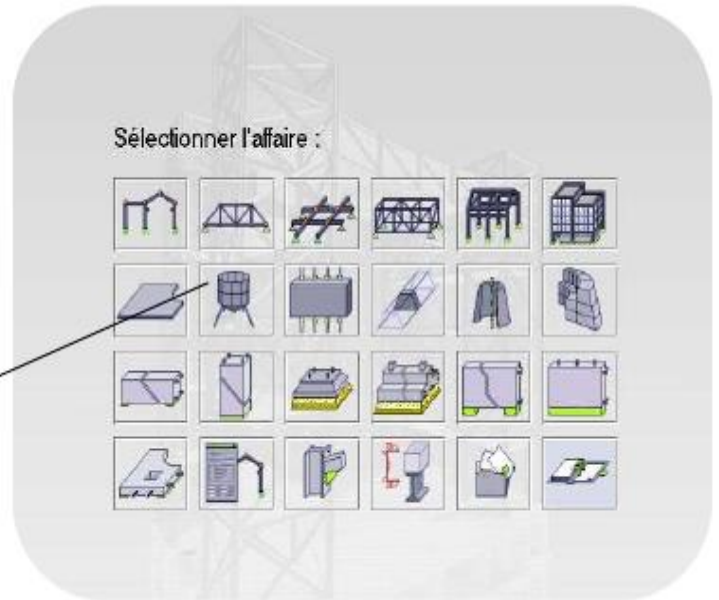
Lorsqu'on ouvre le logiciel une fenêtre s'ouvre devant qui permet de choisir le type de structure à étudier



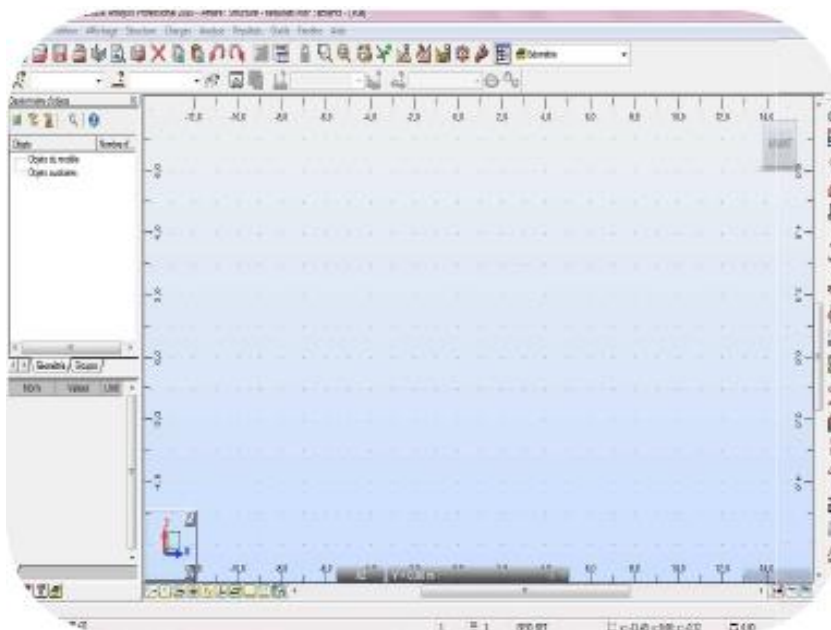
on choisit la case



« Etude d'une coque »



❖ L'interface du logiciel apparaît ainsi :



A. Préférence de l'affaire :

Cette commande permet de sélectionner et de modifier les paramètres de l'affaire étudiée comme les matériaux, en cliquant sur :

L'icône " Outil " dans le menu texte ensuite " préférence de l'affaire " l'icône se trouve en bas de l'interface à droite

Pour ainsi avoir cette fenêtre :

- On choisit l'unité ainsi que les formats des dimensions
- On choisit le type des matériaux utilisés (béton , acier...)
- Pour choisir les profilés de constructions métalliques
- On choisit les normes et les règlements utilisés.
- Pour l'analyse modale et le type de maillage.



B. Les lignes de constructions :

Pour pouvoir dresser les lignes de constructions et définir les distances des travées ainsi que la hauteur des différents étage, on clique sur :

- ❑ L'icône « lignes de construction »
- ❑ « Menu texte » ensuite « structure » et choisir « lignes de construction »


On introduit ainsi les lignes suivant x, y et z dans le système de coordonnées cartésiennes dans la fenêtre suivante



C. Définition des sections transversales (Profils des barres) :

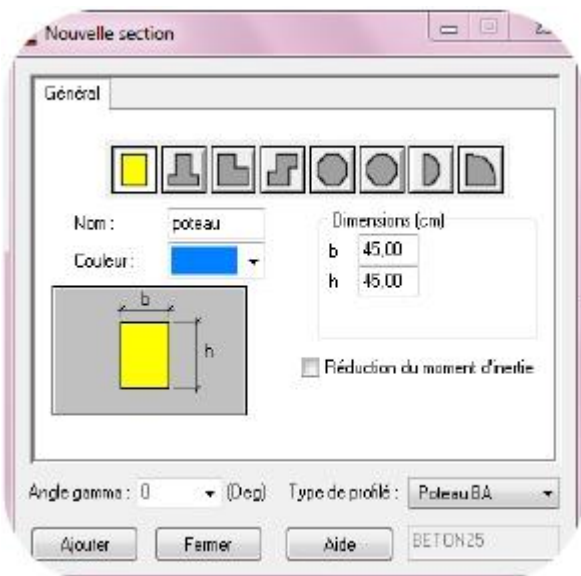
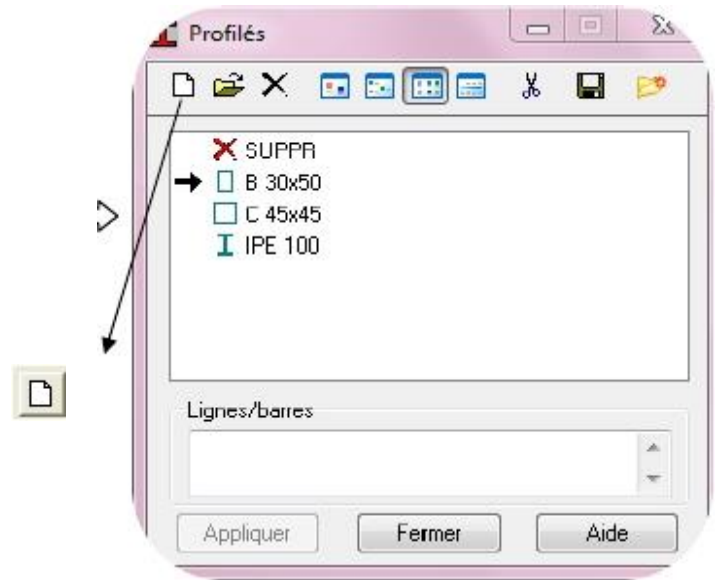
Pour définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure (poteaux et poutres) on utilise soit :

« Menu texte » → « structure » → « caractéristiques » → « profilés de barres »

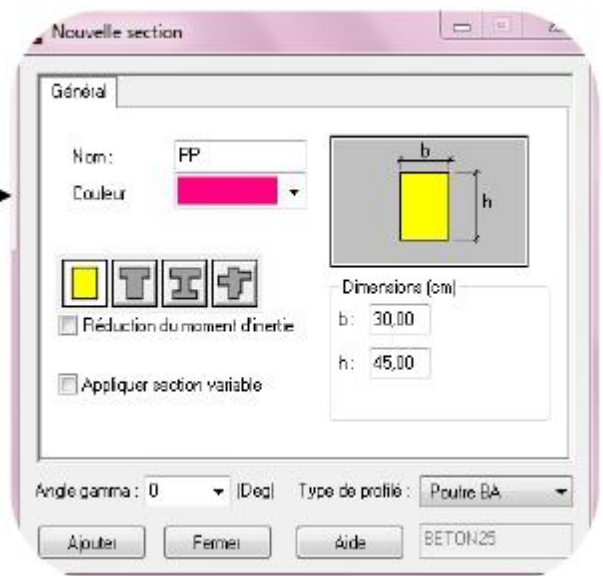
L'icône  « profilés de barres »

✓ Il apparaît la boîte de dialogue ci-après où ROBOT a déjà défini par défaut des sections.


- ✓ Pour définir un nouveau profilé on utilise l'icône « définir un nouveau profilé »
 - ✓ On introduit par la suite les dimensions
- Et on clique sur ajouter à chaque fois.

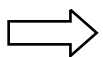


Poutre →
← Poteau




D. Affectation des sections transversales (création des barres:

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



□ Pour copier on sélectionne le poteau par exemple et on clique sur « Edition » en suite « transformer » et on choisit « translation »


Ou avec l'icône  en suite sur « translation »

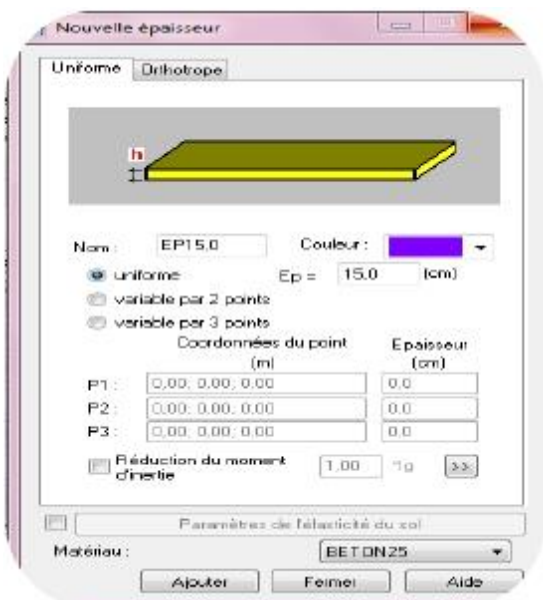
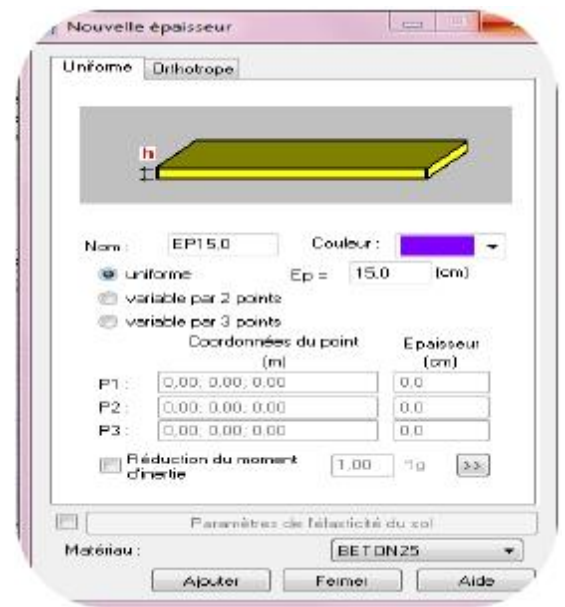
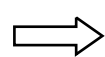


E. Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure,

□ On sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et « épaisseur éléments finis »

ou on clique sur l'icône 



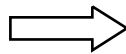
- Un clic sur l'icône  « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** »

on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

Pour pouvoir modéliser un voile par exemple, on doit d'abord créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur

l'icône  « polygone-contour »

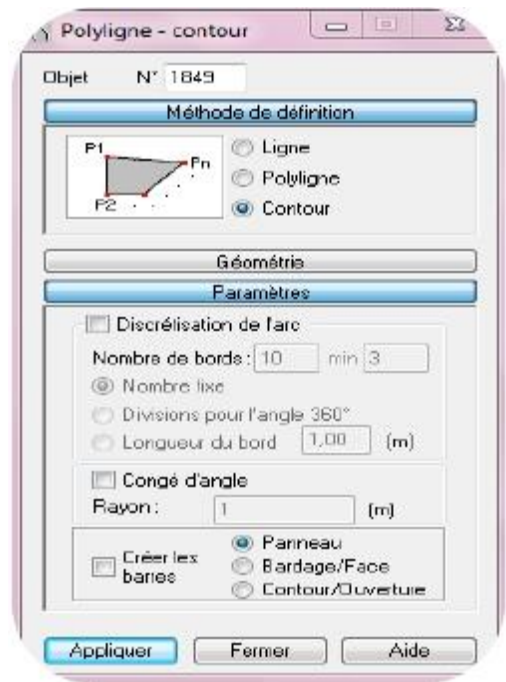
et on coche la case « contour »




et la case « panneau » dans « paramètre »,

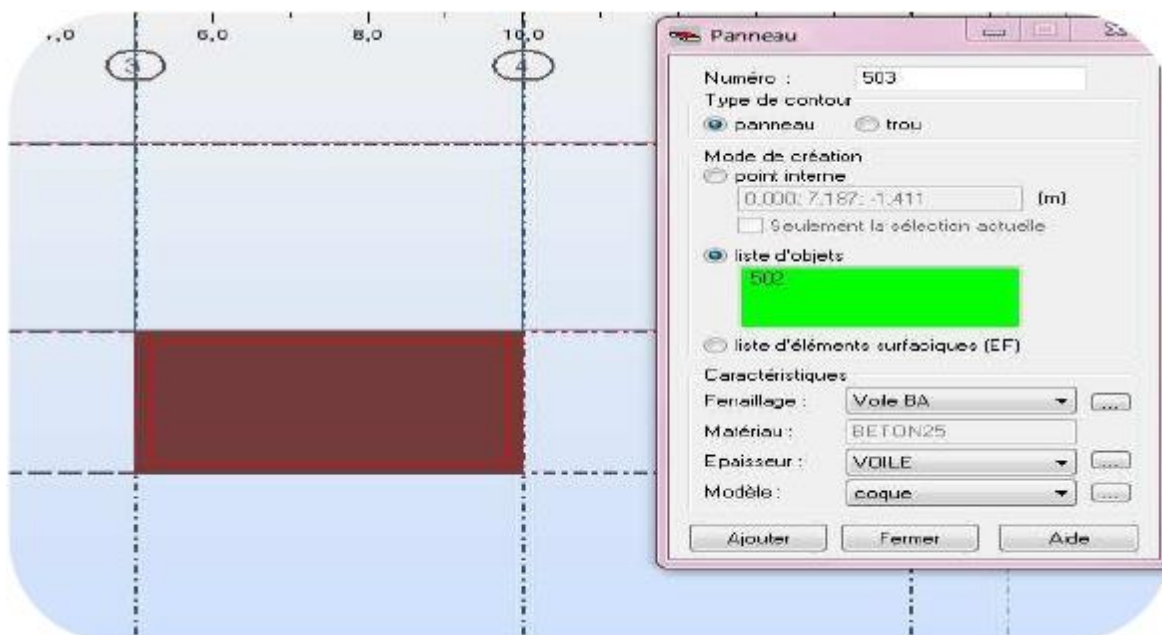
puis on passe au mode graphique pour

construire ce contour.





On doit après définir le voile en cliquant sur l'icône « panneau » 

Ensuite, on coche la case panneau et liste d'objets et on pose le curseur dans la case 0 l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile



F. Définition du type de ferrailage :

On clique sur l'icône  « type de ferrailage des plaques et coques »

On sur nouveau 




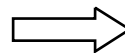
Une nouvelle fenêtre apparaît

Dans la quelle on précise le nom et le type du ferrailage par exemple la flexion simple pour les balcons.




G. Les appuis :

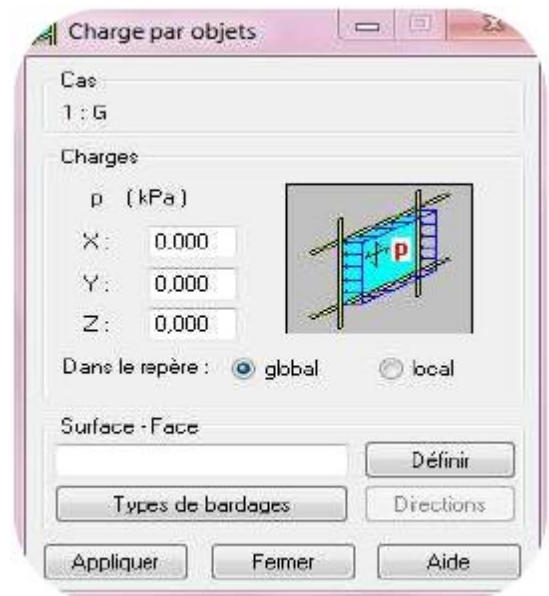
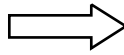
Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « appuis », on choisit les encastremets nodaux pour les nœuds et les encastremets linéaire pour les voiles (bords des contours).



2^{ème} étape : chargement de la structure :

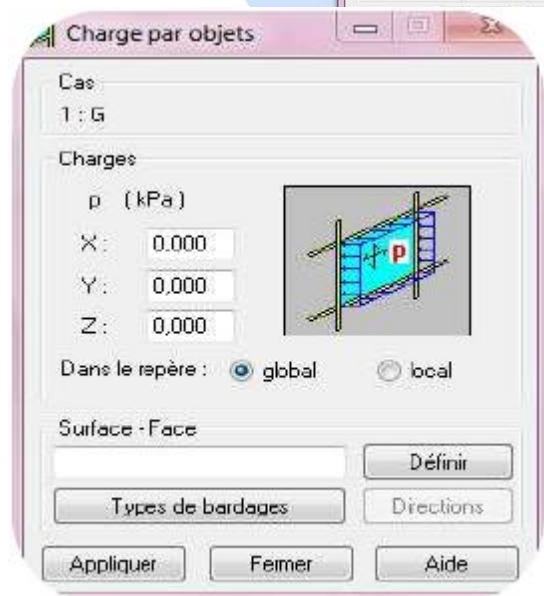
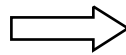
A. Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « cas de charges », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau ».



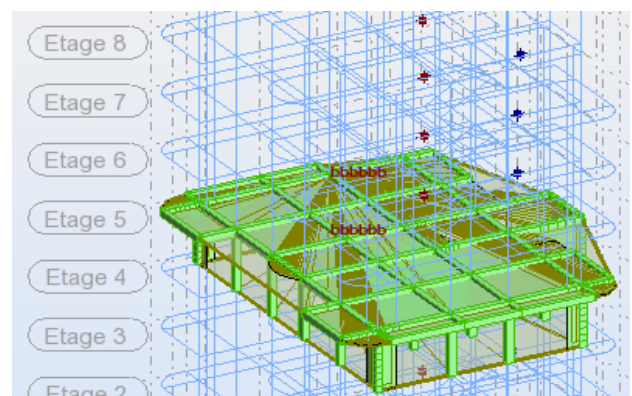
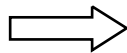
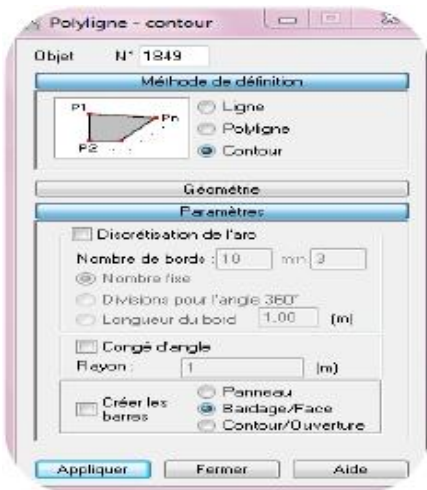
B. Application des charges sur la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation)
 on sélectionne dans le menu texte « charge » ensuite « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D »



On introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge ».
Puis on choisit le type de bardage

Puis on clique sur « Définir » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie



Pour modifier ou supprimer une charge :
Menu texte « charge » « tableau-chargement »

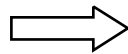
Cas	Type de charge	Liste				
1:G	poids propre	1A14 16A20	Structure enti	-Z	Coef=1,000	MEMO :
1:G	(EF) surfacique uniforme	530	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,200	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	156 158 172	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,720	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	1885	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	187 212A51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	185 239A49	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	206A512P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	191A497P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	397 448 499	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	244 295 346	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	193	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	415 466 517	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	211 262 313	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	364	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	354A507P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	201 252 303	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	250A505P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	198A504P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	83 84 86A90	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	95	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	98	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	100	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	101	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	102	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	106A108 11	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	140 142 143	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	144	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
2:Q	(EF) surfacique uniforme	138A140 14	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,000	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	79 81	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
1:G	(EF) surfacique uniforme	80	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
2:Q	(EF) surfacique uniforme	79A81 83A1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,000	global

C. Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « Analyse »,

« Type d'analyse » une boîte de

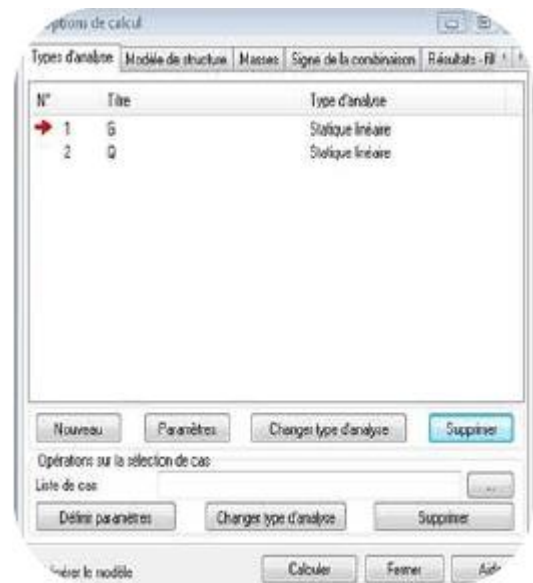
dialogue apparaît



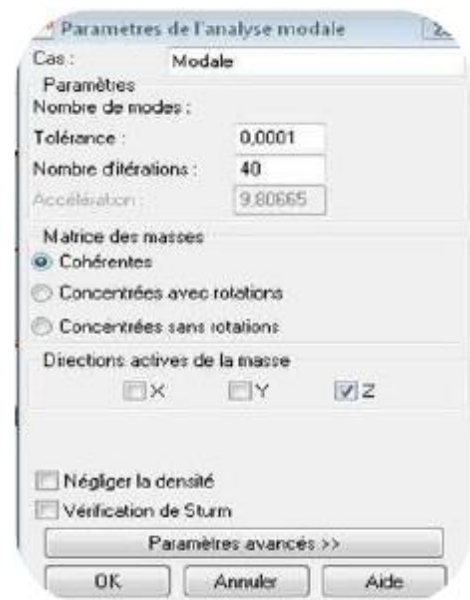
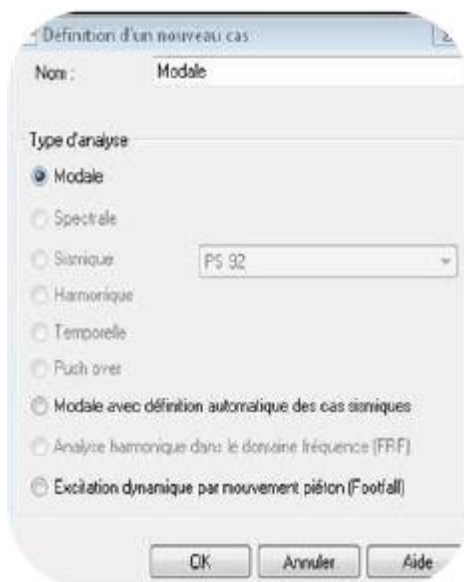
Où on peut choisir les options

de calcul à savoir le type d'analyse

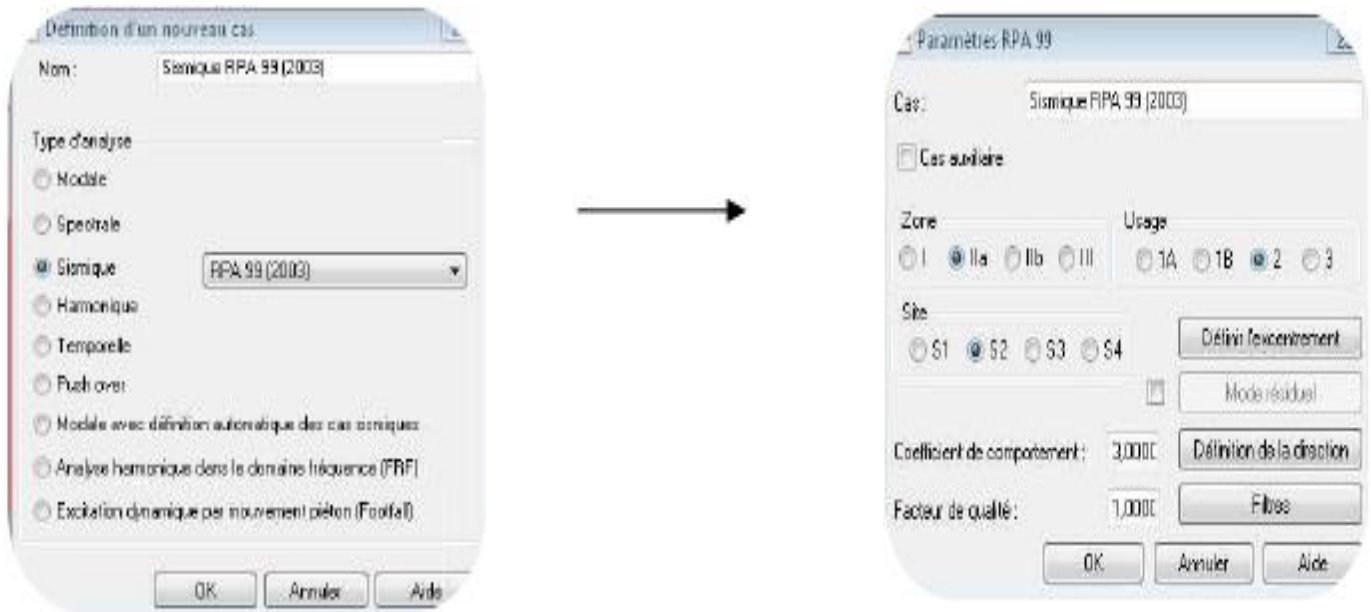
(modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.




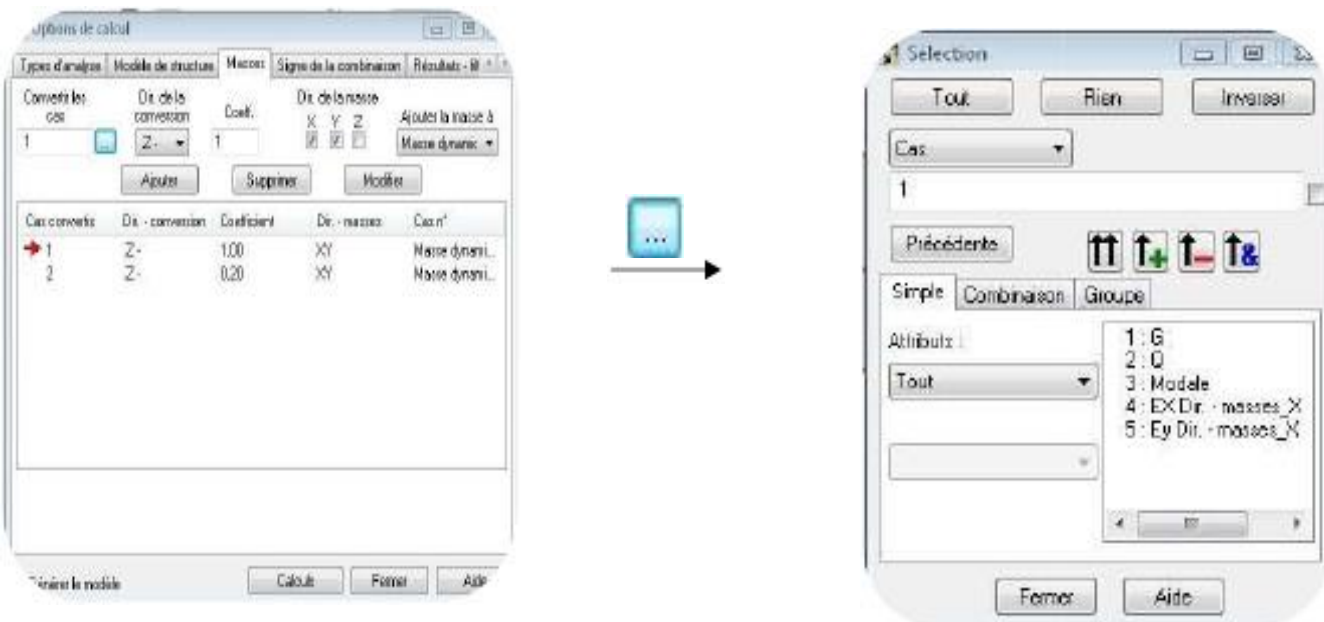
- On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.



On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.



Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique  sur convertir les cas et dans la fenêtré qui apparait on choisit le cas de charge (GouQ) et on clique sur puis on ferme, par la suite on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter.((même opération pour l'autre cas de charge)

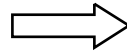


D. Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « charges »,
« combinaisons manuelles »,

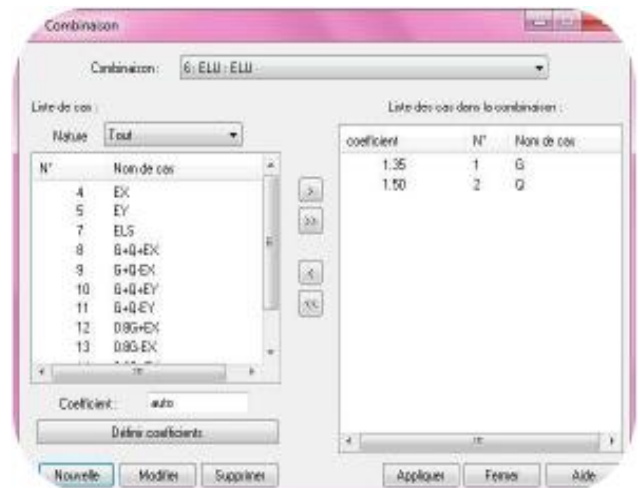
□ on choisit le type de la combinaison

et sa nature, puis on valide.



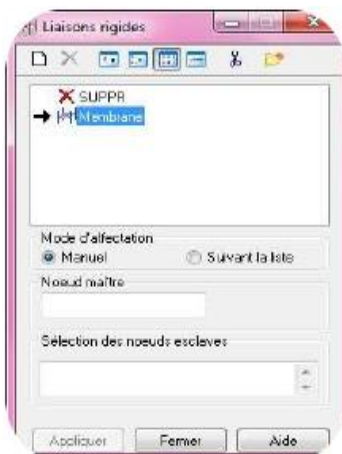
Pour faire une autre combinaison

on clique sur « nouvelle » et
en refait les même opérations
pour les autres combinaisons.



E. Le nœud maître :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers
infiniment rigides il faut définir le nœud
maître, et pour cela

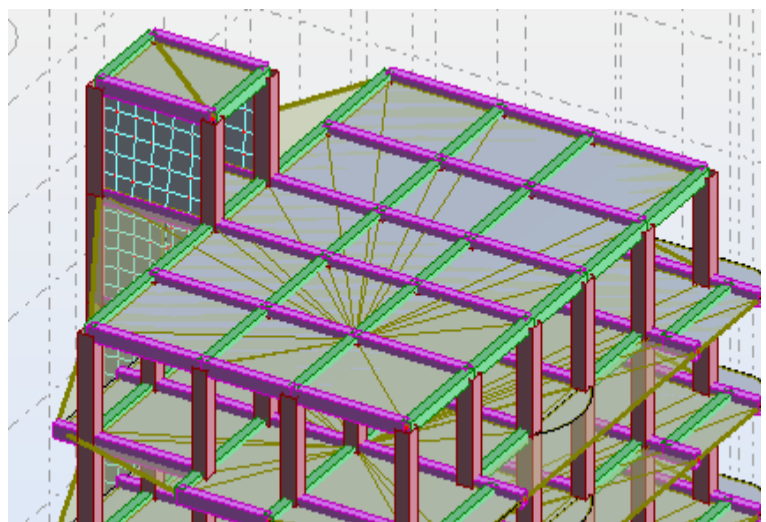
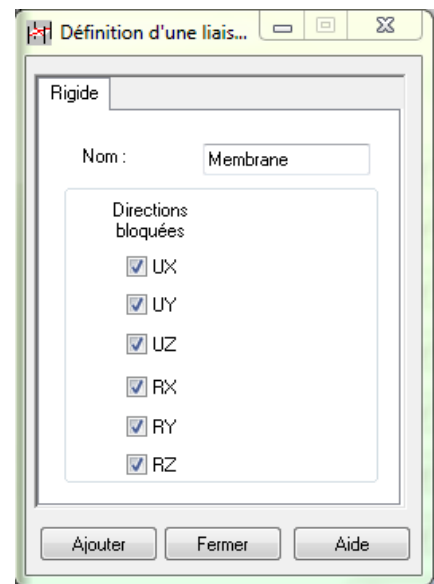


- on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche

- Double click sur « membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter.

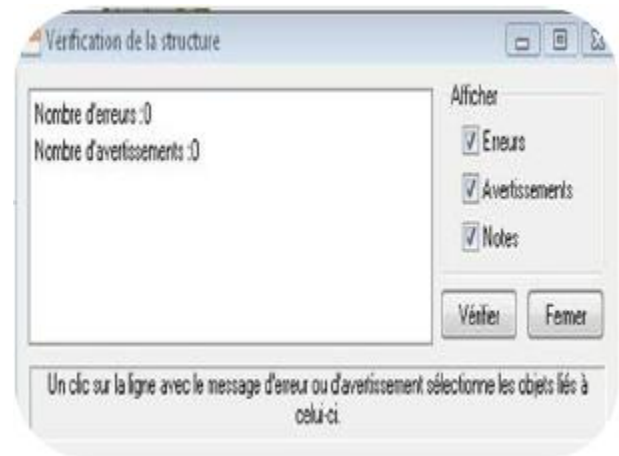
On saisie le numéro d'un nœud quelconque

qui appartient au plancher dans l'onglet « nœud maitre » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtrée pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.



F. Vérification de la structure :

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



G. Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

3^{ème} étape : Interprétation des résultats :

□ Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisi « **tableaux** ».



□ Pour vérifier nos résultats on clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,068	0,936	46,580	0,021	#ind#	46,580	0,021	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 2	2,049	0,488	46,599	75,402	#ind#	0,019	75,381	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 3	2,661	0,376	63,104	75,402	#ind#	16,504	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 4	2,962	0,338	83,507	75,405	#ind#	20,403	0,003	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 5	4,584	0,218	85,176	75,406	#ind#	1,670	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 6	6,271	0,159	85,182	88,695	#ind#	0,006	13,289	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 7	6,469	0,155	86,853	88,735	#ind#	1,670	0,040	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 8	7,933	0,126	87,115	88,736	#ind#	0,262	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 9	8,128	0,123	93,659	88,736	#ind#	6,544	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 10	9,099	0,110	93,831	88,736	#ind#	0,172	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 11	10,252	0,098	94,537	88,736	#ind#	0,706	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 12	11,462	0,087	94,541	91,899	#ind#	0,005	3,163	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 13	11,490	0,087	94,739	91,941	#ind#	0,198	0,042	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 14	12,699	0,079	95,703	91,942	#ind#	0,964	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 15	14,706	0,068	96,136	91,942	#ind#	0,433	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 16	14,874	0,067	97,661	91,943	#ind#	1,525	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 17	16,082	0,062	97,662	94,109	#ind#	0,001	2,166	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 18	19,094	0,052	97,684	94,114	#ind#	0,022	0,005	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 19	19,724	0,051	97,711	95,514	#ind#	0,026	1,399	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 20	19,937	0,050	98,781	95,601	#ind#	1,070	0,088	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 21	20,151	0,050	98,796	95,629	#ind#	0,016	0,028	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 22	20,160	0,050	98,823	95,635	#ind#	0,027	0,007	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 23	20,172	0,050	98,831	95,649	#ind#	0,008	0,013	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 24	20,216	0,049	98,832	95,666	#ind#	0,002	0,017	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 25	20,231	0,049	98,839	95,667	#ind#	0,006	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 26	20,288	0,049	98,888	95,721	#ind#	0,049	0,054	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 27	20,524	0,049	98,932	96,671	#ind#	0,043	0,950	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 28	20,798	0,048	98,951	96,671	#ind#	0,020	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 29	21,825	0,046	98,956	96,691	#ind#	0,005	0,020	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 30	22,923	0,044	98,958	97,357	#ind#	0,002	0,666	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 31	22,984	0,044	98,958	97,387	#ind#	0,001	0,029	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 32	23,026	0,043	98,959	97,388	#ind#	0,001	0,002	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0

A. Vérification des réactions :

Même opération précédentes en cochant « Réaction ».

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	227,632	256,978	1933,902	96,277	131,368	5,268
Noeud	33	31	61	45	37	43
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-227,527	-285,607	-540,073	-95,299	-131,094	-6,249
Noeud	45	33	33	43	25	41
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

B. Vérification des déplacements des nœuds :

Même opération précédentes en cochant « déplacements des nœuds ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3,185	1,775	0,209	0,001	0,001	0,002
Noeud	386	785	385	5644	136	6854
Cas	4	4	5	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC	CQC			
MIN	-3,220	-2,135	-0,723	-0,002	-0,001	-0,002
Noeud	386	785	385	4669	137	6851
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

C. Vérifications de la flèche :

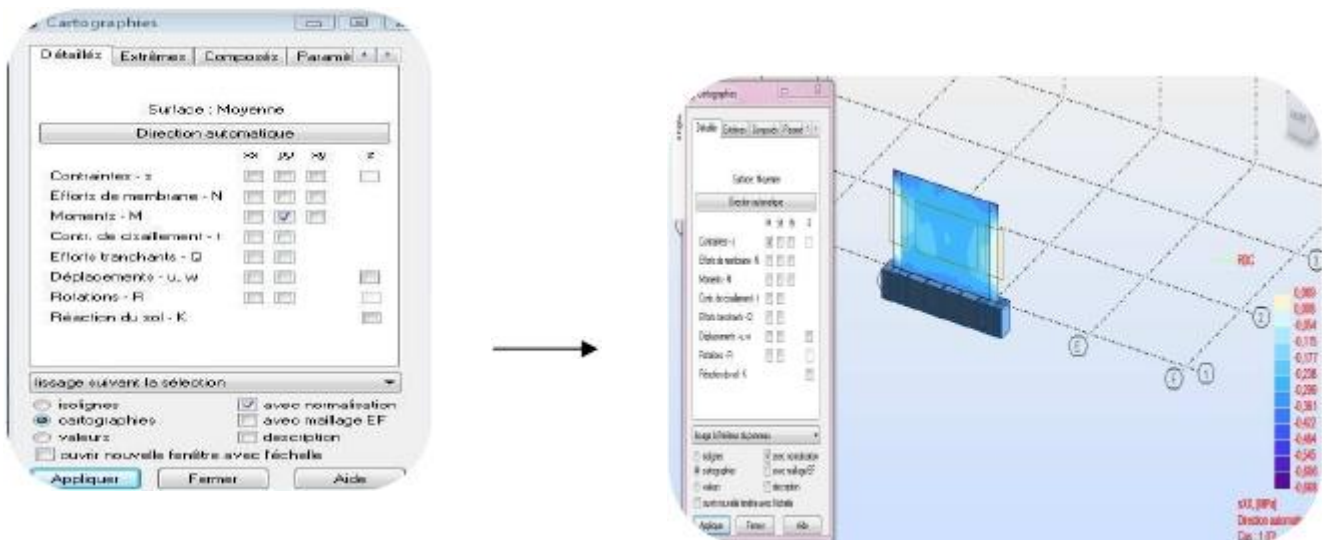
Même opération précédentes en cochant « **Flèche des barres** ».

D. Vérification des efforts dans les barres :

Lorsqu'on veut afficher les efforts internes dans les poteaux on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats.

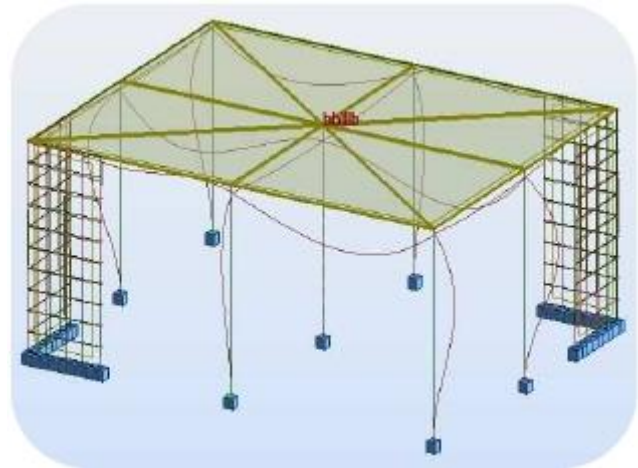
E. Affichage des diagrammes des efforts dans les barres :

Dans le menu « **résultat** » on sélectionne « **diagramme** » et on clique sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes, puis on fait notre choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions,)



F. Affichage des efforts dans les voiles :

Dans le menu « résultats », on clique sur « cartographie-panneaux » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.



G. Affichage de la note de calcul :

Dans le menu « analyse », « note de calcul » on choisit simplifiée ou complète.

□ Le ferrailage :

Robot nous permet de ferrailer les éléments de la structure et pour se faire, on choisit dans le menu « analyse », « dimensionnement élément en BA » et par exemple on choisit


« Dimensionnement poutre en BA » après avoir sélectionné une poutre.

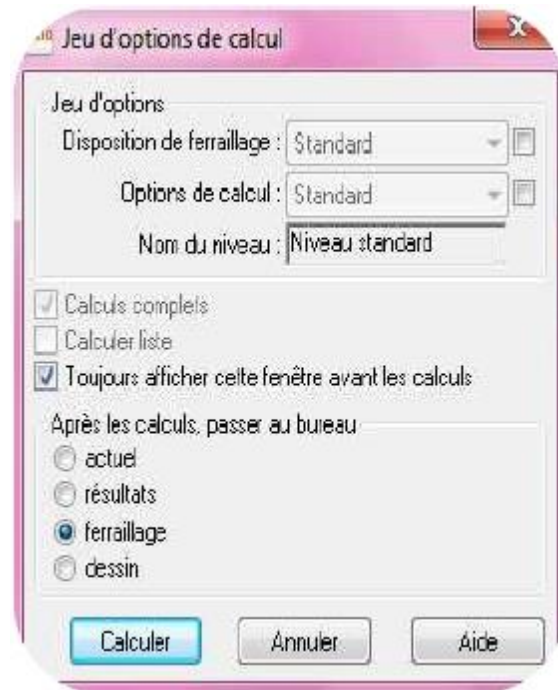
□ Une boîte de dialogue s'ouvre, et on choisit sous quelle combinaison le calcul sera fait et on valide par OK.

□ Après le réglage des options de calculs (disposition de ferrailage,

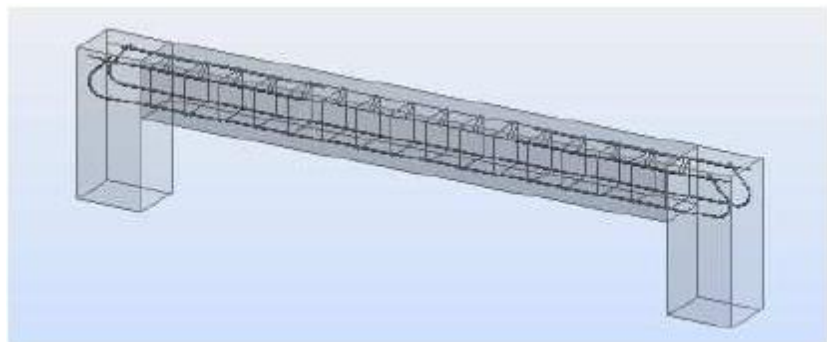


paramètres de dessin,...)

on clique sur , une boîte de dialogue s'ouvre puis on coche ferrailage, et on lance le calcul par « **calculer** »



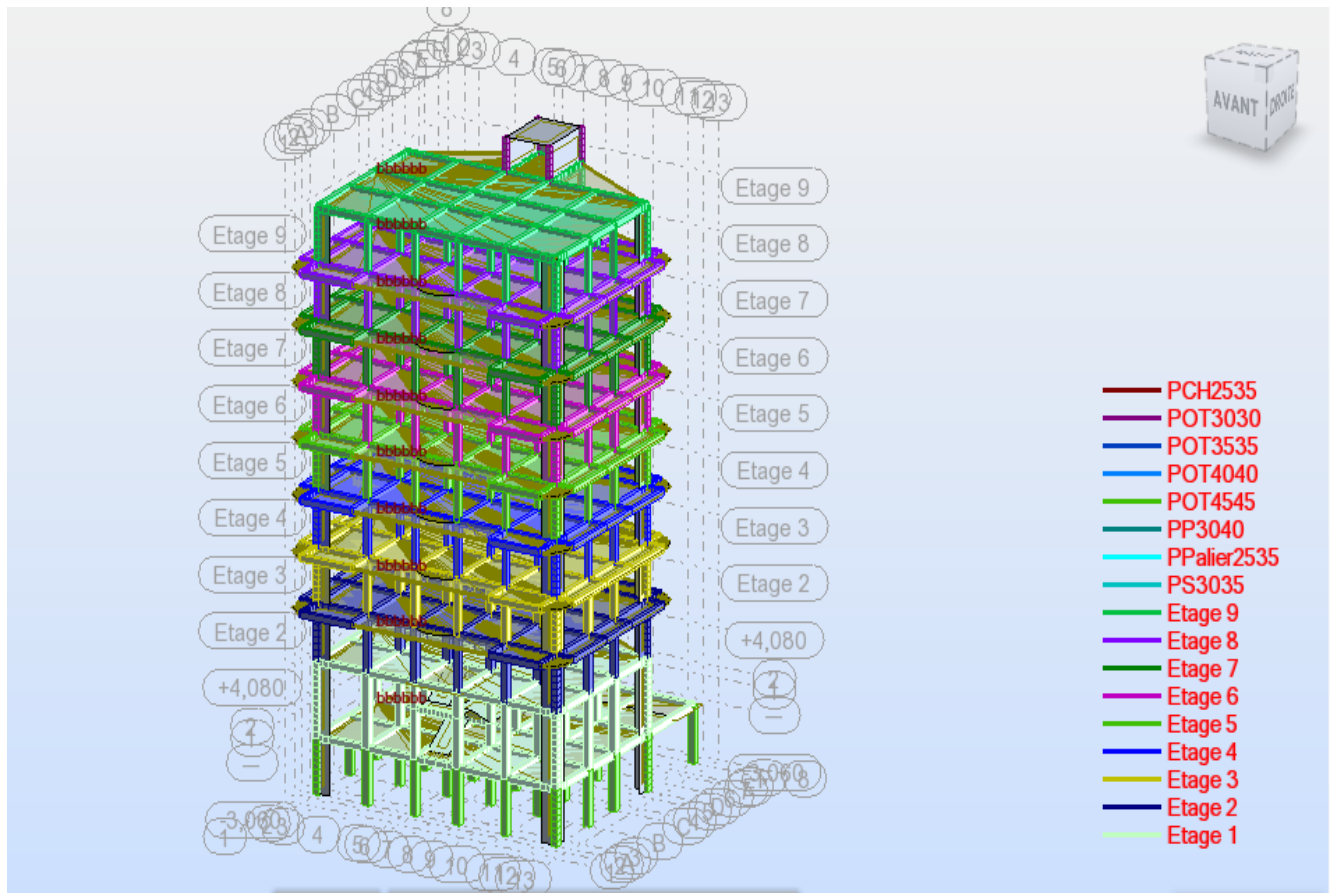
Coupe transversale



coupe longitudinale

Conclusion:

Pour la modélisation de notre structure avec le logiciel ROBOT, on procédera par les mêmes étapes illustrées dans ce chapitre.



*Récoltes, vérifications et interprétation
des résultats*



IV-1-Caractéristiques géométriques de la structure :

Rappelons que notre structure est :

- Est classé dans le groupe d'usage 2.
- Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- Se trouve dans une zone de sismicité élevée Zone IIa.
- La structure étudiée fait 28.56 m de hauteur.

D'après le RPA 99 révisé en 2003(article 4.1.1), il y a trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Etant donné que notre structure est de groupe 2 et supérieur à 28m en zone IIa la méthode statique équivalente ne peut être appliquée alors nous passons à la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-2-Comparaison des résultats de modélisation de la structure autostable et de la structure mixte :

Après avoir modélisé notre structure sans voiles et avec voiles à l'aide du logiciel Robot nous avons obtenus les resultat suivants :

	structure sans voiles	structure avec voiles
La période (s)	0.936	0.646
Ls déplacements Maximums (cm) :		
Selon (x-x)	3.22	1.033
Selon (y-y)	2.13	0.555

Conclusion :

L'insertion des voiles a largement rigidifié notre structure, cela a été remarqué dans les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, d'où l'importance et la nécessité de l'introduction des voiles dans la zone IIa

IV-3-Vérifications de la structure mixte selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :

IV-3-1) Les périodes de vibration :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,549	0,646	53,357	0,162	#ind#	53,357	0,162	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 2	2,194	0,456	53,494	75,739	#ind#	0,137	75,576	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 3	3,010	0,332	76,598	75,739	#ind#	23,105	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 4	4,611	0,217	86,511	75,764	#ind#	9,912	0,025	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 5	6,731	0,149	86,530	88,682	#ind#	0,020	12,918	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 6	7,757	0,129	87,231	88,701	#ind#	0,701	0,018	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 7	9,104	0,110	92,704	88,704	#ind#	5,473	0,003	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 8	11,495	0,087	93,407	88,705	#ind#	0,703	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 9	12,211	0,082	93,407	91,823	#ind#	0,000	3,118	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 10	14,203	0,070	95,223	91,823	#ind#	1,816	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 11	16,262	0,061	96,095	91,825	#ind#	0,872	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 12	17,271	0,058	96,559	93,097	#ind#	0,464	1,272	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 13	17,300	0,058	97,095	94,091	#ind#	0,536	0,994	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 14	19,096	0,052	97,096	94,094	#ind#	0,001	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 15	19,641	0,051	97,696	94,094	#ind#	0,601	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 16	19,888	0,050	97,697	94,168	#ind#	0,001	0,074	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 17	19,923	0,050	97,697	94,175	#ind#	0,000	0,008	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 18	19,938	0,050	97,701	94,176	#ind#	0,004	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 19	19,950	0,050	97,707	94,194	#ind#	0,006	0,018	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 20	19,980	0,050	97,709	94,201	#ind#	0,001	0,008	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 21	19,985	0,050	97,709	94,203	#ind#	0,000	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 22	20,024	0,050	97,711	94,224	#ind#	0,003	0,021	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 23	20,772	0,048	97,721	94,227	#ind#	0,010	0,004	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 24	21,548	0,046	98,120	94,425	#ind#	0,399	0,198	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 25	21,616	0,046	98,440	95,745	#ind#	0,320	1,319	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 26	21,743	0,046	98,580	96,501	#ind#	0,140	0,756	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 27	22,134	0,045	98,585	96,503	#ind#	0,005	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 28	22,170	0,045	98,624	96,504	#ind#	0,039	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 29	22,384	0,045	98,626	96,506	#ind#	0,002	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 30	22,747	0,044	98,626	96,506	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 31	22,753	0,044	98,627	96,507	#ind#	0,001	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 32	22,901	0,044	98,628	96,507	#ind#	0,001	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0

- ✓ La période maximal délivré par le logiciel Robot est obtenu dans le mode 1 qui est de 0.646
- ✓ D'après le RPA la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être $\geq 90\%$ au moins de la masse modale de la structure dans les deux directions (x-x) et (y-y) et effectivement on a :
 - Dans la direction (X-X) , on n'a atteint la masse participante au mode 7 ($92.704 > 90\%$)
 - Dans la direction (Y-Y) , on n'a atteint la masse participante au mode 9 ($91.823 > 90\%$)

IV-3-2) Les déplacements absolus et relatifs :

ROBOT permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

a) Déplacement absolu suivant l'action sismique EX:

Cas 4	EX	
Etage 1	0,241	7877
Etage 2	0,391	182
Etage 3	0,511	213
Etage 4	0,659	246
Etage 5	0,796	279
Etage 6	0,825	312
Etage 7	0,888	345
Etage 8	0,972	378
Etage 9	1,033	8210

b) Déplacement absolu suivant l'action sismique EY:

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]
Cas 5	EY		
Etage 1	0,015	139	0,122
Etage 2	0,023	182	0,183
Etage 3	0,030	213	0,244
Etage 4	0,039	246	0,310
Etage 5	0,047	279	0,374
Etage 6	0,053	312	0,429
Etage 7	0,057	345	0,479
Etage 8	0,060	378	0,522
Etage 9	0,056	8210	0,555

c- Déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA 99 (modifié 2003) comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

Tel que :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement =5.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage afin

d'éviter l'écrasement de la maçonnerie ou l'apparition de fissures dans cette dernière.

Niveaux	Max Ux (cm)	$\delta_k =$ RxUx	$\Delta k =$ $\delta_k -$ δ_{k-1}	Max Uy (cm)	$\delta_k =$ RxUy	$\Delta k =$ $\delta_k -$ δ_{k-1}	Hauteur de l'étage(cm)	1% de la hauteur (m)	Condition
Etage 8	1.033	5.165	0.305	0.555	2.775	0.165	306	3.06	Vérifiée
Etage 7	0.972	4.86	0.30	0.522	2.61	0.215	306	3.06	Vérifiée
Etage 6	0.888	4.44	0.042	0.479	2.395	0.195	306	3.06	Vérifiée
Etage 5	0.825	4.125	0.315	0.429	2.145	0.25	306	3.06	Vérifiée
Etage 4	0.796	3.98	0.145	0.374	1.87	0.32	306	3.06	Vérifiée
Etage 3	0.659	3.295	0.682	0.310	1.55	0.33	306	3.06	Vérifiée
Etage 2	0.511	2.555	0.74	0.244	1.22	0.305	306	3.06	Vérifiée
Etage 1	0.391	1.955	0.6	0.183	0.915	0.64	306	3.06	Vérifiée
RDC	0.241	1.205	0.75	0.122	0.61	0.61	408	4.08	Vérifiée

IV-3-2) Les excentricités :

Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont présentés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	e_{x0} [m]	e_{y0} [m]
1/ 1	Etage 1	206501,625	8,434 6,910 1,8	8,393 11,230 1,	5285753,891	5729580,386	9880930,545	0,042	4,320
1/ 2	Etage 2	125381,595	8,545 6,845 6,4	8,433 11,598 6,	3037223,511	4081538,888	6885293,489	0,112	4,754
1/ 3	Etage 3	125381,595	8,545 6,845 9,4	8,433 11,598 9,	3037187,900	4081503,126	6885293,338	0,112	4,754
1/ 4	Etage 4	118779,870	8,536 6,927 12,	8,423 11,873 1	2908096,278	3872881,910	6567399,779	0,113	4,946
1/ 5	Etage 5	118648,548	8,536 6,927 15,	8,423 11,873 1	2907985,054	3872690,340	6567246,312	0,113	4,946
1/ 6	Etage 6	118648,548	8,536 6,927 18,	8,423 11,873 1	2907970,379	3872675,627	6567246,274	0,113	4,946
1/ 7	Etage 7	118648,548	8,536 6,927 21,	8,423 11,873 2	2907955,704	3872660,952	6567246,274	0,113	4,946
1/ 8	Etage 8	112927,054	8,527 7,006 24,	8,416 12,066 2	2794196,030	3691418,698	6290291,371	0,111	5,060
1/ 9	Etage 9	82960,634	8,419 6,944 27,	8,361 12,069 2	2005098,452	2431812,620	4276539,986	0,059	5,125

Les excentricités accidentelles (e_{x1} ; e_{y1}) :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L**.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	52 78 83A89 1		16,700	16,050	0,835	0,803
2	Etage 2	90 93A96 171		19,088	16,250	0,954	0,813
3	Etage 3	98A102 135 13		19,088	16,250	0,954	0,813
4	Etage 4	29 35 104A108		19,088	16,250	0,954	0,813
5	Etage 5	97 103 110A11		19,088	16,250	0,954	0,813
6	Etage 6	109 116A121 1		19,088	16,250	0,954	0,813
7	Etage 7	49 74 122A127		19,088	16,250	0,954	0,813
8	Etage 8	5 11 128A133		19,088	16,250	0,954	0,813
9	Etage 9	529 530 820 91		16,700	14,400	0,835	0,720

On doit vérifier que suivant le sens x-x et y-y :

$$ex1-ey1 \leq 5\%Lx \text{ et } ex1-ey1 \leq 5\%Ly$$

On a :

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT:

- Suivant le sens X-X : $Lx_{max} = 19.088m \rightarrow 0.05 Lx = 0.954m$

- Suivant le sens y-y : $Ly_{max} = 16.25m \rightarrow 0.05Ly = 0.813m$

Etage	ex1-ey1	0.05Lx	0.05Ly	Condition
RDC	0.032	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 1	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 2	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 3	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 4	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 5	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 6	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 7	0.141	0.954	0.813	Vérifiée
Etage 8	0.115	0.954	0.813	Vérifiée

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

- $e_x=0.954m$
- $e_y=0.813m$

IV-4-Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA exige que :

V_x donné par le logiciel doit être $\geq 80\%$ de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A= 0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T :(sec): la période avec une précision de 0.1sec

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. donné par le tableau 4.7 du RPA.

Sol meuble **$T_1=0.15s$**
 $T_2=0.50s$

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : donné par la formule :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remarque :

Pour notre cas, nous avons une structure mixte, or comme indique le tableau suivant du RPA 99modifié 2003 qui représente les valeurs de ξ pour chaque structure ;

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur ξ pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi=7\%$ (portique en béton armé) et $\xi =10\%$ (structure en voiles).

Ce qui implique que: $\eta=1.83$

T : donnée par la formule empirique. [4.2.4 RPA9 mod2003]

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA :

$C_t=0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

$$T=0.05 \times 31.62^{0.75} \qquad \qquad \qquad T=0.668 \text{ s}$$

On a : $0.50s < T= 0.668s < 3s$

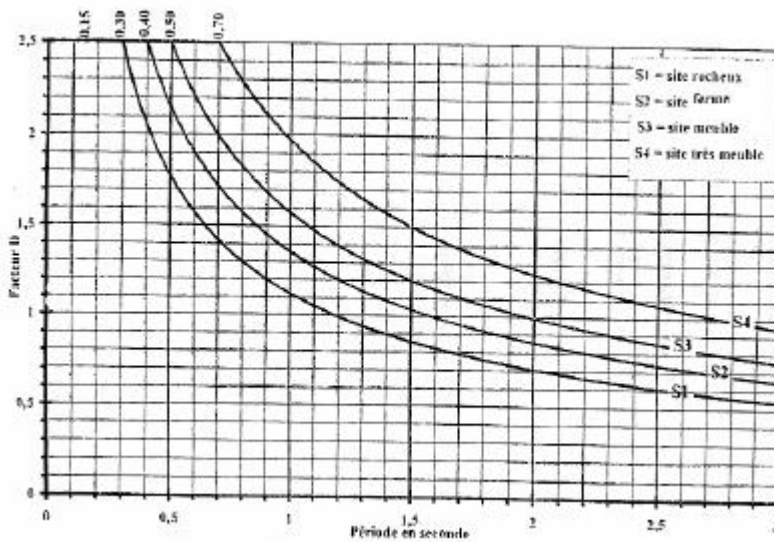
$$T_2 < T < T_1 \rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$= 2.5 \times 1.83 (0.5/ 0.668)^{2/3}$$

$$D=3.77$$

Remarque :

D'après le RPA 99 modifié 2003 (Art 4-2-3) la valeur maximale du facteur d'amplification dynamique moyen D est de 2,5 comme l'illustre le graphe suivant qui indique la valeur de D en fonction de la période pour chaque site :



On a trouvé $D=3.77 > 2.5$ donc on adopte la valeur maximale \rightarrow **D=2.5**

R : Coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 du RPA

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Q : facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon la satisfaction, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Sens x-x :

Critère q	Observé	Pq
1- condition minimal sur les files de contreventement	Oui	0
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en plan	Oui	0
4- régularité en élévation	Oui	0
5- contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1		

Sens y-y

Critère q	Observé	Pq
1- condition minimal sur les files de contreventement	Oui	0
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en élévation	Oui	0
4- régularité en élévation	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1		

Coefficients :	A	0.15
	D	2.5
	Q	1
	R	5
	Wt	25550KN
Forces sismiques V (KN)		Vx =Vy= 1916.25 kN
Résultats des forces sismiques données par Robot		Vx = 1547.07 kN Vy = 2185.7 kN

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓ W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- ✓ W_{Qi} : charges d'exploitation

– β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

$\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

-Le logiciel ROBOT nous donne les valeurs suivantes :

$$G_t = 24367.269 \text{ kN}$$

$$Q_t = 5918 \text{ kN}$$

$$W_t = G_t + \beta Q_t = 24367.269 + 0.2(5918)$$

$$\underline{\underline{W_t = 25550 \text{ KN.}}}$$

Récapitulatif des résultats :

$V_x = 1547.07 \text{ kN} > 80\% V_x = 0.8 \times 1916.25 = 1533 \text{ kN} \rightarrow$ condition vérifiée.

$V_y = 2185.7 \text{ kN} > 80\% V_y = 0.8 \times 1916.25 = 1533 \text{ kN} \rightarrow$ condition vérifiée.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	1 - G					
Mode						
Somme totale	-0,000	0,000	24367,269	-64,880	-3,237	-0,573
Somme réactions	-0,000	0,000	24367,269	154042,770	-206716,786	-0,000
Somme efforts	0,0	0,000	-24367,269	-154042,735	206716,785	0,000
Vérification	-0,000	0,000	-0,000	0,034	-0,001	-0,000
Précision	6,52268e-009	1,74381e-014				
Cas	2 - Q					
Mode						
Somme totale	0,000	0,000	5918,004	-25,129	-0,081	-0,355
Somme réactions	0,000	0,000	5918,004	36393,969	-50610,090	-0,000
Somme efforts	0,0	0,0	-5918,004	-36393,960	50610,090	0,0
Vérification	0,000	0,000	-0,000	0,009	0,000	-0,000
Précision	2,23029e-006	1,97853e-014				
Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1762,250	1165,673	7356,577	583,367	1236,005	43,613
Somme réactions	1547,080	104,410	0,000	1930,265	27050,874	12593,730
Somme efforts	1547,076	104,411	0,0	1930,269	27050,938	12593,477
Vérification	3094,156	208,821	0,000	3860,534	54101,812	25187,207
Précision	2,21590e-001	6,93321e-001				
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	209,173	2190,569	8313,586	855,901	85,185	4,781
Somme réactions	104,412	2185,742	0,000	39917,380	1858,102	18784,677
Somme efforts	104,411	2185,732	0,0	39917,456	1858,107	18784,459
Vérification	208,822	4371,474	0,000	79834,836	3716,209	37569,136
Précision	2,70669e-001	6,93321e-001				

IV-3-2) Vérification de L'effort Normal Reduit

Barre/Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
31/ 62/ 6 (C)/	1422,981	-22,251	-12,792	-0,069	-2,468	6,787
25/ 49/ 6 (C)/	1402,219	0,492	0,440	-0,016	-0,733	1,766
31/ 61/ 6 (C)/	1392,484	50,435	48,499	0,003	-13,243	15,201
19/ 37/ 6 (C)/	1390,342	0,591	0,440	-0,016	-0,733	1,917
25/ 50/ 6 (C)/	1381,699	0,492	0,440	-0,016	0,614	0,259
13/ 25/ 6 (C)/	1379,705	0,680	0,440	-0,016	-0,734	2,053
19/ 38/ 6 (C)/	1369,822	0,591	0,440	-0,016	0,614	0,109
7/ 13/ 6 (C)/	1367,830	0,781	0,440	-0,016	-0,733	2,207
13/ 26/ 6 (C)/	1359,185	0,680	0,440	-0,016	0,614	-0,028
1/ 1/ 6 (C)/	1350,222	43,934	-40,875	0,019	10,560	14,160
7/ 14/ 6 (C)/	1347,310	0,781	0,440	-0,016	0,614	-0,182
31/ 61/ 10 (C) (CQC)/	1340,489	66,371	46,722	0,156	-14,662	32,681
1/ 2/ 6 (C)/	1323,477	-38,789	42,983	-0,030	12,279	10,500
812/ 2/ 10 (C) (CQC)/	1314,177	78,966	-22,673	0,300	3,037	51,796
1/ 1/ 10 (C) (CQC)/	1308,233	74,790	-23,960	0,124	3,779	40,591
1/ 1/ 8 (C) (CQC)/	1293,396	78,522	65,571	0,696	-62,650	45,095
31/ 61/ 8 (C) (CQC)/	1278,317	64,427	97,795	0,480	-60,111	35,577
25/ 49/ 10 (C) (CQC)/	1277,025	14,132	2,389	0,050	-3,726	22,853
812/ 2/ 8 (C) (CQC)/	1265,231	77,848	66,333	1,089	-75,785	53,220
19/ 37/ 10 (C) (CQC)/	1263,254	14,291	2,389	0,050	-3,726	23,097
25/ 50/ 10 (C) (CQC)/	1261,825	14,132	2,389	0,050	-2,699	20,785
812/ 2/ 6 (C)/	1252,553	40,214	-38,891	0,015	10,812	12,809
13/ 25/ 10 (C) (CQC)/	1250,961	14,441	2,390	0,050	-3,726	23,327
19/ 38/ 10 (C) (CQC)/	1248,054	14,291	2,389	0,050	-2,699	20,812
1129/ 14/ 6 (C)/	1239,956	0,571	-0,048	-0,006	0,166	1,845
7/ 13/ 10 (C) (CQC)/	1237,284	14,619	2,389	0,050	-3,726	23,598
13/ 26/ 10 (C) (CQC)/	1235,761	14,441	2,390	0,050	-2,699	20,846
31/ 62/ 10 (C) (CQC)/	1234,773	91,616	6,535	0,323	-9,176	57,743
1212/ 26/ 6 (C)/	1232,553	1,134	-4,964	0,316	5,597	2,273
7/ 14/ 10 (C) (CQC)/	1222,084	14,619	2,389	0,050	-2,699	20,896
1433/ 38/ 6 (C)/	1220,383	9,633	-1,386	-0,557	2,096	12,229
1212/ 136/ 6 (C)/	1214,313	1,134	-4,964	0,316	-7,904	-0,813
1129/ 145/ 6 (C)/	1212,596	0,571	-0,048	-0,006	-0,029	-0,486

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

$$v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$$

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques

Bc : aire (sélection brute) de cette dernière en [m]

f_{cj} : résistance caractéristique du béton

Nd [KN] = 1422,981 KN

a [m] = 0,45 m

b [m] = 0,45 m

f_{cj} [Mpa] = 25 Mpa

v = 0,28108267 < 0.3 condition vérifiée

Conclusion :

Les exigences du RPA 99 mod 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage.

VI.1 Ferrailage des poutres:

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des dalles aux poteaux. Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorables et ensuite vérifier à l'ELS. Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivants.

Selon le BAEL 91 → ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 ELS : $G + Q$

Selon le RPA version 2003 → $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

VI.1.1 Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres:

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de **0.5%** en toute section.

-poutres principales de **(30x40)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

-poutres secondaires de **(30x35)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinale est de
 -**4%** en zone courante,
 -**6%** en zone de recouvrement.

-poutres principales de (30x40) :

$$A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant).}$$

$$A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

-poutres secondaires de (30x35) :

$$A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant).}$$

$$A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant de recouvrement).}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant

	A_{min}=0.5% bh (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		A max=6% b h	A max=4% b h
Poutres principales (30×40)	6	72	48
Poutre secondaire (30×35)	5.25	63	42

Tableau VI. 1 section des armateurs longitudinale.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de **40Ø** (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) →

La quantité minimale des armatures transversales est de données par :

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ $S_t = \min (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale

✓ $S_t \leq h/2$ en zone de recouvrement.

Avec :

Ø c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU:

Les armatures longitudinales

➤ **Exposé de la méthode**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$

M_u : Moment supporté par la section.

Situation courante

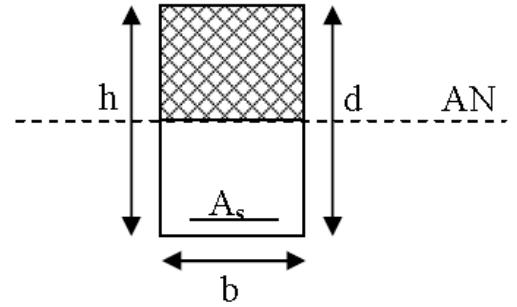
$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

Situation accidentelle :

Pour $\gamma_b=1.15 \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.00 \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa.}$



➤ **Définition du moment réduit limite**

$$\left. \begin{array}{l} f_{eE400} \\ \gamma_s=1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

on distingue deux cas :

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée **SSA**.
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$) section d'acier tendue : $A_{st} \frac{M_u}{\beta_x d x \sigma}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

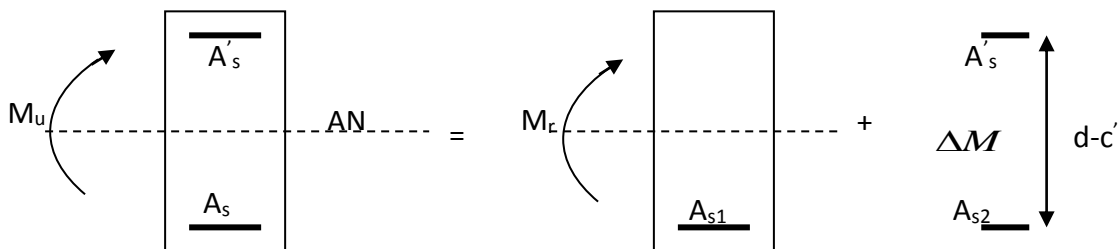


Fig. VI. 1. ferrailage des poutres

❖ **Remarque**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivant

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

Poutres principales (30× 40) en travée

niv	Comb	M (kN.m)	A _s calculé cm ²	A _{min}	Ferraillage adopté	
					choix	A _{adopté} Cm ²
SS	ELU	59.905	4.80	6	3HA16	6.03
	0.8GE	22.312	3.9			
	GQE	42.726	3.9			
RD C	ELU	30.669	2.40	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	21.802	3.9			
1	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
2	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
3	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
4	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
5	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
6	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
7	ELU	22.947	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
8	ELU	22.731	1.8	6	3HA16	6.03
	0.8GE	11.638	3.9			
	GQE	16.609	3.9			

Tableau VI-2 : ferraillage des poutres principales (en travée)

Poutres principales (30×40) aux appuis

niv	Comb	M (kN.m)	A _s calculé cm ²	A _{min}	Ferrailage adopté Cm ²	
					choix	A _{adopté}
SS	ELU	119.808	12.6	6	3HA16 (filante) + 3HA20 (chapeaux)	15.46
	0.8GE	58.678	4.1			
	GQE	85.450	6.0			
RDC	ELU	61.347	5.9	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	69.222	4.8			
	GQE	71.365	5.0			
1	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	61.053	4.2			
	GQE	62.909	4.4			
2	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	69.166	4.8			
	GQE	70.743	5.0			
3	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	76.462	5.4			
	GQE	78.850	5.6			
4	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	61.523	4.3			
	GQE	64.589	4.5			
5	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	42.256	3.9			
	GQE	48.200	3.9			
6	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	32.724	3.9			
	GQE	33.299	3.9			
7	ELU	45.881	4.3	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	26.420	3.9			
	GQE	33.299	3.9			
8	ELU	45.460	4.2	6	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	23.276	3.9			
	GQE	33.216	3.9			

Tableau VI-3: ferrailage des poutres principales (aux appuis).

Poutres secondaires (30×35) en travée

niv	Comb	M (kN.m)	A _s calculé	A _{min}	Ferrailage adopté en Cm ²	
			cm ²		choix	A _{adoptée}
SS	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
RDC	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
1	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
2	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
3	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
4	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
5	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
6	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
7	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
8	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	6.03
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			

Tableau VI-4 : ferrailage des poutres secondaires (en travée).

Poutres secondaires (30 ×35) aux appuis :

niv	Comb	M (kN.m)	A _s calculé cm ²	A _{min}	Ferrailage adopté en Cm ²	
					choix	A adoptée
SS	ELU	10.455	1.1	5.25	3HA16 (filante) + 3H A12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	70.385	5.8			
	GQE	73.515	6.1			
RDC	ELU	6.93	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	83.077	6.9			
	GQE	84.127	7.0			
1	ELU	7.95	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	76.515	6.3			
	GQE	78.790	6.5			
2	ELU	4.981	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	81.34	6.7			
	GQE	81.863	6.8			
3	ELU	11.311	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	93.227	7.9			
	GQE	95.600	8.1			
4	ELU	12.302	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	75.072	6.2			
	GQE	78.450	6.5			
5	ELU	12.468	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	56.230	4.6			
	GQE	59.659	4.9			
6	ELU	8.378	1.1	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	41.836	3.4			
	GQE	44.334	3.6			
7	ELU	16.385	1.5	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	32.312	3.4			
	GQE	36.724	3.4			
8	ELU	14.914	1.3	5.25	3HA16 (filante) +3HA12 (chapeaux)	9.42
	0.8GE	21.588	3.4			
	GQE	24.836	3.4			

Tableau VI-5 : ferrailage des poutres principales (aux appuis).

VI.2.3 Vérifications à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (30 × 40) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.27 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30 × 35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité la condition est vérifiée

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchant sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

• Sens principale

$$V_u = T_{\max} = 131.9 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{131.9 \times 10}{30 \times 35} = 1.256 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• Sens secondaire

$$V_u = T_{\max} = 66.13 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{66.13 \times 10}{30 \times 30} = 0.734 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures en appuis Art A.5.1.313/BAEL 99 / modifiées 99)

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inferieures doit être telle que

Lorsqu'au droit d'un appui $V_u + \frac{M_u}{0.9d} \geq 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ d'où :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- **Sens principale**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 131.90 - \frac{119.808}{0.9 \times 0.35} = -248.44 < 0$$

- **Sens secondaire**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 66.13 - \frac{95.600}{0.9 \times 0.30} = -287.94 < 0$$

On remarque que la condition $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

C) Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

- **Sens principale**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 350 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 630 kN.$$

$$V_u = 131.90 \leq 630 kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 540 kN.$$

$$V_u = 66.13 \leq 540 kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91 / Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ;$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

• Sens principale

Nous avons choisi la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.2) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{61.407 \times 10}{0.9 \times 35 \times 26.38} = 0.74 \text{ MPa} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.74 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

• Sens secondaire

Nous avons (3HA16 _ 3HA12)

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.2) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{37.697 \times 10}{0.9 \times 30 \times 26.38} = 0.53 \text{ MPa} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.53 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres pour les deux sens.

e) encrage des barres :**• Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

Avec $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.84$ la contrainte d'adhérence à l'ancrage

$$\text{Pour T12 : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$\text{Pour T14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49.29 \text{ cm}$$

$$\text{Pour T16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56.34 \text{ cm}$$

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\emptyset 16, \emptyset 14, \emptyset 12$) ; donc leurs longueurs de scellements sont respectivement

$$l_s = 56.34 \text{ cm ;}$$

$$l_s = 49.29 \text{ cm ;}$$

$$l_s = 42.25 \text{ cm.}$$

On prend le max

Donc $L_s = 56 \text{ cm}$; on opte pour : **$L_s = 60 \text{ cm}$**

Les règles de BAEL (Art A.6.1 ,253 /BAEL91) a admettent que l'encrage d'une barre rectiligne :terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_{cr} = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \dots\dots\dots L_{cr} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_c = 16.9 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_c = 19.72 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_c = 22.54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_c = 28.17 \text{ cm}$$

VI.2.4 Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\}$$

Avec ϕ_l le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

- **Sens principal**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 11.4, 12\}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre +double épingle soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Sens secondaire**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 10, 12\}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira un cadre +double épingle soit $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements

- Selon le RPA 2003(Art 7.5.2.2)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

✓ Poutres principales (30 x40): $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1.2\right) = 10 \text{ cm}$

✓ Poutres secondaire (30 x35): $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75 \text{ cm}$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$ pour les deux sens.

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

✓ Poutres principales (30x 40): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Poutres secondaire (30 x35): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15$

Armatures transversales minimales (BAEL91/A.5.1.22) :

La quantité d'armatures minimales est donnée par

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

✓ Poutre principale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

✓ Poutre secondaire : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_t^{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition est vérifiée.**

NB : Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

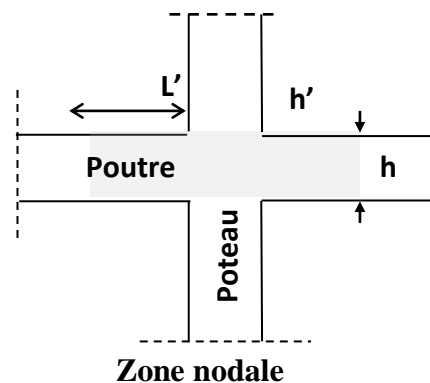
- **Délimitation de la zone nodale**

$L' = 2 \times h$ avec h : hauteur de la poutre

$$h = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$$

$b_1 ; h_1$: dimension du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura : $L' = 2 \times h$

- ✓ Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm
- ✓ Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

Espacement minimal

- ✓ Poutre principale $S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{33.3\text{cm}; 40\text{cm}\}$
 - ✓ Poutre secondaire $S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{28.8\text{cm}; 40\text{cm}\}$
- $S_t \leq 15\phi_1 = 16.8\text{cm}$

On prend $S_t = 15$ cm .

VI.2.5 Vérification à l'ELS

Vérification de la condition de non fragilité :

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

Poutres principales (30x40)

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \frac{2.1}{400} = 1.36\text{cm} < 15.42\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Poutre secondaire (30x35)

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \frac{2.1}{400} = 1.18\text{cm} < 9.42\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Les condition de non fragilité est vérifié, ainsi que les section recommandées par le RPA

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré non préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 \bar{f}_{c28} = \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M _{max}	A _s	ρ ₁	K	β ₁	σ _s	σ _{bc}	σ _b c	OBS
Poutres principales	travées	42.725	6.03	0.574	29.45	0.8875	228.10	7.75	15	conditions vérifiées
	appuis	85.450	15.42	1.47	16.25	0.840	188.486	11.60	15	
Poutres secondaires	travées	1.315	6.03	0.670	26.67	0.880	8.26	0.31	15	
	appuis	11.85	9.42	1.046	20.34	0.8585	48.84	2.40	15	

Tableau VI-6 : vérifications des contraintes.

✓ Toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

❖ **Poutres principales** : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=3.80$ m

$$f = 0.027 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutres secondaires** : La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 3.50$ m

$$f = 0.027 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

• **Disposition des armatures** :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Ferraillages des poutres

Schéma de ferraillage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

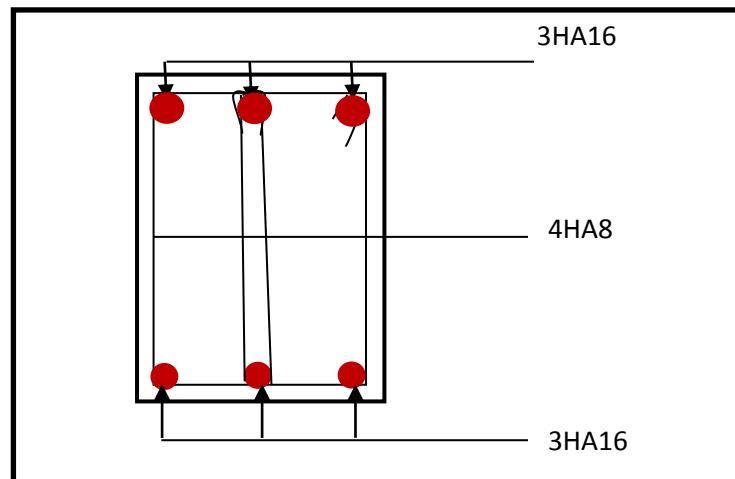


Fig. VI.1: Ferraillage en travée d'une poutre principale.

- **Sur appuis : pour le niveau sous-sol**
- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA20 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

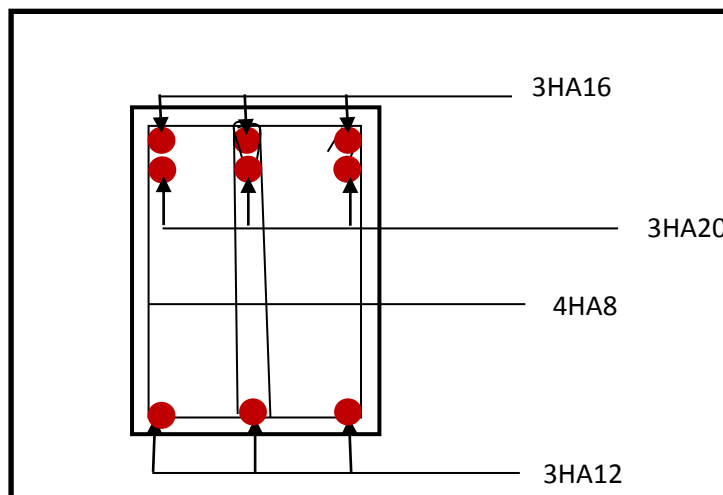


Fig. VI. 2 : Ferraillage sur appuis d'une poutre principale.

- **Sur appuis : pour les autres niveaux**
- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA16 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

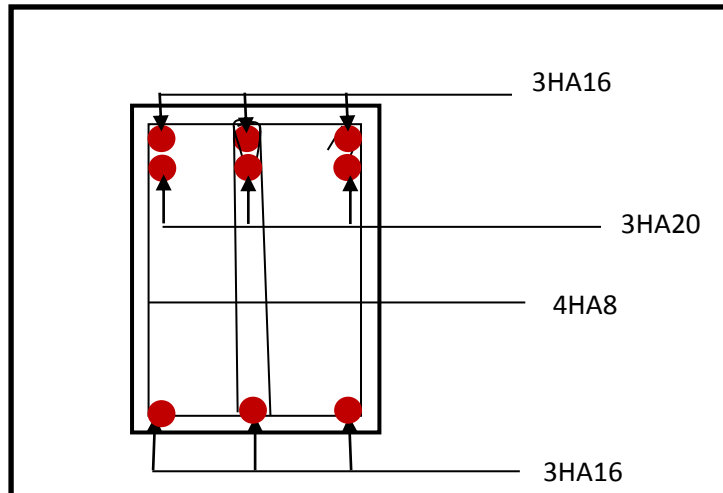


Fig. VI.3: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

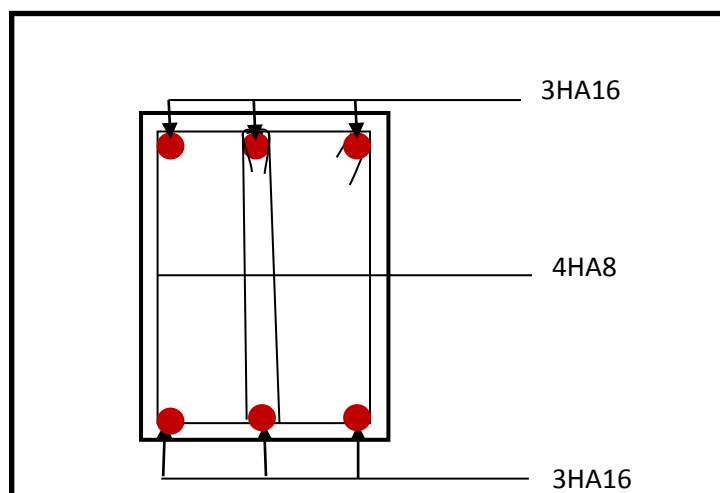


Fig. VI. 4 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

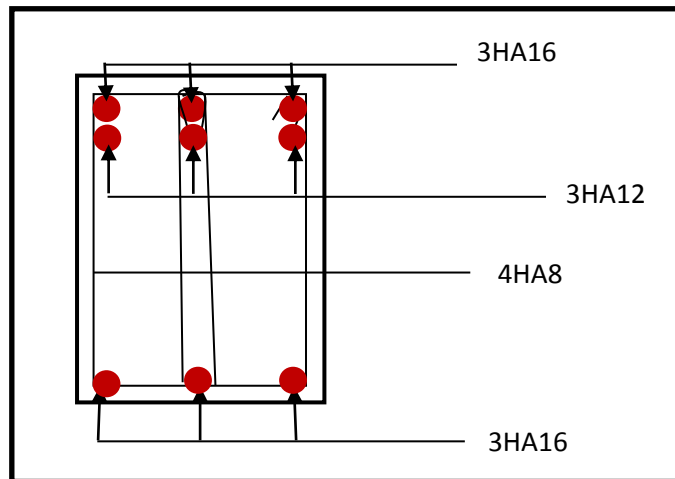


Fig VI.7 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.1.1 INTRODUCTION

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant,
- Effort normal minimal et le moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
 $G+Q$ à l'ELS
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
 $0.8G\pm E$ RPA 2003

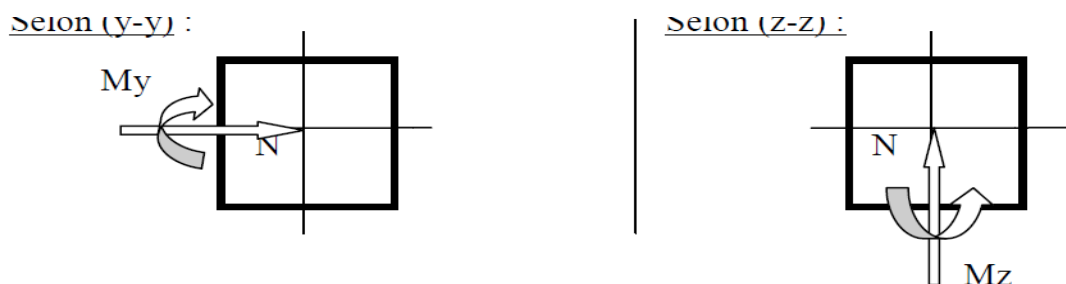


Figure :V.1 Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux Sens

V.1.2 RECOMMANDATION DU RPA 2003

1. Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérences (HA), droites et sans crochets ;
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40.\varnothing$ (Zone IIa) ;
- La distance entre les barres verticales dans la face du poteau ne doit pas dépasser 25cm ;
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés Symétriquement.

a- Section partiellement comprimée (SPC)

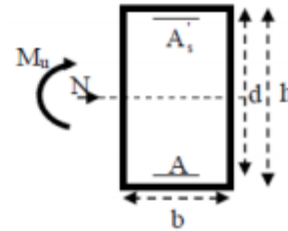
La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression :

M_f : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u \cdot g$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 & \text{situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

-Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

-1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A_s' = 0$)

- o Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- o Armatures réelles : $A = A_f \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$
 - (-) si N : effort de compression
 - (+) si N : effort de traction

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A_s' \neq 0$).

On Calcul:

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A'_1 = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

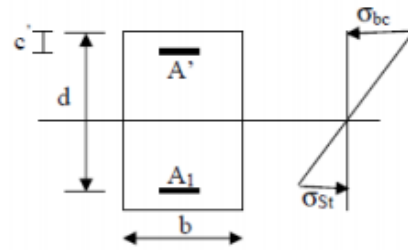
Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature $A'_s = A'_1$;

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

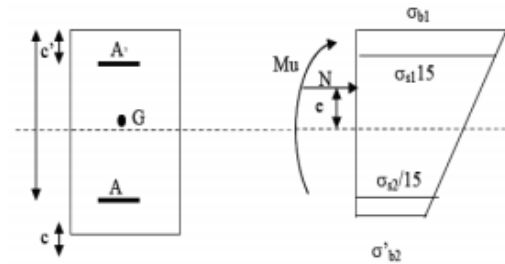


b- Section entièrement comprimée (SEC) :

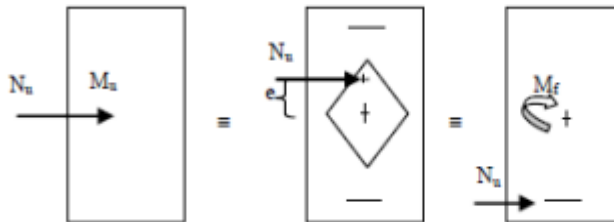
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- $N_u (d-c') - M_f > (0.337 h - 0.81 c) b h^2 f_{bc}$
C ∈ noyau central → SEC



Deux cas peuvent se présenter :



-1^{er} cas :

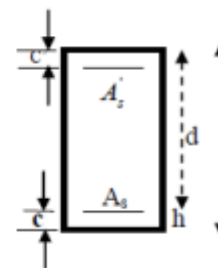
Si $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = \frac{M_f (d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s} \\ A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s \end{cases}$$

-2^{ème} cas :



Si $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 \rightarrow$ la section est simplement armée.

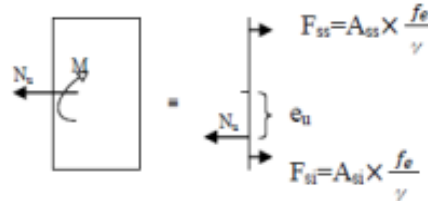
$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec} : \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = Nu \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = (\frac{Nu}{\sigma_{10}} - A_{si}) \end{cases}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = f_c / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

V.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% × b × h (en zone II)
 - Poteaux (40×40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% × b × h (en zone II)
 - Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% × b × h (en zone II)
 - Poteaux (40×40) : $A_{min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
 - pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Section de poteaux cm ²	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(40×40)	12.8	96	64
(35×35)	9.8	73.5	49
(30×30)	7.2	54	36

Tableau V .1. : La section minimale et maximale d'armateur recommandé par le RPA

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales tel que

- $S_t \leq \min(10.\phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

- $S_t \leq 15.\phi_l$ en zone courante.

Avec (ϕ_l): Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.50$ si l'élanement géométrique ($\lambda_g \geq 5$).

- $\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique ($\lambda_g < 5$).

V_u : Effort tranchant de calcul

H_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales, ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite nous avons :

λ_g : Elancement géométrique du poteau

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\% . b_0 s_t$.

- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% . b_0 s_t$.

- Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{min}$ par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur (10Øt) minimale.

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \implies \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 \implies \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

l_0 (l des poteaux – h de la poutre principale)

- **Sous-Sol** Poteau de (40×40) cm² : $\lambda = \frac{0.7 \times 2.66}{40} = 4.65$
- **RDC** Poteau de (40×40) cm² : $\lambda = \frac{0.7 \times 3.68}{40} = 6.44$.
- **1er Étage et 2ème étage** Poteau de (40×40) cm² $\lambda = \frac{0.7 \times 2.66}{40} = 4.655$.
- **Du 3ém au 6ém étage** Poteau de (35×35) cm² $\lambda = \frac{0.7 \times 2.66}{35} = 5.32$.
- **Du 7ém au 8ém étage** Poteau de (30×30) cm² $\lambda = \frac{0.7 \times 2.66}{30} = 6.20$.

➤ Calcul du ferrailage à l'ELU :

Poteaux 40x40

$$\begin{aligned} b &= 40 \text{ cm} & h &= 40 \text{ cm} \\ d &= 37 \text{ cm} & c = c' &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Poteaux 35x35

$$\begin{aligned} b &= 35 \text{ cm} & h &= 35 \text{ cm} \\ d &= 32 \text{ cm} & c = c' &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Poteaux 30x30

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} & h &= 30 \text{ cm} \\ d &= 27 \text{ cm} & c = c' &= 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Exemple de calcul à l'ELU :

Pour le poteau (40× 40) :

$$N_u = 1030.525 \text{ kN} ; \quad M_u = -1.821 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-1.821 \times 10^2}{1030.525} = 1.77 \text{ cm}$$

$$e = 0.17 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 19.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')N_u - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$$d = h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 1.821 + 1030.525 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03\right) = 202.773 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} =$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45}\right) (0.40)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 366.2 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0.37 - 0.03) \times 1030.525 - 202.773 = 199.131 \text{ kN.m}$$

199.131 kN.m < 366.2 kN.m.....la section est simplement armée (SSA)

$$A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0$$

✓ Calcul de : $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

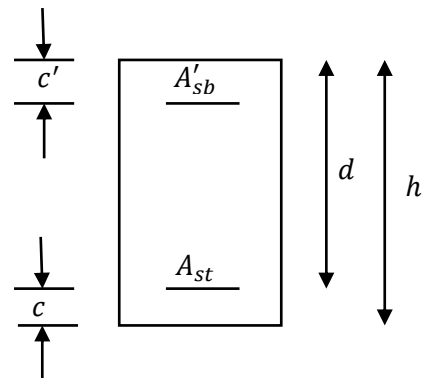
$$(0.5h - c').h.b.f_{bc} = (0.5 \times 0.40 - 0.03) \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3 = 560.72 \text{ kN.m}$$

Donc : $(d - c') N_u - M_f = 199.131 \text{ kN.m} < 560.72 \text{ kN.m}$.

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{1030.525(0.42-0.03)-100 \times 1.821}{100 \times 0.45^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = 0.39.$$

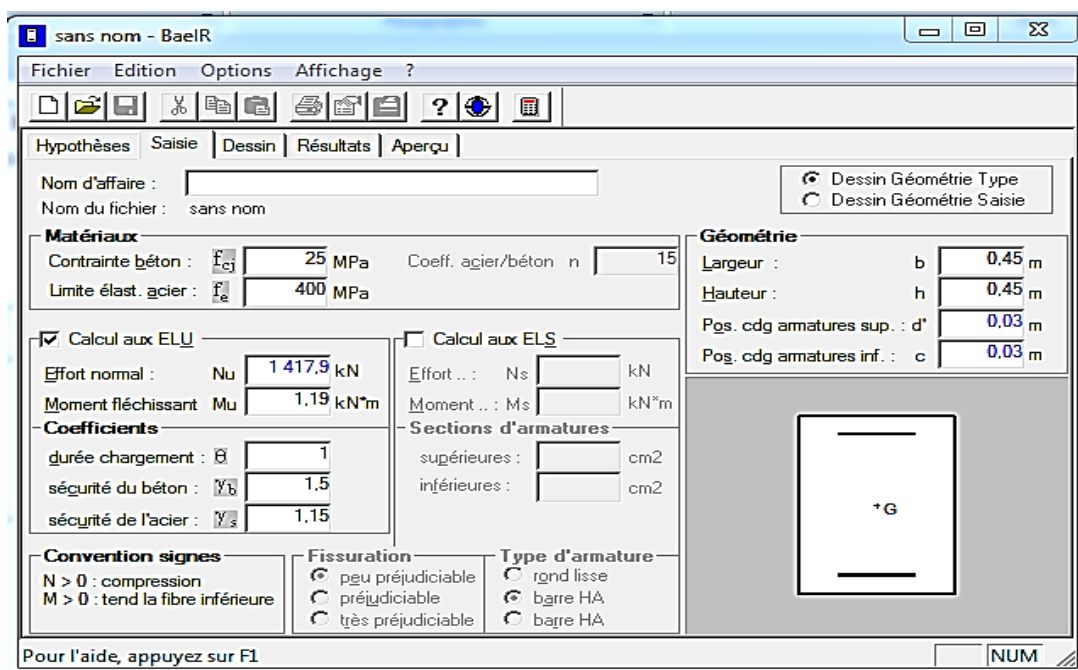
$$\Psi = 0.39$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{1030.525 - 100 \times 0.39 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0032 = 0$$

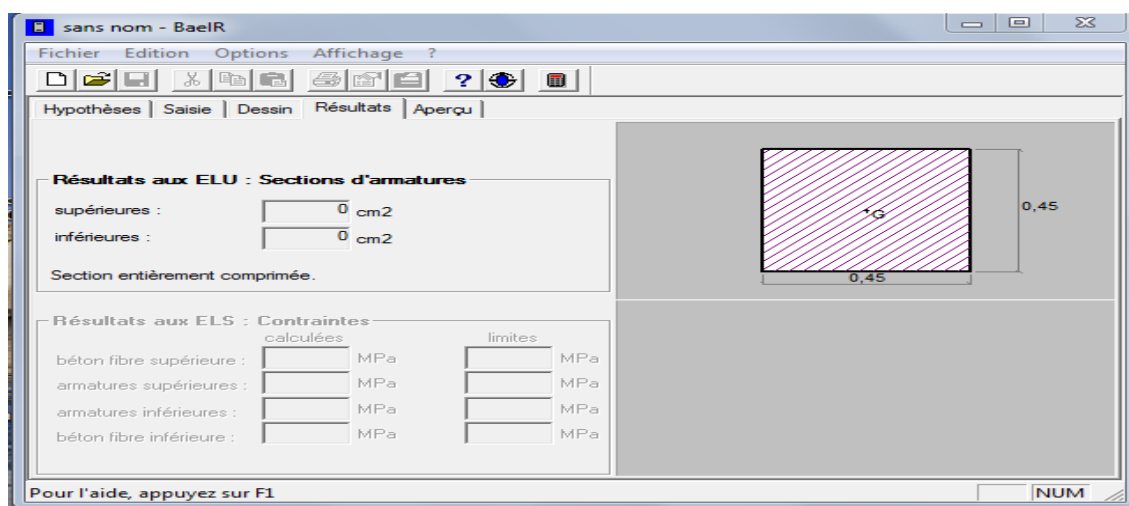
$$A_s = 0$$

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :



Cliquons sur l'icône résultats pour extraire nos résultats
La section donnée par SOCOTEC :



Remarque : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Sens xx : Sens longitudinal (Moment M_{33}) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	E_u (cm)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40 x 40	$N_{max} = -995.33$	$M_{corr} = -95.82$	17	0.096	SEC	0	0	12.80	4HA16 + 6HA14	17.33
		$N_{min} = -418.04$	$M_{corr} = 0.323$	17	0.002	SPC	5.98	6.04			17.33
		$N_{corr} = -213.99$	$M_{max} = 116.66$	17	0.54	SPC	0	7.15			17.33
Zone II	35 x 35	$N_{max} = -668.96$	$M_{corr} = 0.22$	14.5	0.0003	SEC	0	0	9.8	10HA14	15.39
		$N_{min} = -171.67$	$M_{corr} = 0.205$	14.5	0.001	SPC	2.45	2.49			15.39
		$N_{corr} = -179.35$	$M_{max} = 86.555$	14.5	0.48	SPC	0	6.36			15.39
Zone III	30 x 30	$N_{max} = -268.63$	$M_{corr} = 1.591$	12	0.006	SEC	0	0	7.2	4HA14 + 6HA12	12.93
		$N_{min} = -36.01$	$M_{corr} = 0.54$	12	0.02	SPC	0.46	0.58			12.93
		$N_{corr} = -56.13$	$M_{max} = 50.097$	12	0.9	SPC	0	5.03			12.93

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x.

Sens y_y : Sens Transversal (Moment M_{22}) :

Niv.	Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	E_u (cm)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin	Choix armatures	A adoptée (cm ²)
Zone I	40 x 40	$N_{max} = -995.33$	$M_{corr} = -9.05$	17	0.01	SEC	0	0	12.80	4HA16 + 6HA14	17.33
		$N_{min} = 418.04$	$M_{corr} = 0.855$	17	0.002	SPC	5.94	6.08			17.33
		$N_{corr} = -713.17$	$M_{max} = -91.643$	17	0.13	SEC	0	0			17.33
Zone II	35 x 35	$N_{max} = -668.96$	$M_{corr} = -4.998$	14.5	0.01	SEC	0	0	9.80	10HA14	15.39
		$N_{min} = 171.67$	$M_{corr} = 0.621$	14.5	0.004	SPC	2.41	2.53			15.39
		$N_{corr} = -218.65$	$M_{max} = -84.346$	14.5	0.4	SPC	5.01	0			15.39
Zone III	30 x 30	$N_{max} = -268.63$	$M_{corr} = -5.164$	12	0.02	SEC	0	0	7.20	4HA14 + 6HA12	12.93
		$N_{min} = 36.01$	$M_{corr} = 0.082$	12	0.002	SPC	0.51	0.53			12.93
		$N_{corr} = -92.24$	$M_{max} = -61.237$	14	0.7	SPC	6.14	0			12.93

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux suivant le sens y-y

Pour chaque Cas $A_{adopté} > A_{min}$

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Ferrailage
45x45	16.2	20.36	10HA16
40x40	12.8	16.08	4HA16+6HA14
35x35	9.8	10.68	10HA14
30x30	7.2	8.42	4HA14+6HA12

Tableau V .4 : ferrailage final des poteaux.

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003 »**

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\varnothing_L^{\min}; 15\text{cm}) \dots \dots \text{Zone II}$$

$$S_t \leq \min [10 \times 1.2 \text{ cm}, 15 \text{ cm}] = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min [15\varnothing_L^{\min} \text{ cm}, 40 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}] = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Délimitation de la zone nodale.**

Poteaux du sous-sol

$$h' = \max \left[\frac{h_c}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{306-40}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

Poteaux du RDC :

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{408-40}{6}, 45, 45, 60 \right] = 61.33 \text{ cm}$$

Donc on opte pour **h' = 65 cm**.

		(45×45) cm ²		(40×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²
		S-Sol	RDC			
Vu (kN)		50.435		50.435	50.435	50.435
λ _g		4.13	5.72	4.65	5.32	6.20
ρ _a		3.5	2.5	3.5	2.5	2.5
A ^t _{min} =0.3% S _t b	Zone nodale	1.35		1.2	1.05	0.9
	Zone courante	2.025		1.8	1.57	1.35
A ^{calculée} _{tRPA}	Zone nodale	0.655		0.654	0.658	0.669
	Zone courante	0.984		0.981	0.987	1.004
A ^{adoptée}		2.51				
Choix		5HA8				

Tableau V-5 : vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux de premier et deuxième étage.

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{306-40}{6}, 40, 40, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux de troisième au sixième étage

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{306-40}{6}, 35, 35, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux du 7ème et 8ème étage

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[\frac{306-35}{6}, 30, 30, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \text{ et } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteaux courants									
zone	b	d	V _u	τ _b	λ _g	ρ _b	τ _{bu}	τ̄ _u	OBS
1	45	42	50.435	0.27	4.13	0.04	1	3.33	Les deux conditions sont Vérfiées
					5.72	0.075	1.875		
2	40	37	50.435	0.34	4.65	0.04	1	3.33	
3	35	32	50.435	0.45	5.32	0.075	1.875	3.33	
4	30	27	50.435	0.62	6.20	0.075	1.875	3.33	

Tableau V.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

Etat limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

Etat limite de compression du béton

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{M}$$

Tableau V.7 : Vérification de l'état limite du béton à la compression

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} MPa	σ _{binf} MPa	σ _b MPa	σ _{sin} MPa	σ _{ssu} MPa	σ _s MPa	OBS
(40X40)	-688.32	0.182	4HA16	3.26	3.24	15	48.80	48.60	348	CV
	1.87	0.051	+	0.01	0.01		0.17	0.10		
	-621.80	-12.376	6HA14	3.60	2.27		52.70	35.30		
(35X35)	-487.68	0.162	10HA14	2.90	2.88	15	43.50	43.20	348	CV
	5.17	0.024		0.03	0.03		0.48	0.44		
	-337.44	-9.352		2.72	1.29		39.20	20.80		
(30X30)	-196.13	1.158	4HA14	1.66	1.39	15	36.50	9.16	348	CV
	5.18	0.016	+	0.04	0.04		8.62	14.6		
	-85.04	-8.313	6HA12	1.66	0		22.30	3.29		

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} MPa	σ _{binf} MPa	σ _b MPa	σ _{sin} MPa	σ _{ssu} MPa	σ _s MPa	OBS
(40X40)	-688.32	-3.111	4HA16	3.14	3.08	15	46.5	50.90	348	CV
	1.87	-0.676	+	0.05	0		0.70	0.66		
	-452.4	18.67	6HA14	3.14	1.13		18.90	45.20		
(35X35)	-487.68	-3.679	10HA14	3.17	2.61	15	39.8	47	348	CV
	5.17	-0.288		0.05	0.01		0.18	0.74		
	-226.29	-24.01		3.21	0		4.86	44.10		
(30X30)	-196.13	-3.797	4HA14 +	1.97	1.08	15	17.30	28.40	348	CV
	5.18	-0.17		0.06	0.02		0.35	0.85		
	-71.23	-22.373		6HA12	3.50		0	47.1		

Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.1.5 Vérification à l'ELS

Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x : (sens longitudinal)

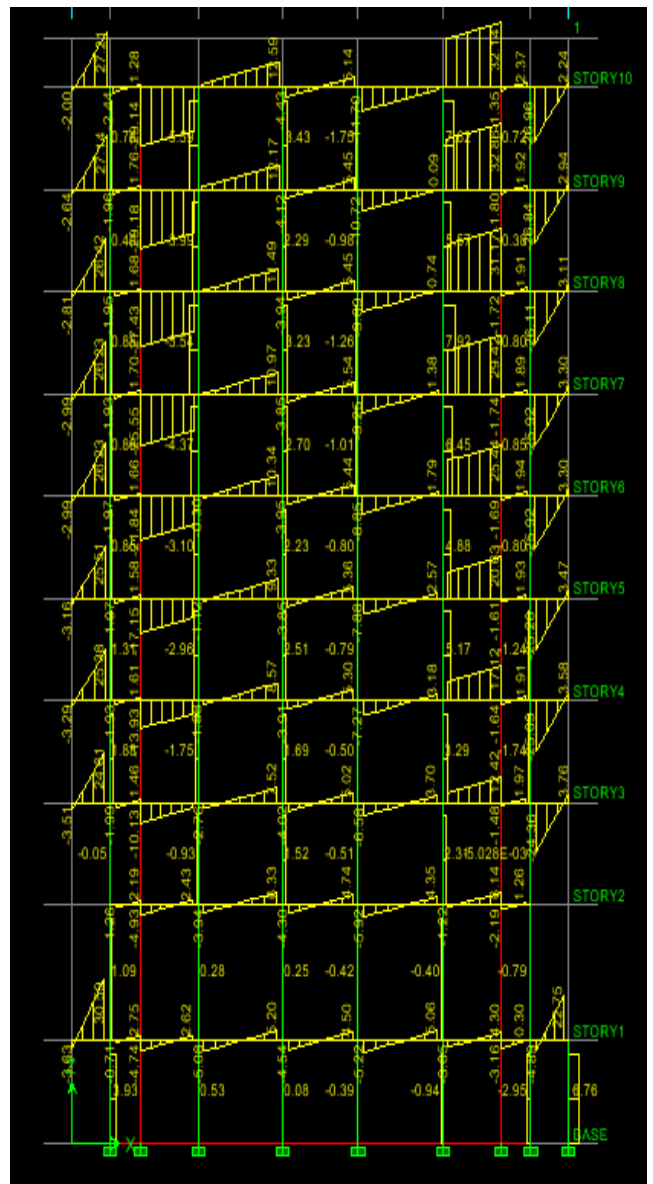
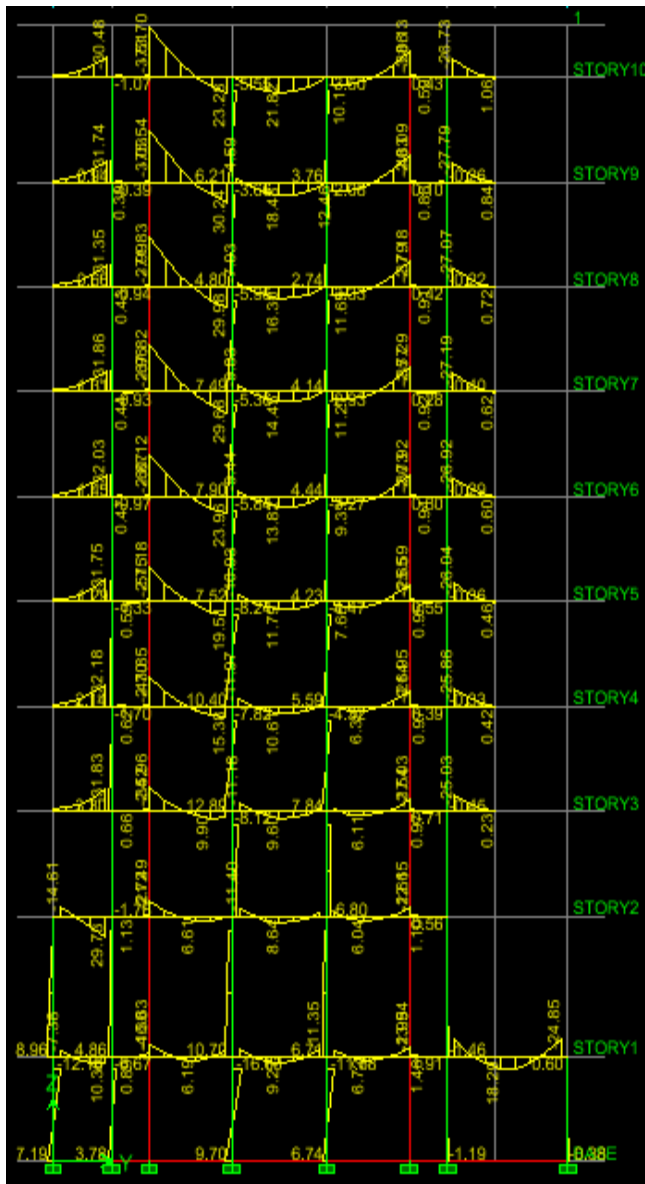
Zone	N (KN)	M(KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
40x40	N _{max} =-688.32	M _{cor} = 0.182	0.0003	4.41	14.19	CV
	N _{min} =1.87	M _{cor} = 0,051	0.027	5.54		CV
	N _{cor} = -621.80	M _{max} =-12.376	0.019	5.40		CV
35x35	N _{max} =-487.68	M _{cor} =0.162	0.0003	3.34	10.67	CV
	N _{min} =5.17	M _{cor} = 0.024	0.005	3.51		CV
	N _{cor} =-337.44	M _{max} =-9.352	0.08	4.26		CV
30x30	N _{max} =-196.13	M _{cor} =1.158	0.006	2.60	10.67	CV
	N _{min} =5.18	M _{cor} = -0.17	0.033	5.18		CV
	N _{cor} = -71.23	M _{max} =-22.373	0.31	0.70		CV

Tableau V.8 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)

Sens y-y : (sens transversal)

Zone	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
40x40	$N_{max} = -688.32$	$M_{cor} = -3.111$	0.0003	4.49	14.19	C V
	$N_{min} = 1.87$	$M_{cor} = -0.676$	0.005	6.92		C V
	$N_{cor} = -452.4$	$M_{max} = 18.67$	0.08	6.77		C V
35x35	$N_{max} = -487.68$	$M_{cor} = -3.679$	0.006	3.59	10.67	C V
	$N_{min} = 5.17$	$M_{cor} = -0.288$	0.033	0.34		C V
	$N_{cor} = -226.29$	$M_{max} = -24.01$	0.31	0.12		C V
30x30	$N_{max} = -196.13$	$M_{cor} = -3.797$	0.009	3.59	10.67	C V
	$N_{min} = 5.18$	$M_{cor} = -0.17$	0.208	0.34		C V
	$N_{cor} = -71.23$	$M_{max} = -22.373$	0.151	0.12		C V

Tableau V.9 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)



Diagrammes des moments et des efforts tranchants.

VII. ferrailage des voiles:

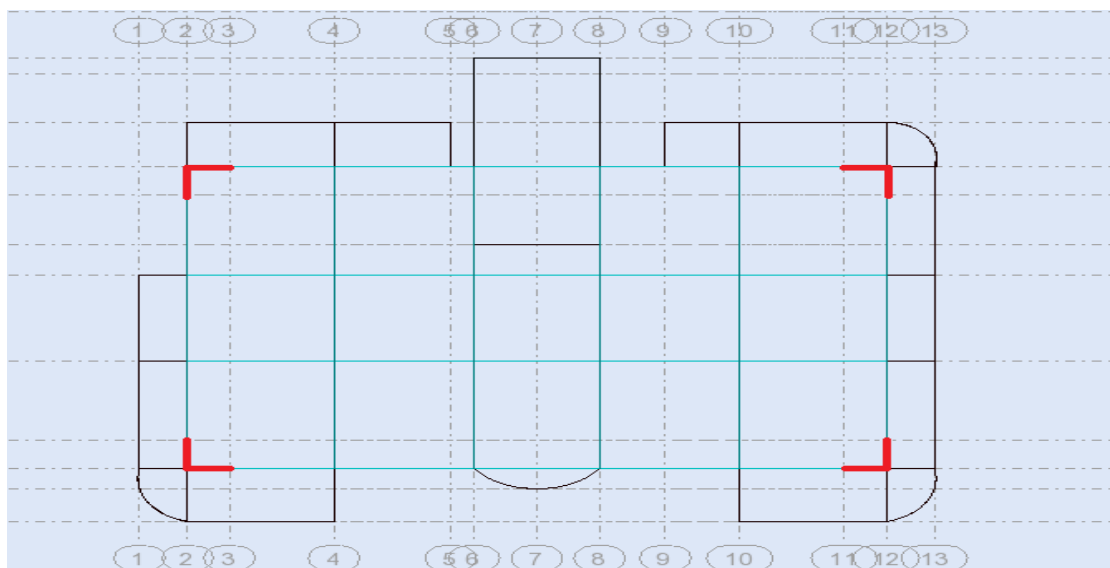
1.Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre principalement les forces horizontales dues au vent ou au séisme, Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi qu'à l'action des sollicitations dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles dans notre structure sont déposés d'une façon symétrique comme le montre la figure ci-dessous :



Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : sous-sol et RDC.

Zone II : Etage 1 et 2

Zone III : Etage 3,4,5,6

Zone IV : Etage 7,8

Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (pas de torsion). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Les combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VII.2. Détermination des armatures :

Recommandation du RPA 99 version 2003 :

a. Armatures verticales :

➤ Recommandation du RPA 99 version 2003 : [Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003]

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu ($A_{\min} \geq 0,2\%B$).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Recommandations du BAEL91 modifié 99 : [Art A 4.2, 1]

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : section du béton tendu.

b. Armatures horizontales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), leurs rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. (Art 7.7.4.3/ RPA 99 version2003)

➤ **Recommandation du RPA 99: (Art 7.7.4.2/ RPA 99 version2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10∅ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures.

➤ **Recommandations du BAEL91 :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_H : section d'armatures horizontales

A_v : section des armatures verticales

c. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit : **RPA 99/2003 (Art 7.7.4.3)**

✓ Globalement dans la section du voile : $A_H \geq 0,15\% B$

✓ En zone courante : $A_H \geq 0,10\% B$

2. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 e \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

3. les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
4. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

5. Diamètre maximale :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

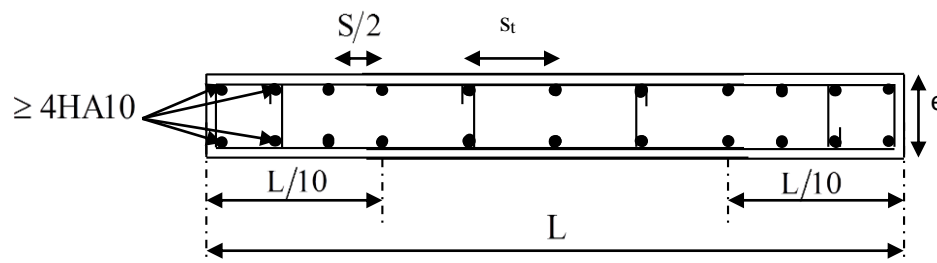


Fig VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

6. Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d. Armatures transversales : (Art 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

e. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.4. Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- ✓ Section Partiellement Comprimée (SPC).
- ✓ Section Entièrement Comprimée (SEC).
- ✓ Section Entièrement Tendue (SET).

• Centre de pression :

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de

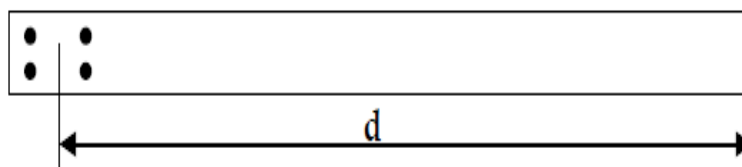
pression, qui est donné par la formule suivante : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

• **La hauteur utile (d) :**

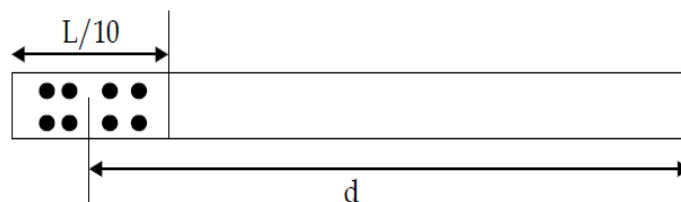
La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Trois cas se présentent :

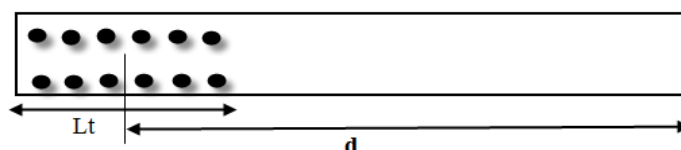
- **1^{er} cas :** Faire en sorte de constituer un potelet (**4 barres**) avec un espacement de **10 cm** et un enrobage de **5cm**.



- **2^{ème} cas :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



- **3^{ème} cas :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec: $\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y$$

Et $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$, $y = \frac{L}{2}$

B : Section du voile

I: Moment d'inertie

y: Bras de levier

- **Armatures verticales :**

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

- Zone I : Sous-sol, RDC.
- Zone II : Du 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}
- Zone II : Du 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}
- Zone II : Du 7^{ème}, 8^{ème}.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal :

$$\text{Zone I: } V_{T1.1/1} = V_{T1.1/2} = V_{T1.1/3} = V_{T1.1/4} = 1,00 \text{ m}$$

Sens longitudinal :

$$\text{Zone I: } V_{L1.1/1} = V_{L1.1/2} = V_{L1.1/3} = V_{L1.1/4} = 1,00 \text{ m}$$

De même pour les autres zones

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

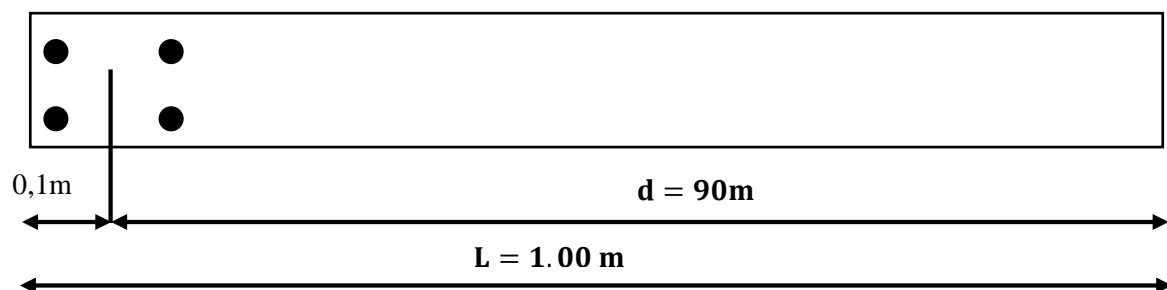
➤ **Exemples de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé pour le voile V_{L1} et V_{T1} en zone I :

Exemple 01 : $V_{T1} = 1,00 \text{ m}$

$$e_p = 0,2 \text{ m} ; L = 1,00 \text{ m} , c = 5 \text{ m}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } d = 100 - \left(5 + \frac{10}{2}\right) = 90 \text{ cm}$$



$$\left. \begin{aligned} N_{\max} &= 552,63 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} &= 65,811 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ Situation accidentelle 08G+Ey}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{65,811}{552,63} = 0,12 \text{ m} \\ \left(\frac{h}{2} - c\right) &= 0,4 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_u < \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow \text{Section Entièrement Tendue (SET)}$$

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$$b = 0,2\text{m} , h = 1,00\text{m} , d' = c = 0,1\text{m}$$

Les sollicitations: $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

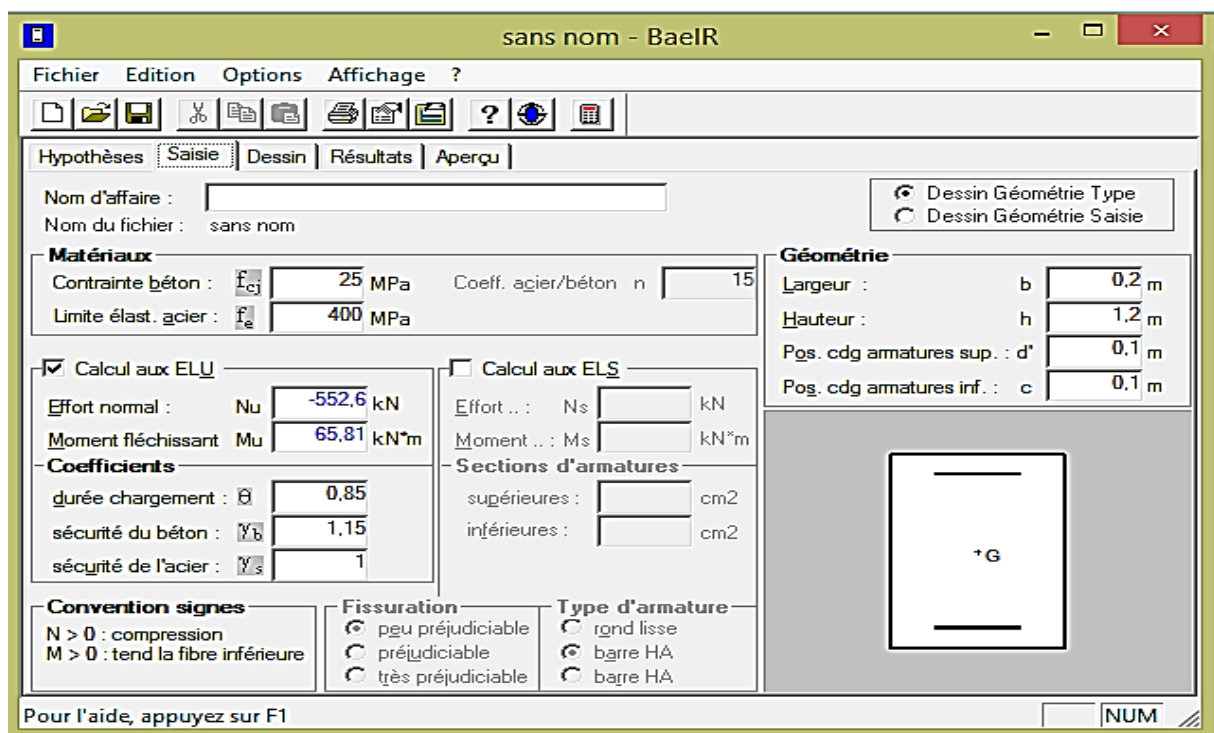


Fig VII.1 : Ferrailage du voile V_{T1} avec SOCOTEC

Résultat :

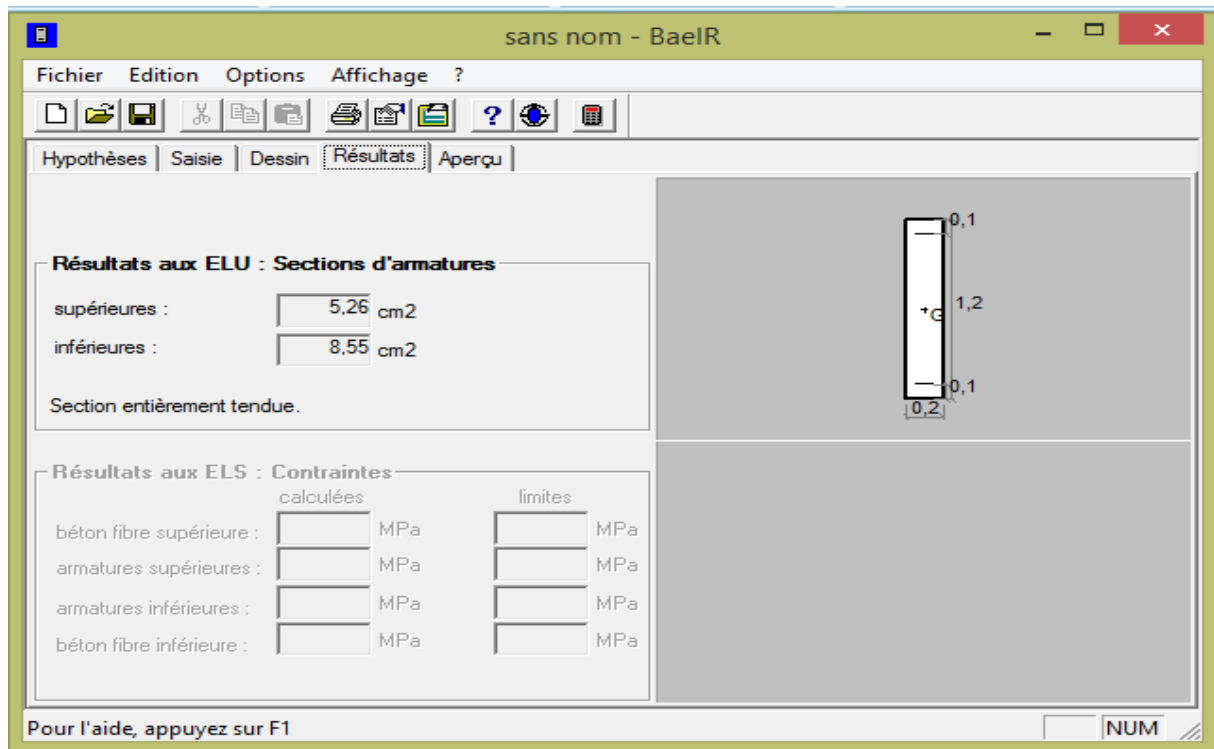


Fig VII.2 : Ferraillage du voile V_{T1} donné par SOCOTEC.

- **Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} = -578,53 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 14,09 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ à l'ELS}$$

$$e_s = \frac{14,09}{578,53} = 0,024 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{0,024 - 0.455 \times 0.90}{0,024 - 0.185 \times 0.90} \times 0,2 \times 0.90 = 5.88 \text{ cm}^2$$

*** Calcul de A_c :**

En zone courante : $A_c = B \cdot 0,10\%$

$$L_c = 100 - 30 = 70 \text{ cm}$$

$$A_c = 70 \times 20 \times 0,001 = 1,4 \text{ cm}^2$$

✚ Remarque:

Donc pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser (SOCOTEC) de la même manière dans les autres zones.

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles V_{T1} et V_{L1} dans les différentes zones.

• Armatures verticales :

Zone	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t [cm ²]	A_{CNF} [cm ²]	$A_{t\ adop}$ [cm ²]	A_c [cm ²]	$A_{c\ adop}$ [cm ²]
Zone I	$N^{max} _ M^{cor}$	552,63	65,811	20	SET	8,55	5.88	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-1152,57	5,206		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	-442,34	488,404		SPC	6,38				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone II	$N^{max} _ M^{cor}$	272,6	25,447	20	SET	4,04	6.28	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-1068,53	22,688		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	-628,6	243,004		SEC	0				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone III	$N^{max} _ M^{cor}$	126,93	23,744	20	SET	2,18	7.22	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-783,77	-27,554		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	-258	157,247		SPC	0,25				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone IV	$N^{max} _ M^{cor}$	80,8	52,455	20	SPC	2,29	7.62	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-457,42	-28,019		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	-381,21	652,712		SPC	11,55				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										

Tableau VII.3: Ferrailage des armatures verticales – sens longitudinal V_{T1}

- **Armatures Horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

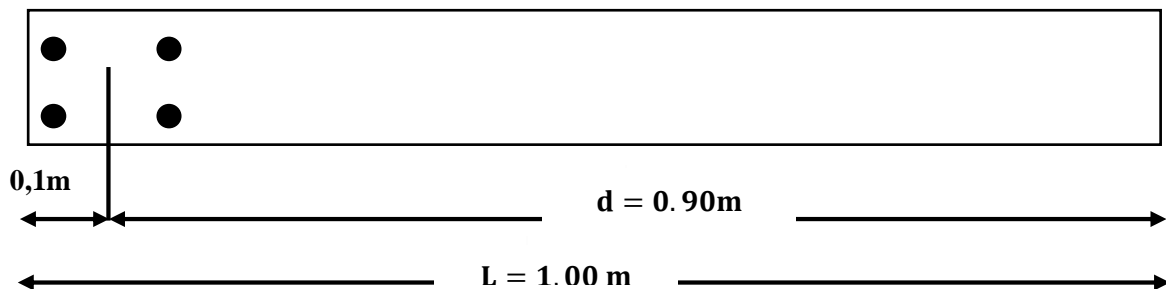
Zone	A_v adoptée [cm ²]	A_H [cm ²]	A_H adoptée [cm ²]
Zone I	8HA20 + 12HA8 = 31.16	7.79	14HA10 = 10,98
Zone II	8HA20 + 12HA8 = 31.16	7.79	14HA10 = 10,98
Zone III	8HA20 + 12HA8 = 31.16	7.79	14HA10 = 10,98
Zone IV	8HA20 + 12HA8 = 31,16	7.79	14HA10 = 10,98

Tableau VII.4 : Ferrailage des armatures Horizontales – sens transversal V_{T1} .

Exemple 02 : $V_{L1} = 1,00 \text{ m}$

$e_p = 0,2 \text{ m}$; $L = 1,00 \text{ m}$, $c = 5 \text{ m}$

1^{er} cas : $d = 100 - \left(5 + \frac{10}{2}\right) = 90 \text{ cm}$



$$\left. \begin{aligned} N_{\max} &= -102,37 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} &= 547,092 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ Situation accidentelle } 08G+E_y$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{547,092}{102,37} = 5,34 \text{ m} \\ \left(\frac{h}{2} - c\right) &= 0,4 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow \text{Section Partiellement Comprimée (SPC)}$$

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$$b = 0,2\text{m} , h = 1,00\text{m} , d' = c = 0,1\text{m}$$

Les sollicitations: $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

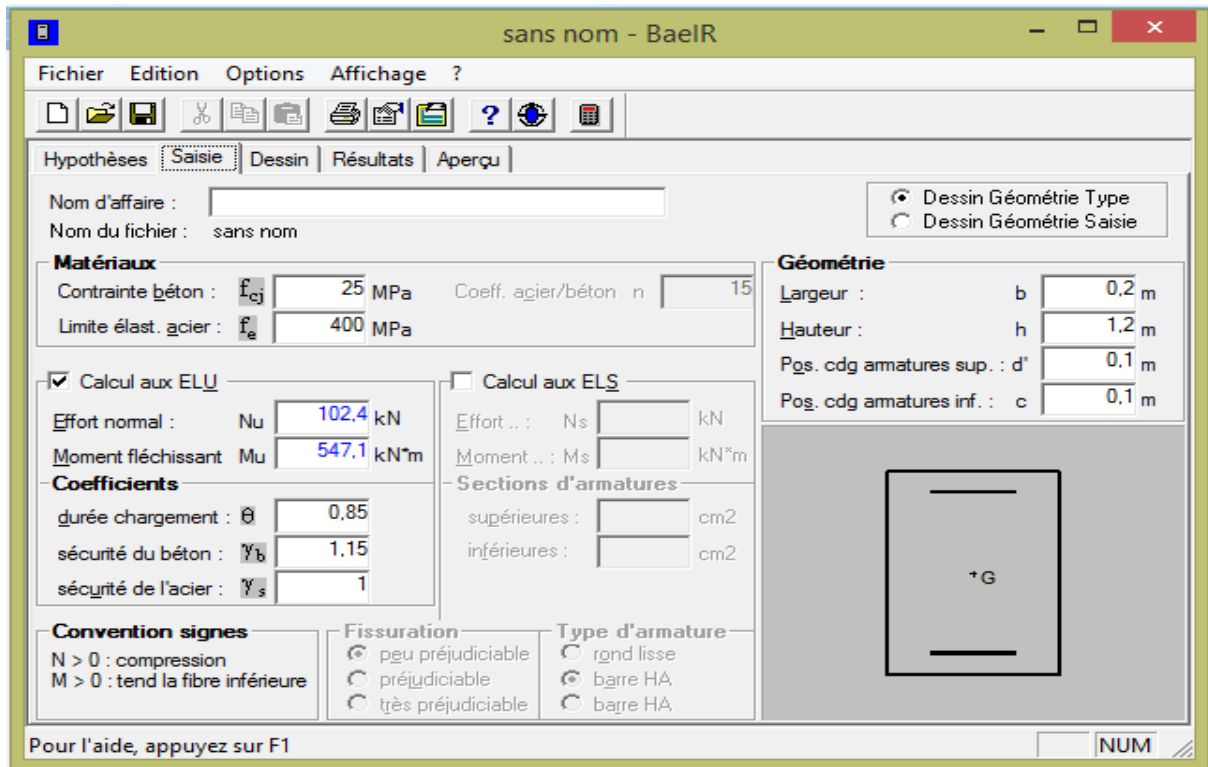


Fig VII.5 : Ferrailage du voile V_{L1} avec SOCOTEC

Résultat :

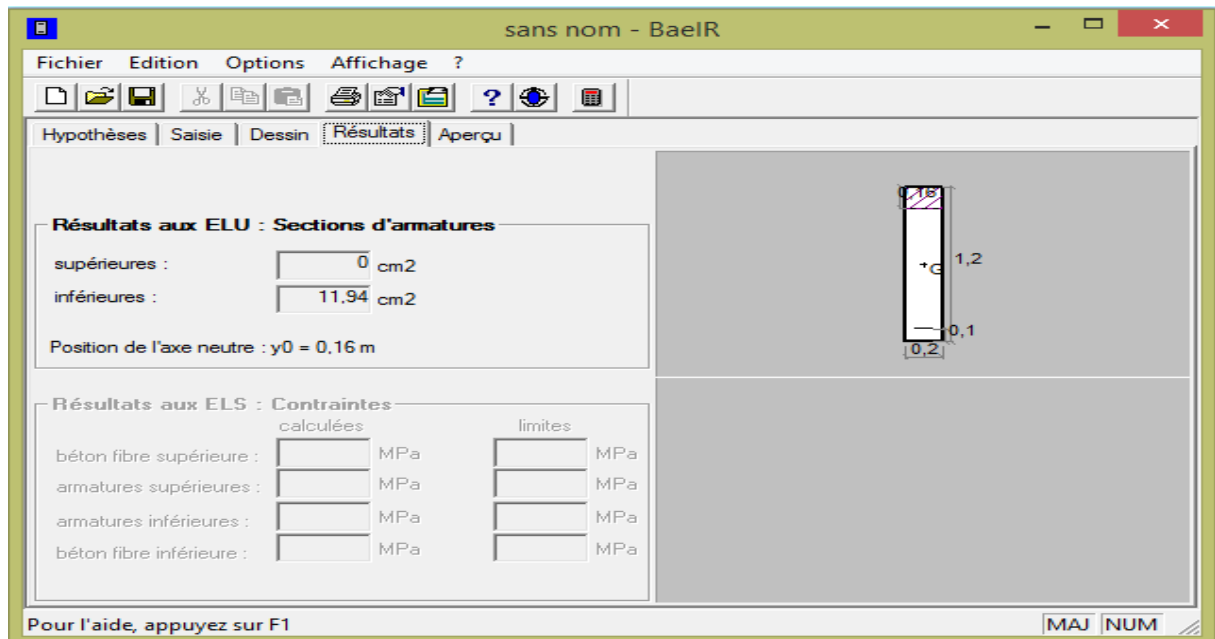


Fig VII.6 : Ferrailage du voile V_{L1} donné par SOCOTEC

- **Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 54,73 \text{ KN} \\ N_{\text{corr}} = -425,64 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{à l'ELS}$$

$$e_s = \frac{54,73}{425,64} = 0,128 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{0,128 - 0,455 \times 0,90}{0,128 - 0,185 \times 0,90} \times 0,2 \times 0,90 = 15,89 \text{ cm}^2$$

- * **Calcul de A_c :**

En zone courante : $A_H = 0,10\% B$

$$L_c = 100 - 30 = 70 \text{ cm}$$

$$A_c = 70 \times 20 \times 0,001 = 1,4 \text{ cm}^2$$

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles V_{T1} et V_{L1} dans les différentes zones.

• Armatures verticales :

Zone	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t [cm ²]	A_{CNF} [cm ²]	$A_{t\ adop}$ [cm ²]	A_c [cm ²]	$A_{c\ adop}$ [cm ²]
Zone I	$N^{max} _ M^{cor}$	534,68	137,186	20	SET	10,11	6,71	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-1285,98	-542,509		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	-102,37	547,092		SPC	11,94				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone II	$N^{max} _ M^{cor}$	149,76	176,141	20	SPC	6,07	8,65	4HA20	1,4	12HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-1225,6	-119,306		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	4,34	367,073		SPC	8,72				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone III	$N^{max} _ M^{cor}$	208,8	192,398	20	SPC	7,24	9,91	4HA20	1,4	10HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-852,47	-26,731		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	23,08	214,243		SPC	5,28				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										
Zone IV	$N^{max} _ M^{cor}$	191,73	180,33	20	SPC	6,73	6,97	4HA16	1,4	10HA8
	$N^{min} _ M^{cor}$	-475,18	-18,166		SEC	0				
	$N^{cor} _ M^{max}$	110,31	192,631		SPC	5,93				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 10$ cm										

Tableau VII.7: Ferrailage des armatures verticales – sens longitudinal V_{L1}

- Armatures Horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 20$ cm

Zone	A_v adoptée [cm ²]	A_H [cm ²]	A_H adoptée [cm ²]
Zone I	8HA20 + 12HA8 = 31,15	7,78	14HA10 = 10,98
Zone II	8HA20 + 12HA8 = 31,15	7,78	14HA10 = 10,98
Zone III	8HA20 + 10HA8 = 30,15	7,53	14HA10 = 10,98
Zone IV	8HA16 + 10HA8 = 21,10	5,53	14HA10 = 10,98

Tableau VII.8: Ferraillage des armatures Horizontales – sens longitudinal V_{L1}

❖ Ferraillage des voiles de la salle machine dans les 2 sens V_T et V_L :

$V_T = 1,65$ m

$V_L = 1,80$ m

- Armatures verticales :

	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t [cm ²]	A_{CNF} [cm ²]	A_t adop [cm ²]	A_c [cm ²]	A_c adop [cm ²]
V_T	$N^{max} - M^{cor}$	-15,13	8,945	20	SEC	0,12	9,23	4HA20	2,7	18HA8
	$N^{min} - M^{cor}$	-1335,58	-12,549		SEC	0				
	$N^{cor} - M^{max}$	-1105,64	56,539		SEC	0,38				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 15$ cm										
V_L	$N^{max} - M^{cor}$	-20,11	-24,554	20	SPC	0	9,45	4HA20	3	16HA8
	$N^{min} - M^{cor}$	-1632,6	-4,699		SEC	0,76				
	$N^{cor} - M^{max}$	-109,37	11,649		SPC	0,19				
Espacement : Zone nodale : $S_t = 10$ cm ; Zone courante $S_t = 20$ cm										

Tableau VII.9: Ferraillage des armatures verticales dans les 2 sens.

- **Armatures Horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

	A_v adoptée [cm ²]	A_H [cm ²]	A_H adoptée [cm ²]
V_T	8HA20 + 14HA8 = 34.18	8.55	14HA10 = 10,98
V_L	8HA20 + 14HA8 = 33.16	8,29	14HA10 = 10,98

Tableau VII.10: Ferrailage des armatures Horizontales dans les 2 sens

V.3.5. Vérification à l'ELU :

1. Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

- **Armatures verticales :**

➤ Zone I et II :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Zone III et IV :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Salle machine :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ Selon l'article (7.7.2 RPA 99/ version 2003) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

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

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : L'épaisseur du voile.

d : La hauteur utile.

$$d = 0,9h = 0,9 \times 1,00 = 0,90 \text{ m}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

Zone	V_u [KN]		τ_u [MPa]		$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	124,6	165,4	0,69	0,91	5	Condition vérifiée
Zone II	107,55	173,28	0,60	0,96	5	Condition vérifiée
Zone III	67,01	133,18	0,37	0,74	5	Condition vérifiée
Zone IV	72,5	100,49	0,40	0,55	5	Condition vérifiée

Tableau VII.11: Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99/2003

✓ Salle machine :

	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
V_{T1}	21,41	0,11	5	Condition vérifiée
V_{L1}	107,55	0,59	5	Condition vérifiée

Tableau VII.12: Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99/2003.

➤ Selon l'art A.5.1.1 BAEL91:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

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

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Zone	V_u [KN]		τ_u [MPa]		$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	124,6	165,4	0,69	0,91	2,5	Condition vérifiée
Zone II	107,55	173,28	0,6	0,96	2,5	Condition vérifiée
Zone III	67,01	133,18	0,37	0,74	2,5	Condition vérifiée
Zone IV	72,5	100,49	0,40	0,55	2,5	Condition vérifiée

Tableau VII.13: Vérification des contraintes de cisaillement d'après le BAEL91

✓ Salle machine :

	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
V_{T1}	21,41	0,11	2,5	Condition vérifiée
V_{L1}	107,55	0,59	2,5	Condition vérifiée

Tableau VII.14: Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99/2003.

V.3.6. Vérification à l'ELS :➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : Effort normal à l'état limite de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature adoptée

✓ **Salle machine :**

	V_u [KN]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
V_{T1}	-5,69	0,002	15	Condition vérifiée
V_{L1}	-21,03	0,074	15	Condition vérifiée

Zone	N_s [KN]		σ_{bc} [MPa]		$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	-578,53	-318,11	2,01	1,13	15	Condition vérifiée
Zone II	-391,53	-227,09	1,38	0,81	15	Condition vérifiée
Zone III	-201,44	-131,66	0,71	0,47	15	Condition vérifiée
Zone IV	-19,93	-22,44	0,07	0,08	15	Condition vérifiée

Tableau VII.16: Vérification des contraintes dans le béton

VIII Etude du voile périphérique:

Introduction

Afin de retenir le sol du talus, on prévoit un voile périphérique au tour de coté amant de la structure, qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

VIII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

- **Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol**

Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

- **Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V

σ_V Contrainte verticale.

σ_H Contrainte horizontale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V.$$

Avec :

K_0 : coefficient des poussées des terres au repos

φ angle de frottement interne

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

VIII.2 Calcul des sollicitations :

➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1.5q + 1.35\gamma \cdot h)$$

Pour : $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$

Pour : $h=2.66\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 39.82 \text{ kN/m}^2$

➤ A l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 5 \text{ kN/m}^2$

Pour $h=2.66 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 28.94 \text{ kN/m}^2$

VIII.2.1 diagramme des contraintes:



Fig.VI.2 Diagramme des contraintes

VII.2.2 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1) \cdot 1}{4} = 31.74 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1) \cdot 1}{4} = 22.95 \text{ kN/ml}$$

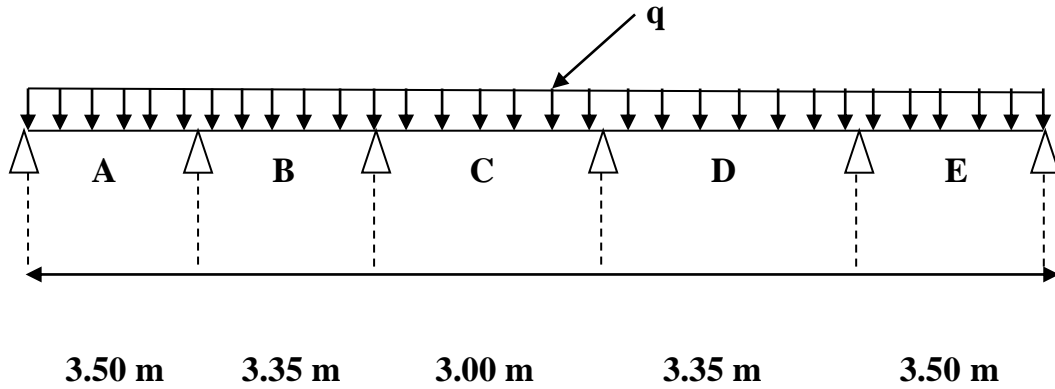
VIII.3 Ferrailage du voile périphérique

VII.3.1 Méthode de calcul:

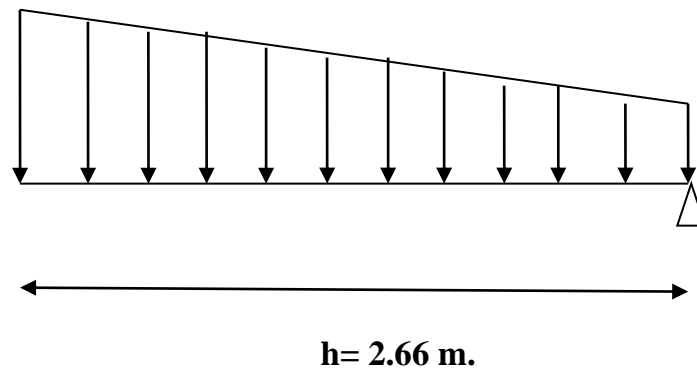
Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres

Schéma statique

Sens x-x



Sens z-z



Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ROBOT. Les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

Voile Périphérique			
Caractéristiques géométriques	L (m)	5.45	
	e (m)	0.20	
	B (m)	1.09	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	57.12	
	σ_{min} [kN/m ²]	-208.86	
	Nature de la section	SPC	
	V _u (kN)	170.73	
	L _t (m)	1.20	
	L _c (m)	4.25	
	σ_1 [kN/m ²]	104.43	
	N (kN)	N1	18.79
		N2	6.26
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.54
		A _{v2}	0.18
	A _{vj} (cm ²)		6.57
	A (cm ²)	A=A _{v1} +A _{vj} /4	2.18
		A=A _{v2} +A _{vj} /4	3.46
	A _{min} (cm ²)		27.25
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	28.15
		Bande 2	28.15
Ferrailage des voiles	Choix des barres	2 7HA16	
	S _t (cm)	15 cm	
	A _{Hmin} =0.0015×B (cm ²)/bande	16.35	
	A _H /nappe (cm ²)	7.04	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	17HA10 /nappe	
	ep =20 cm	(A=13.35 cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversale	4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	t _u (MPa)	0.20
		t _b (MPa)	0.28
	ELS	N _s (kN)	985.16
		σ_b (MPa)	4.51

VIII.4 Vérification à l'ELU:

➤ **Section minimale**

- Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité).

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_s} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA99/2003.

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0.1%

$$A_{min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x:

$$A_{adoptée} = 21.99 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens z-z :

$$A_{adoptée} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} < \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{max} = 111.94 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{111.94 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.66 < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Sens x-x :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \times 3.14 \times 2 = 43.96 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{111.94 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 43.96} = 1.66 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens z-z

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 8 \times 3.14 \times 1.6 = 40.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{104.36 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 40.19} = 1.69 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5 Vérification à l'ELS:

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te}, 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens x-x

La section d'armatures adoptée est : $A_s = 18.09 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 21.99}{100 \times 17} = 1.298 \rightarrow \beta = 0.8575 \text{ et } k = 20.09$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{56.37 \times 10^6}{0.8635 \times 170 \times 21.99} = 178.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{178.02}{17.68} = 10.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens z-z

La section d'armatures adoptée est $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 17} = 0.945 \rightarrow \beta = 0.8635 \text{ et } k = 21.65$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{46.02 \times 10^6}{0.8635 \times 170 \times 16.08} = 194.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{194.96}{21.65} = 9.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

1-Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous mur ;
 - les semelles continues sous poteaux ;
 - les semelles isolées ;
 - les semelles filantes ;
- Les radier.

2-Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux type de fondations sont :

- pieux,
- puits

IX. 1 Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bar**

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2 : Choix du type de fondation:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.3 Dimensionnement:

IX.3.1 SEMELLE ISOLÉE

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

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

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple : $N_s = 1034.63 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{1034.63}{200}} = 2.27 \Rightarrow B = 2.5 \text{ m}$$

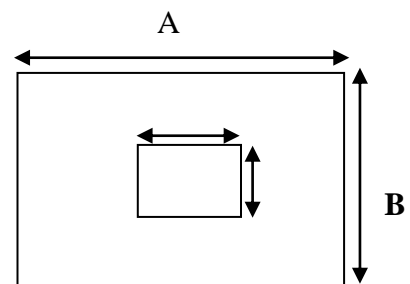


fig IX : semelle isolée

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

IX-3.2 : SEMELLES FILANTES :

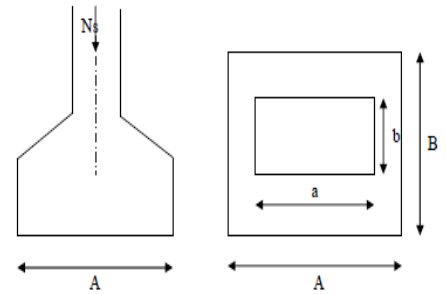
$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) sens yy

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VPL1	820.384	1	4.10	4.10
VPL2	767.944	1	3.83	3.83
VPL3	1064.355	1	5.32	5.32
VPL4	759.943	1	3.80	3.80
				17.05

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) sens xx

Voil	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VPT1	1481,197	1	7.40	7.40
VPT2	534,577	1	2.67	2.67
VPT3	1212,054	1	6.06	6.06
VPT4	521,631	1	2.61	2.61
				18.74

$S_v = \sum S_i = 35.79$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

IX- 4-2 dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

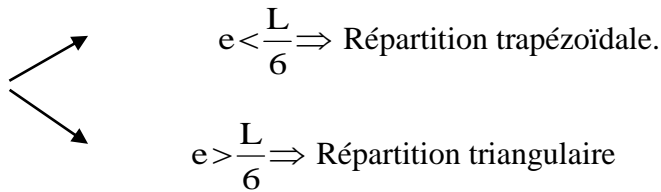
✓ **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) ; \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) ; \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité)
 Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX- 3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	Ns=G _i +Q _i (kN)	M _i (kN.m)	e _i (m)	Ns x e _i (kN.m)
1	634,9 66	8,755	8,035	5101.95
2	440,111	-0,014	4.85	2134.54
3	391,682	3,396	3.125	1224.00
4	327,846	-0,016	-3.125	-1024.52
5	260,363	5,428	-4.85	-1262.76
6	319,206	0,051	-8.035	-2564.82
	R= Σ Ni =2374.174	Σ =17.66		Σ = 3608.39

On a :

$$R = \sum N_i = 2374.174 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-17.66}{2374.174} = \quad m < \frac{L}{6} = \frac{16.35}{6} = 2.725m$$

$$e = \quad m < \frac{16.35}{6} = 2.725m. \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{l}\right) = \frac{2374.174}{6} \times \left(1 + \frac{6 \cdot 8.175}{16.35}\right) = 1582.782 \text{ KN/ML}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 363.023 \text{ Kn/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{Q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{363.023}{200} = 1.82m$$

On prend **B = 1.85m**

$$\text{sachant que : } \sigma_{sol} \geq \frac{\sum N_s}{S} \implies S \geq \frac{\sum N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$S \geq \frac{2374.174}{200} = 11.87m^2$$

La longueur de la semelle est de 17.00m

Donc: $B=S/L=0.69m$

On prend $B=0.70m \implies S=B.L = 0.7 \times 17 = 11.9m^2$

c) Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré

$$S_p = 11.90 \times 6 = 71.40m^2$$

d) Surface totale des semelles sous poteaux et sous voiles :

$$S_t = S_p + S_v = 71.40 + 35.8 = 107.2m^2$$

$$S_t = 107.2m^2$$

e) Surface totale de la structure :

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 277.95m^2$

✓ **le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{107.2}{277.95} = 0.38 = 38\% \rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

La surface des semelles représente **38%**

Conclusion : Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour des semelles filante comme fondation du bâtiment.

VI.4 : CALCUL DE SEMELLE**VI.4.1 : HAUTEUR DE LA SEMELLE**

$$h_s \geq \frac{B-d}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec :

B : largeur de la semelle ;

h_s : Hauteur de la semelle ;

b : largeur du poteau dans le sens x.

Donc : $h_s \geq \frac{185-45}{4} + 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$.

On adopte une hauteur **$h_s = 40 \text{ cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

L = 16.35m.

B = 185 cm.

$h_s = 40 \text{ cm}$.

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

XI.5. : ETUDE DE LA POUTRE DE RIGIDITE**1. Dimensionnement**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur: } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 5.45\text{m} \quad \frac{545}{9} \leq h_p \leq \frac{545}{6} \quad \Rightarrow \quad 60.55\text{cm} \leq h_p \leq 90.83\text{cm}$$

On adopte une hauteur: $h_p = 80 \text{ cm}$

$$h_p = 80 \text{ cm} \Rightarrow \frac{80}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 80}{3} \Rightarrow 26.67 \leq b_p \leq 53.33$$

On adopte une largeur : $b_p = 45 \text{ cm}$

2. Ferrailage de la poutre de rigidité (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis .Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

a) Calcul de la charge uniforme :

Tableau VI .4 Sollicitations sur la poutre de rigidité (ELU)

Point d'appuis	N_U	M_U	e_U	N_U*e_i
A	305.67	11.472	0.037	11.31
B	1417.24	2.191	0.0015	2.125
C	1375.92	3.371	0.0024	3.302
D	989.19	3.933	0.004	3.956
E	40.84	17.77	0.435	17.76
Somme	4128.86	38.737	0.480	38.453

$$R = \sum N_U = 4128.86 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_u + \sum M_i}{R} = \frac{38.453 + 38.737}{4128.86} = 0.0186\text{m}$$

$$Q_u = \frac{\sum N_U}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{4128.86}{16.35} \left(1 + \frac{3 \times (0.0186)}{16.35} \right) = 253.391 \text{ KN/m}$$

b) Calcul des moments isostatiques

La travée AB, BC et CD et DE

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{253.391 \times 5.45^2}{8} = 940.793 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_0 = 0.3 \times 940.793 = 282.24 \text{ kN.m}$$

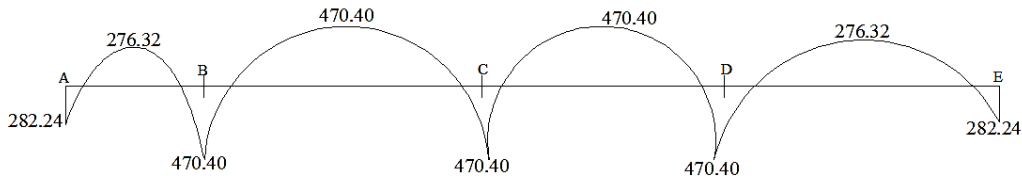
$$M_B = 0.5M_0 = 0.5 \times 940.793 = 470.40 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5M_0 = 0.5 \times 940.793 = 470.40 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.5M_0 = 0.5 \times 940.793 = 470.40 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.3M_0 = 0.3 \times 940.793 = 282.24 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Moment (KN.m)	282.24	470.40	470.40	470.40	282.24



a. Calcul des armatures :

c.1 Aux appuis

Tableau IX.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Appuis	Ma kN.m	μ	β	Au cm ²	Amin cm ²	Obs	A adoptée cm ²
A	82.24	0,03 4	0,983	3,780	3,260	Au > Amin	4HA16=8,04
B	470.40	0,05 6	0,970	6,390	3,260	Au > Amin	4HA16=8,04
C	470.40	0,05 6	0,97 0	6,390	3,260	Au > Amin	4HA16=8,04
D	470.40	0,05 6	0,97 0	6,390	3,260	Au > Amin	4HA16=8,04
E	82.24	0,03 4	0,983	3,780	3,260	Au > Amin	4HA16=8,04

c.1 En travée

Tableau IX.6 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

Travée	M_t (kN.m)	μ	β	A_u cm^2	A_{min} cm^2	Obs	A adoptée cm^2
A-B	276.32	0,096	0,949	11,10	3,26	$A_u > A_{min}$	8HA16=16.09
B-C	470.40	0,096	0,949	11,10	3,26	$A_u > A_{min}$	8HA16=16.09
C-D	470.40	0,096	0,949	11,10	3,26	$A_u > A_{min}$	8HA16=16.09
D-E	219, 276.32	0.096	0.949	11.10	3.26	$A_u > A_{min}$	8HA16=16.09

IX.6. VERIFICATION A L'ELU

IX.6.1 : VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 60 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 11.12 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2$, condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 8.04 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2$, condition vérifiée.

IX.6.2 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT

$$\tau_U = \frac{V_{U \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right).$$

$$V_U = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{(253.391 \times 5.45)}{2} = 690.49 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{690.49 \times 10^3}{600 \times 450} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u.$$

IX.6.3 : ARMATEURS TRANSVERSALES

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{1 \min}\right) \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min(1.85, 3.5, 1.2) \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ m}$

a. Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30\right)$$

$$S_t \leq \min(16.25; 14,4; 30) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 16.25 \text{ cm. on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm. on prend: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

IX.6.4 VERIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

$$A_t \geq 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures : (sens longitudinal)

Les armatures seront calculées en considérant un band de 1 m.

$$N_u = 1417.24 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 \times B} = \frac{1417.24 (1-0.45)^2}{8 \times 1} = 53.6 \text{ KN.m}$$

(Z = 0.9d)

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{53.6 \times 10^6}{0.9 \times 80 \times 384} = 1.94 \text{ cm.}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$$

Soient: **5HA 10 = 3.92 cm².**

Ferraillage de la longrine:**Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chainer les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarités

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (zone IIa ; site : S2).

Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA V 99(Art 10.1.1) sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S2 et S3.
- (30cmx30cm) : site de catégorie S4.

On adopte pour notre cas une section de (30 x35) cm²

Armatures longitudinales :

$$N = 690.49.$$

$$\alpha = 12 \text{ (Zone IIa ; site 2)}$$

$$F = \frac{690.49}{12} = 57.54 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}.$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{57.54 \times 10}{384} = 1.65 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0.6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de : $A = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{1\min}\right) \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min(1.85, 3.5, 1.2) \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacements des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20, 15\Phi_1)$$

$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}.$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm. on prend } S_t = 15 \text{ cm}.$$

Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Conclusion

L'étude d'une structure mixte s'est avérée très intéressante, en effet, l'insertion des voiles a largement rigidifié la structure étant donné qu'elle est implantée dans une zone de forte sismicité, cela a été remarqué dans les résultats de la période et déplacements obtenu par le logiciel ROBOT,

Nous avons su comment faire en sorte à ce que les voiles soient disposés de façon symétrique et comment minimiser la torsion qui ne devrait pas apparaître dans les deux premiers modes.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons de l'ELU et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, effectuer les vérifications à l'ELS sans oublier de bâtir sur de bonnes dispositions constructives.

Communiquer avec d'autres ingénieurs plus expérimentés pour ainsi bénéficier de leur expérience, nous avons aussi pu maîtriser plusieurs logiciels...etc.

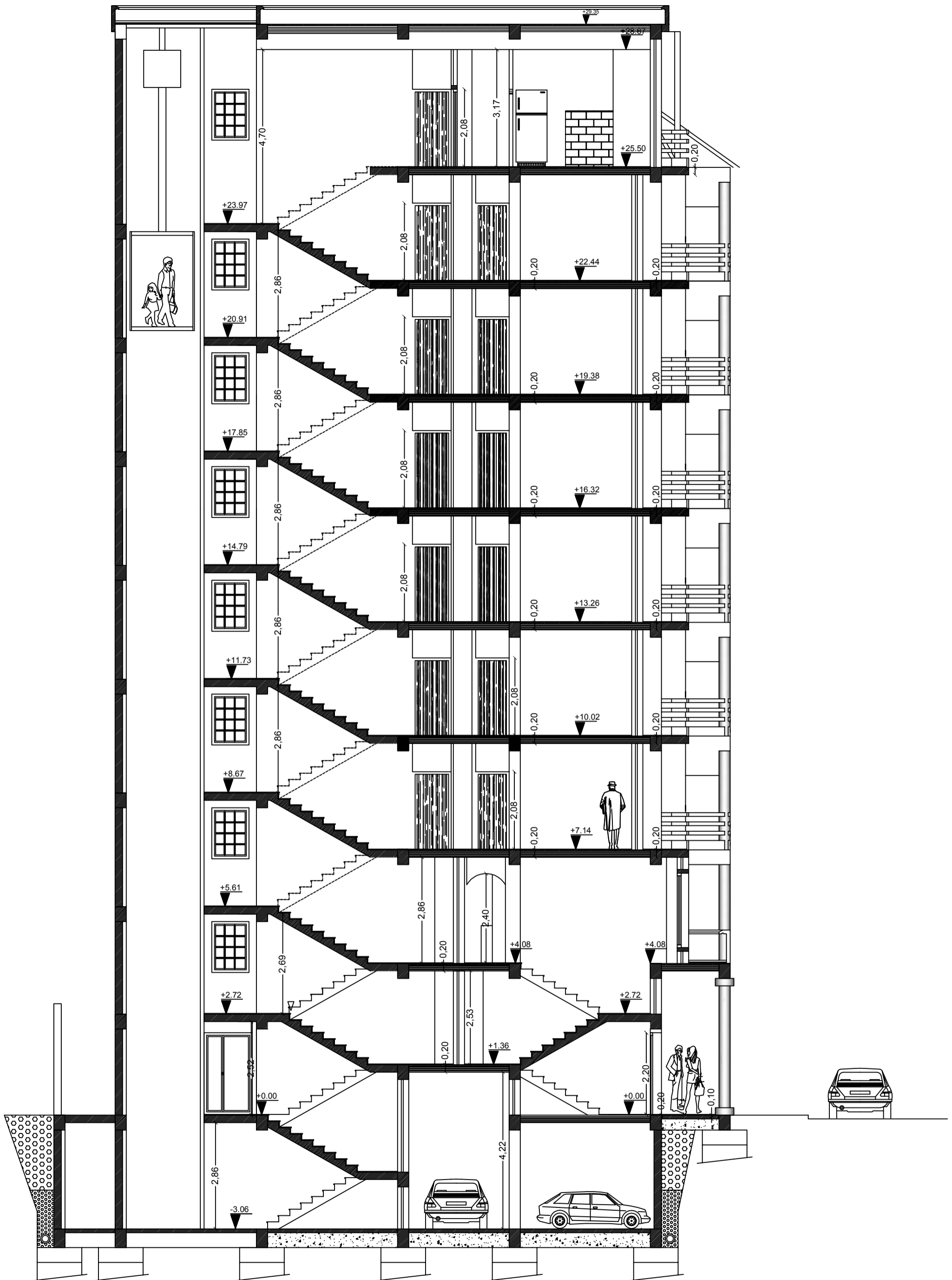
En résumé, nous avons mis en œuvre dans ce projet de fin d'étude, toutes les connaissances acquises et nous n'en avons appris des nouvelles qui vont être notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier surprenant de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie

- ✓ Formulaire du béton armé volume1 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Formulaire du béton armé volume2 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Résistance des matériaux formulaire par Jean COURBON et Jean-Noël THEILLOUT
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment par HENRY THONIER
- ✓ Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- ✓ Cours et TD du cursus

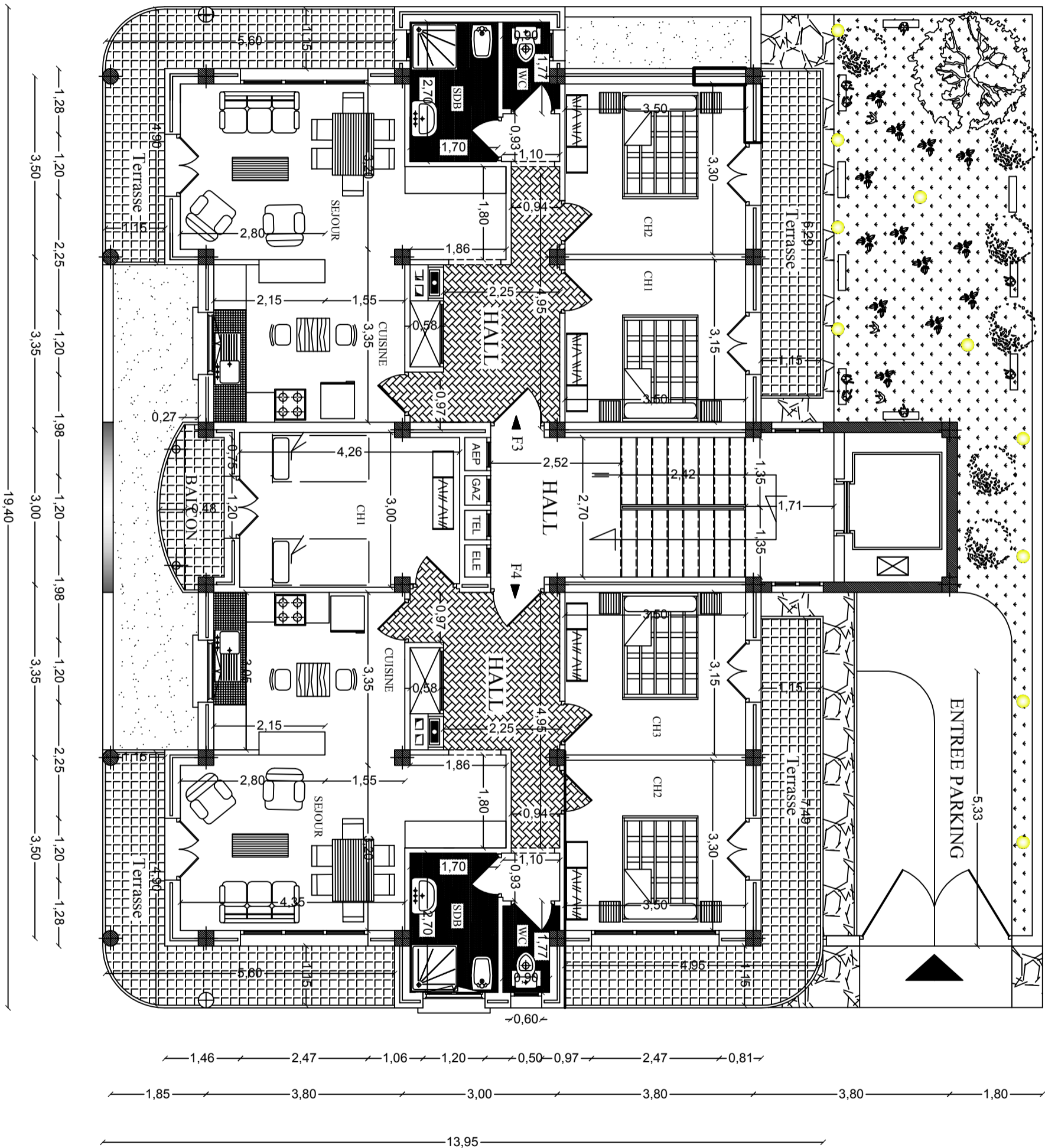
Bibliographie

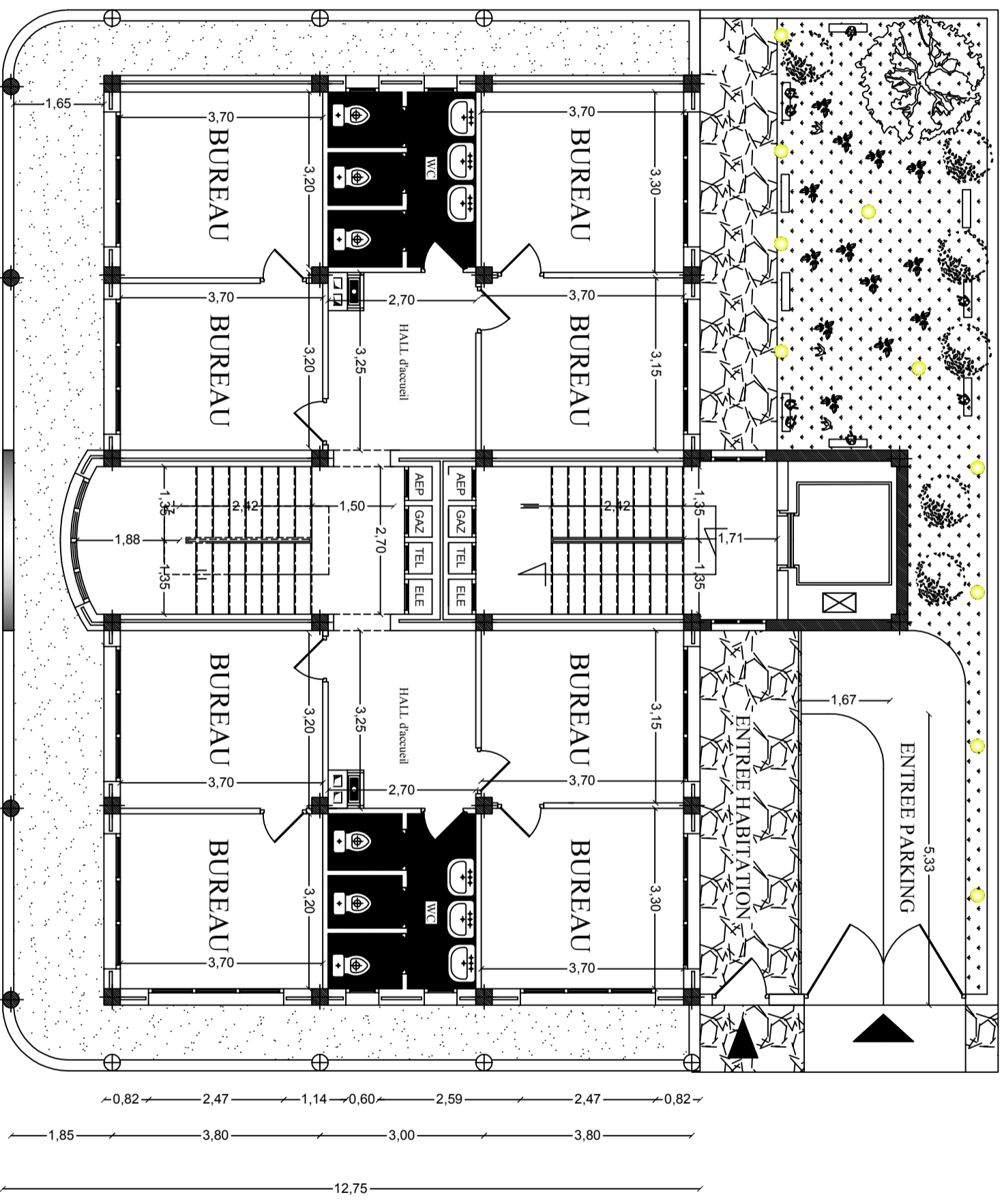
- ✓ Formulaire du béton armé volume1 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Formulaire du béton armé volume2 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Résistance des matériaux formulaire par Jean COURBON et Jean-Noël THEILLOUT
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment par HENRY THONIER
- ✓ Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- ✓ Cours et TD du cursus



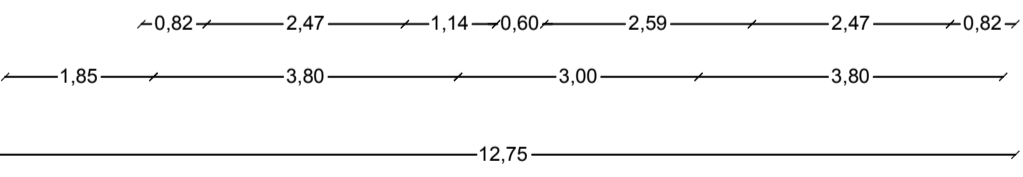
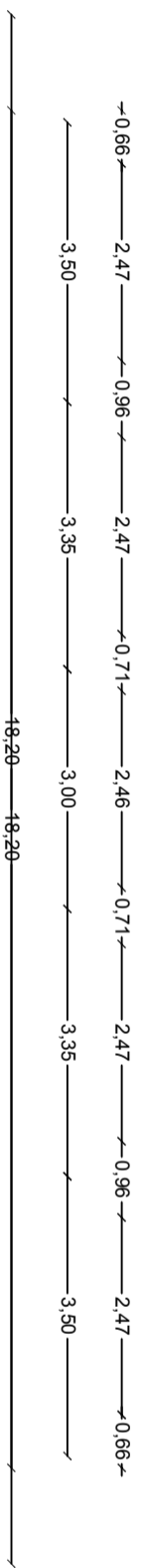
coupe A-A

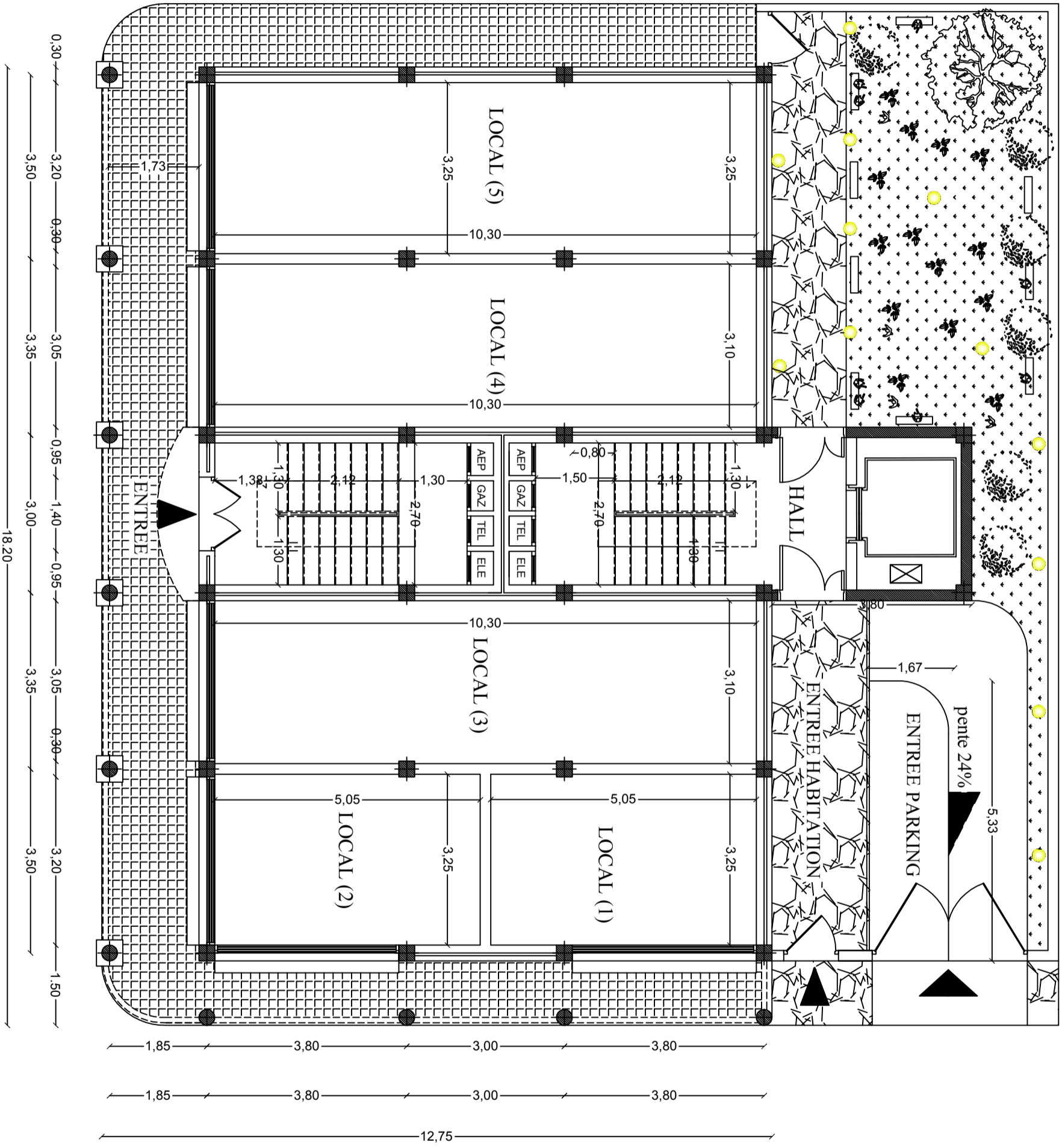
ETAGE COURANT



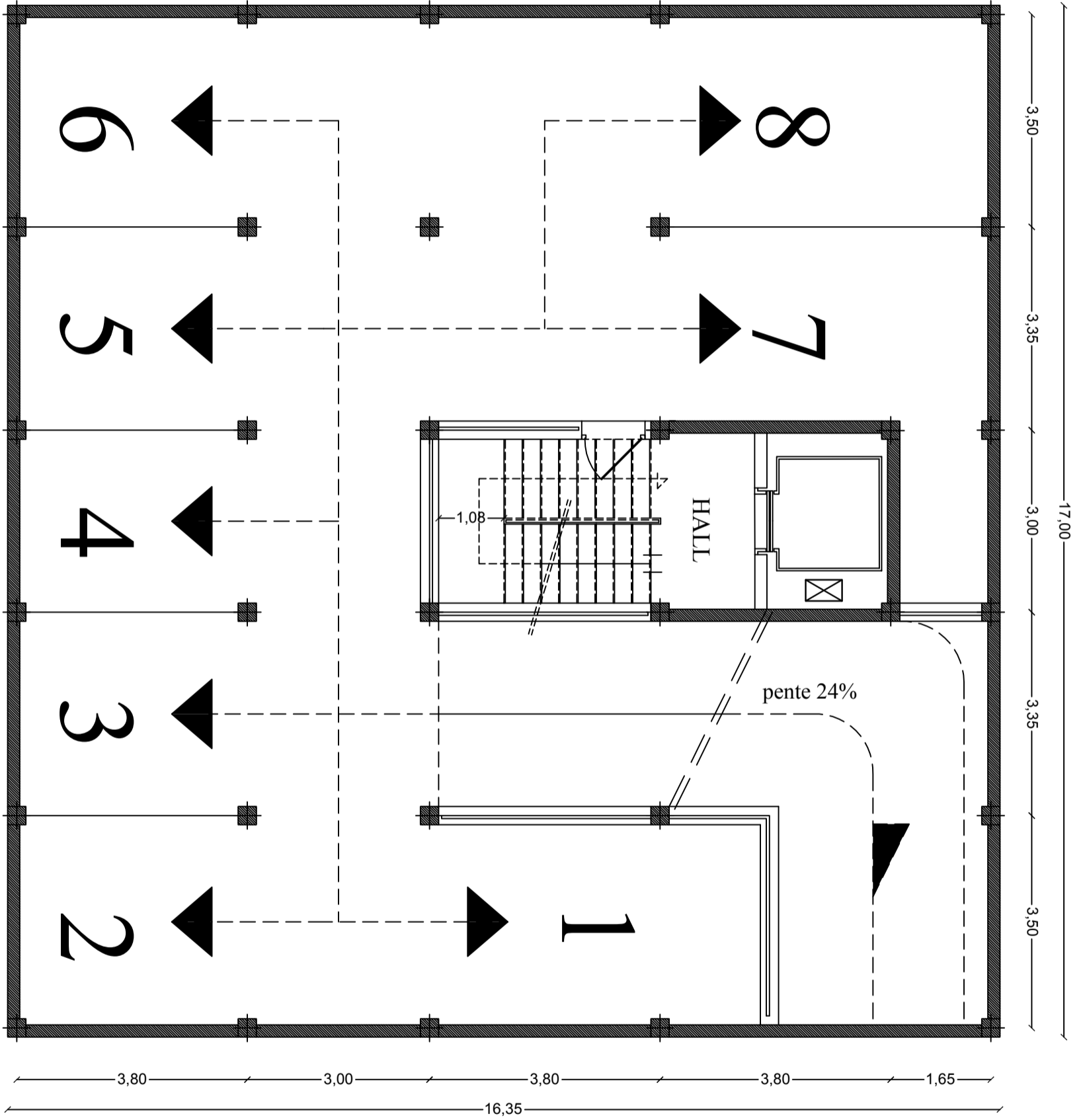


**PLAN DU 1er ETAGE
(SERVICES)**

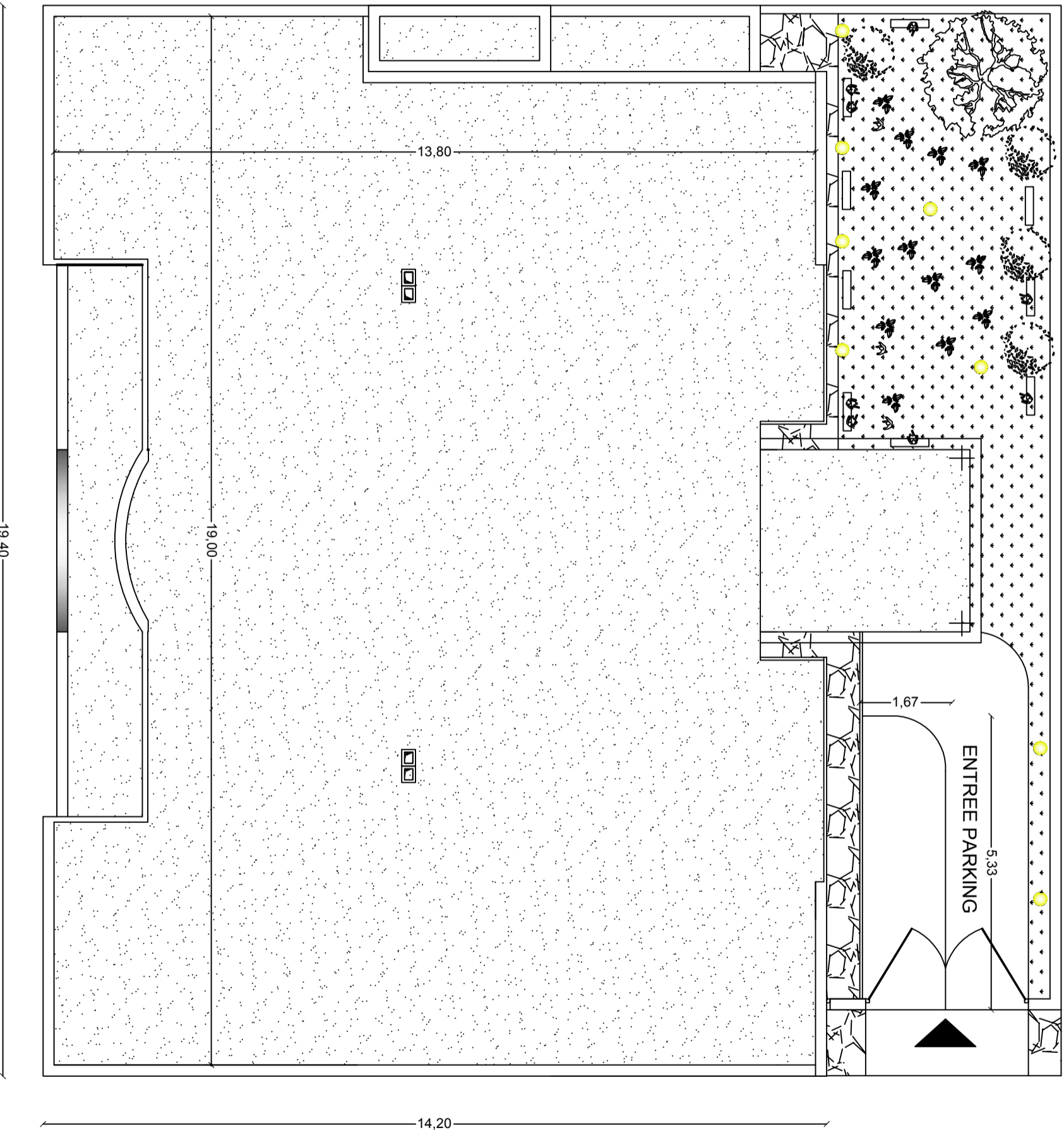




PLAN DU RDC



PLAN DU SOUS-SOL



PLAN TERRASSE